

05

CURSOS TÉCNICOS

TRATAMENTO DE ÁGUAS RESIDUAIS

OPERAÇÕES E PROCESSOS DE TRATAMENTO FÍSICO
E QUÍMICO

Helena Marecos do Monte (coord.)
Maria Teresa Santos

Ana Maria Barreiros
António Albuquerque

Em parceria com:



ERSAR

CURSOS TÉCNICOS

TRATAMENTO DE ÁGUAS RESIDUAIS

OPERAÇÕES E PROCESSOS DE TRATAMENTO FÍSICO
E QUÍMICO

Coordenação científica:

Helena Marecos do Monte

Autoria:

Helena Marecos do Monte

Maria Teresa Santos

Ana Maria Barreiros

António Albuquerque



FICHA TÉCNICA

TÍTULO:

Tratamento de Águas Residuais
Operações e Processos de Tratamento Físico e Químico

COORDENAÇÃO CIENTÍFICA:

Maria Helena Marecos do Monte

AUTORIA:

Maria Helena Marecos do Monte

(Área Departamental de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa)

Maria Teresa Loureiro dos Santos

(Área Departamental de Engenharia Química do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa)

Ana Maria Barreiros

(Área Departamental de Engenharia Química do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa)

António Albuquerque

(Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura da Universidade da Beira Interior)

COMISSÃO TÉCNICA DE APRECIÇÃO:

Mário Caneira, Maria José Franco

EDIÇÃO:

Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos

Instituto Superior de Engenharia de Lisboa

Universidade da Beira Interior

CONCEPÇÃO GRÁFICA:

Brand Practice

COMPOSIÇÃO E PAGINAÇÃO:

Guidesign

IMPRESSÃO E ACABAMENTOS:

Guide – Artes Gráficas, Lda

TIRAGEM:

1000 exemplares

LOCAL E DATA DE EDIÇÃO:

Lisboa, Dezembro de 2016

ISBN:

978-989-8360-32-8

DEPÓSITO LEGAL:

425973/17

PREFÁCIO DA ERSAR

Enquanto entidade reguladora das entidades gestoras de serviços de águas e resíduos, a ERSAR tem responsabilidade, ao nível da gestão do ciclo urbano da água, da promoção da sustentabilidade ambiental na utilização de recursos ambientais e na prevenção da poluição a nível dos impactos dos serviços na água, no ar e no solo e da salvaguarda da saúde pública, garantindo o uso eficiente dos recursos hídricos.

A ERSAR tem seguido uma estratégia de permanente apoio às entidades gestoras e ao setor em geral para as questões da qualidade na conceção, execução, gestão e exploração dos sistemas multimunicipais e municipais, que visa, entre outras a procura de uma melhor gestão global dos recursos hídricos. A capacitação dos técnicos do setor em matérias ligadas ao tratamento de águas residuais é fundamental para assegurar esse objetivo, contribuindo para melhorias num setor fulcral para o desenvolvimento ambiental e social em Portugal.

A presente publicação, inserida na série “Cursos Técnicos” publicada pela ERSAR, e intitulada “Tratamento de Águas Residuais – Operações e Processos de Tratamento Físico e Químico” visa preencher uma lacuna relativa à existência em língua portuguesa de uma obra completa sobre o tratamento de águas residuais. Esta obra resulta de um protocolo de Cooperação Científica e Técnica celebrado entre a ERSAR e o Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL), ao abrigo do qual já foram produzidas outras publicações e trabalhos entre as duas entidades.

Este curso técnico faz parte de um conjunto de três volumes, resultantes da organização desta publicação, face ao elevado número de capítulos, prevendo-se que cada um deles venha a constituir uma edição da Série dos Cursos Técnicos (CT) publicados pela ERSAR:

- CT 5 – dedicado às operações e aos processos químicos unitários de tratamento da fase líquida (a presente obra);
- CT 6 – dedicado aos processos biológicos da fase líquida, tanto os mecanizados como os naturais;
- CT 7 – dedicado ao tratamento das fases sólida (lamas) e gasosa (desodorização).

Com a publicação deste curso técnico, cujos conteúdos tratam as operações e os processos unitários de tratamento físico-químico da fase líquida, a ERSAR pretende, além de constituir uma mais-valia para a capacitação do setor nacional, poder ser uma importante obra para a Comunidade dos Países de Língua Portuguesa, reforçando a posição que a ERSAR tem tido nesta área. Esperamos que os técnicos atuais e futuros do setor venham a beneficiar da disponibilização desta obra para apoiar a sua formação e capacitação nestas matérias, com o objetivo de melhorar o setor dos serviços de águas e em particular as práticas associadas ao tratamento de águas residuais.

O Conselho de Administração da ERSAR

Orlando Borges

(Presidente)

Ana Barreto Albuquerque

(Administradora)

Paulo Lopes Marcelo

(Administrador)

PREFÁCIO DA COORDENAÇÃO CIENTÍFICA

A engenharia do tratamento de águas residuais conta já com numerosas obras de vulto em Portugal, como o atestam as grandes ETAR das maiores cidades do país e também as de menor dimensão, que tanto têm contribuído para a recuperação da qualidade da água dos rios e praias do país. A maioria destas obras cumpre cabalmente a sua função, evidenciando a maturidade dos profissionais deste setor e do ensino nesta temática ministrado nas escolas de ensino superior portuguesas. É, por isso, um pouco paradoxal, que não exista um livro português sobre o tratamento de águas residuais, obrigando os estudantes e os profissionais do setor a socorrer-se de bibliografia de outros países, nomeadamente em língua inglesa.

A presente publicação, inserida na série “Cursos Técnicos” publicada pela ERSAR vem, de certa forma, preencher esta falta. A sua elaboração resulta de um protocolo de colaboração técnico-científica celebrado entre a ERSAR e o ISEL e de outro protocolo celebrado entre o ISEL e a UBI. Trata-se de um texto de caráter eminentemente didático, alicerçado no ensino da unidade curricular de “Estações de Tratamento de Águas Residuais”, ministrada no Curso de Mestrado em Engenharia Civil / Área de Especialização de Hidráulica, do ISEL, e que embora mais completo do que aquilo que é possível lecionar numa unidade curricular semestral, procura ser uma obra concisa e bastante prática, que tanto pode ser útil a um estudante como a um profissional que procure recordar ou clarificar conceitos já aprendidos.

O tratamento de águas residuais não se cinge apenas ao tratamento da chamada fase líquida, mas inclui também o tratamento das lamas e a desodorização da atmosfera de zonas de cheiros mais ofensivos. A panóplia de operações e processos unitários de tratamento de águas residuais é, assim, bastante vasta, resultando em mais de uma trintena de capítulos. Por tal motivo, optou-se por organizar esta publicação em três volumes: o primeiro dedicado a operações unitárias de tratamento, o segundo aos processos de tratamento biológico, tanto os mecanizados como os naturais e o terceiro focado no tratamento de lamas e desodorização de atmosferas com odor desagradável.

Uma obra desta amplitude requer, necessariamente, a colaboração de diversos autores e a revisão crítica da equipa da ERSAR que acompanhou este projeto. Foi para mim um grato prazer trabalhar com as Professoras Maria Teresa Loureiro dos Santos e Ana Maria Barreiros Joanaz de Melo, ambas docentes do ISEL, e com o Professor António Albuquerque, docente da UBI. De igual forma, cumpre registar, com apreço, os contributos do Eng.º Mário Caneira e da Eng.ª Maria José Franco, no âmbito do acompanhamento deste projeto por parte da ERSAR.

O esforço e empenho dedicado pelos Autores à elaboração desta obra em três volumes será plenamente recompensado se for considerada pelos seus utilizadores – estudantes ou já profissionais – como um sólido contributo para a sua formação em engenharia do tratamento de águas residuais.

Maria Helena Ferreira Marecos do Monte

Professora Coordenadora com Agregação do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa

ÍNDICE GERAL

PREFÁCIO DA ERSAR	V
PREFÁCIO DA COORDENAÇÃO CIENTÍFICA	VII
1. INTRODUÇÃO	1
2. AS ETAR COMO INSTRUMENTO DE PROTEÇÃO AMBIENTAL	7
3. CARATERIZAÇÃO DE ÁGUAS RESIDUAIS	25
4. CONCEPTUALIZAÇÃO DA FILEIRA DE TRATAMENTO	99
5. MEDIÇÃO DE CAUDAL	105
6. GRADAGEM E TAMISAÇÃO	113
7. EQUALIZAÇÃO	141
8. MISTURA RÁPIDA	159
9. TEORIA DA SEPARAÇÃO GRAVÍTICA DE PARTÍCULAS EM SUSPENSÃO	175
10. DESARENAÇÃO	189
11. DECANTAÇÃO	217
12. FLOTAÇÃO	259
13. AREJAMENTO	273
14. FILTRAÇÃO	293
15. PROCESSOS DE MEMBRANAS	333
16. COAGULAÇÃO QUÍMICA	363
17. FLOCULAÇÃO	377
18. PRECIPITAÇÃO QUÍMICA	387
19. DESINFEÇÃO	407
20. GESTÃO DE SUBSTÂNCIAS QUÍMICAS UTILIZADAS NO TRATAMENTO DE ÁGUAS RESIDUAIS	443
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	467
ANEXO I – ÁGUAS RESIDUAIS	479
ANEXO II – DIMENSIONAMENTO DO CANAL PARSHALL	487
ANEXO III – VELOCIDADE DE SEDIMENTAÇÃO	489
ANEXO IV – ENSAIOS EM COLUNA DE SEDIMENTAÇÃO	491
ANEXO V – MÉTODO DE TALMADGE E FITCH E MÉTODO DO FLUXO DE SÓLIDOS	493
ANEXO VI – CONSTANTES DE SOLUBILIDADE	499
SOBRE OS AUTORES	501

ÍNDICE DETALHADO

PREFÁCIO DA ERSAR	V
PREFÁCIO DA COORDENAÇÃO CIENTÍFICA	VII
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Breve história do tratamento de águas residuais	1
1.2. Tratamento de águas residuais em Portugal	4
1.3. Organização do texto	4
2. AS ETAR COMO INSTRUMENTO DE PROTEÇÃO AMBIENTAL	7
2.1. Nota introdutória	7
2.2. As ETAR como instrumento de proteção ambiental	7
2.3. Requisitos legais para o tratamento de águas residuais	10
2.4. Níveis de tratamento de águas residuais	15
2.4.1. Poluentes presentes nas ARU e resíduos do seu tratamento	15
2.4.2. Tratamento da fase líquida	17
2.4.3. Tratamento da fase sólida	18
2.4.4. Tratamento da fase gasosa	20
2.5. Desafios futuros para as ETAR	21
3. CARATERIZAÇÃO DE ÁGUAS RESIDUAIS	25
3.1. Nota introdutória	25
3.2. Tipologia das águas residuais	25
3.3. Caraterização quantitativa	27
3.3.1. Variação do caudal afluente à ETAR	27
3.3.2. Caudais de dimensionamento	28
3.3.2.1. Caudal médio	28
3.3.2.2. Caudal de ponta	33
3.3.2.3. Caudal mínimo	35
3.3.3. Variação da carga poluente	35
3.4. Caraterização qualitativa	41
3.4.1. Natureza e estado dos poluentes	41
3.4.2. Caraterísticas físicas relevantes em AR	44
3.4.2.1. Sólidos	44
3.4.2.2. Turvação	47
3.4.2.3. Cor	48
3.4.2.4. Odor	48

3.4.2.5. Temperatura	49
3.4.2.6. Densidade	51
3.4.2.7. Viscosidade	51
3.4.2.8. Capacidade de adsorção	52
3.4.3. Características químicas	53
3.4.3.1. Características químicas relevantes em AR.	53
3.4.3.2. pH	54
3.4.3.3. Potencial redox	55
3.4.3.4. Alcalinidade	57
3.4.3.5. Cloretos	58
3.4.3.6. Oxigênio dissolvido	58
3.4.3.7. Matéria orgânica	59
3.4.3.7.1. Matéria orgânica biodegradável e não biodegradável	59
3.4.3.7.2. Parâmetros de avaliação da matéria orgânica	63
3.4.3.7.3. CBO	64
3.4.3.7.4. CQO	67
3.4.3.7.5. COT	68
3.4.3.7.6. Avaliação da biodegradabilidade da matéria orgânica	68
3.4.3.8. Nutrientes	69
3.4.3.8.1. Eutrofização	69
3.4.3.8.2. Azoto e compostos azotados	69
3.4.3.8.3. Fósforo e compostos fosforados	72
3.4.3.9. Enxofre e compostos sulfurados	72
3.4.3.10. Óleos e gorduras	74
3.4.3.11. Substâncias tensoativas	74
3.4.3.12. Metais pesados	76
3.4.3.13. Compostos orgânicos perigosos	77
3.4.4. Características microbiológicas	79
3.4.4.1. Microrganismos presentes nas AR	79
3.4.4.2. Microrganismos patogênicos	79
3.4.4.3. Quantificação dos microrganismos patogênicos presentes nas AR.	84
3.4.5. Toxicidade	89
3.5. Exercícios	91
4. CONCEPTUALIZAÇÃO DA FILEIRA DE TRATAMENTO	99
4.1. Nota introdutória	99
4.2. Fatores condicionantes da conceptualização da fileira de tratamento	99

5. MEDIÇÃO DE CAUDAL	105
5.1. Nota introdutória	105
5.2. Tipo de medidores de caudal em ETAR	106
5.2.1. Seleção do tipo de medidor de caudal	106
5.2.2. Medidor de caudal em canal Parshall	106
5.2.3. Medidor de caudal eletromagnético	108
5.3. Exercícios	110
6. GRADAGEM E TAMISAÇÃO	113
6.1. Objetivo	113
6.2. Mecanismos da remoção de sólidos por gradagem	113
6.3. Tipologia de grades e de tamisadores	114
6.4. Disposições construtivas	120
6.5. Dimensionamento de sistemas de gradagem	122
6.5.1. Sistema de grades	122
6.5.2. Tamisadores	127
6.6. Requisitos de O&M	129
6.6.1. Princípios gerais de O&M de instalações de gradagem e de tamisação.	129
6.6.2. Gradados e tamisados	131
6.7. Exercícios	134
7. EQUALIZAÇÃO	141
7.1. Objetivo	141
7.2. Mecanismos da equalização	141
7.3. Tipologia de bacias de equalização	142
7.4. Disposições construtivas	143
7.5. Dimensionamento de uma instalação de equalização	145
7.6. Requisitos de O&M	149
7.7. Exercícios	150
8. MISTURA RÁPIDA	159
8.1. Objetivo	159
8.2. Mecanismos de mistura	159
8.3. Tipologia das instalações de mistura	161
8.3.1. Misturadores hidráulicos	162
8.3.2. Misturadores mecânicos.	164
8.3.3. Misturadores pneumáticos.	165
8.4. Disposições construtivas	166

8.5. Dimensionamento de misturadores.	167
8.5.1. Critérios gerais.	167
8.5.2. Dimensionamento de misturadores em linha estáticos.	168
8.5.3. Dimensionamento de misturadores mecanizados.	169
8.5.3.1. Tanque de mistura com agitador rotativo.	169
8.5.3.2. Mistura em linha mecanizada.	172
8.6. Requisitos de O&M.	172
8.7. Exercícios.	172
9. TEORIA DA SEPARAÇÃO GRAVÍTICA DE PARTÍCULAS	
EM SUSPENSÃO	175
9.1. Objetivo	175
9.2. Mecanismos da separação de partículas em suspensão	175
9.2.1. Tipos de sedimentação	175
9.2.2. Sedimentação de partículas discretas	178
9.2.3. Sedimentação de partículas floculentas.	185
9.2.4. Sedimentação em manto de lamas	185
9.2.5. Sedimentação em compressão	186
10. DESARENAÇÃO	189
10.1. Objetivo	189
10.2. Mecanismos da desarenação	189
10.3. Tipologia de desarenadores	192
10.3.1. Nota introdutória	192
10.3.2. Desarenador de escoamento horizontal	193
10.3.3. Desarenador arejado	195
10.3.4. Desarenador tangencial ou tipo vórtice	196
10.3.5. Equipamento de extração de areias	200
10.4. Disposições construtivas	201
10.5. Dimensionamento de desarenadores	203
10.5.1. Desarenadores de escoamento horizontal	203
10.5.2. Desarenadores arejados.	205
10.5.3. Desarenadores tangenciais ou tipo vórtice.	206
10.5.4. Classificadores de areias.	208
10.6. Requisitos de O&M	208
10.7. Exercícios	210
11. DECANTAÇÃO	217
11.1. Objetivo	217

11.2. Mecanismos da decantação de AR.	217
11.2.1. Nota introdutória	217
11.2.2. Decantação primária	218
11.2.3. Decantação secundária	218
11.2.4. Decantação em tratamento químico	219
11.2.5. Decantação assistida	220
11.2.5.1. Combinação de coagulação-floculação-decantação ..	220
11.2.5.2. Decantação assistida por lamelas	220
11.3. Tipologia de decantadores	223
11.4. Disposições construtivas	224
11.4.1. Fatores relevantes na construção de decantadores	224
11.4.2. Admissão de água no decantador	225
11.4.3. Saída do efluente decantado	227
11.4.4. Sistema de recolha e remoção de lamas	229
11.4.5. Sistema de remoção de escumas	232
11.4.6. Curto-circuito hidráulico e correntes induzidas	232
11.4.7. Cobertura de decantadores	233
11.5. Dimensionamento de decantadores	234
11.6. Requisitos de O&M	240
11.7. Exercícios	243
12. FLOTAÇÃO	259
12.1. Objetivo	259
12.2. Mecanismos da flotação	259
12.3. Tipologia dos flotadores	263
12.4. Disposições construtivas	265
12.5. Dimensionamento de flotadores	266
12.6. Requisitos de O&M	267
12.7. Exercícios	268
13. AREJAMENTO	273
13.1. Objetivo	273
13.2. Mecanismos do arejamento	273
13.2.1. Nota introdutória	273
13.2.2. Transferência de massa	274
13.2.3. Homogeneização da massa líquida	277
13.3. Tipologia dos arejadores	278
13.3.1. Nota introdutória	278
13.3.2. Arejadores de ar difuso	279

13.3.3. Arejadores mecânicos	283
13.4. Disposições construtivas	284
13.4.1. Sistemas de ar difuso	284
13.4.2. Arejadores mecânicos	285
13.4.2.1. Turbinas de arejamento de eixo vertical	285
13.4.2.2. Arejadores mecânicos de eixo horizontal	286
13.5. Dimensionamento de arejadores	287
13.5.1. Arejadores de ar difuso	287
13.5.2. Arejadores mecânicos	288
13.6. Requisitos de O&M	289
13.7. Exercícios	290
14. FILTRAÇÃO	293
14.1. Objetivo	293
14.2. Mecanismos da remoção de poluentes por filtração	293
14.2.1. Fatores que afetam a eficiência da filtração	293
14.2.2. Filtração em leito granular	295
14.2.2.1. Nota introdutória	295
14.2.2.2. Características do material do leito granular	296
14.2.2.3. Perda de carga num filtro em operação	298
14.2.2.4. Lavagem do meio filtrante	301
14.2.3. Filtração superficial	304
14.3. Tipologia dos filtros	306
14.4. Disposições construtivas	309
14.4.1. Filtros de leito granular	309
14.4.2. Filtração superficial	312
14.5. Dimensionamento de filtros	314
14.5.1. Filtração em meio granular	314
14.5.2. Filtração superficial	318
14.6. Requisitos de O&M	320
14.6.1. Operação de filtração em meio granular	320
14.6.2. Operação de filtração superficial	322
14.6.3. Manutenção de filtros de meio granular	323
14.6.4. Manutenção de filtros superficiais	324
14.7. Exercícios	324
15. PROCESSOS DE MEMBRANAS	333
15.1. Objetivo	333
15.2. Mecanismo de remoção de poluentes por membranas	333

15.2.1. Separação de poluentes por passagem da AR através de membranas.	333
15.2.2. Colmatação das membranas	337
15.2.3. Eficiência dos processos de membranas.	340
15.2.4. Vantagens e desvantagens dos processos de membranas	343
15.3. Tipologia dos processos de membranas	345
15.3.1. Características específicas da MF, UF, NF e OI	345
15.3.2. Características das membranas	346
15.4. Disposições construtivas	348
15.4.1. Configuração das membranas	348
15.4.2. Unidade de tratamento por membranas	352
15.4.3. Fileiras de tratamento por membranas.	353
15.5. Dimensionamento de sistemas de membranas	353
15.6. Requisitos de O&M	355
15.6.1. Operação	355
15.6.1.1. Nota introdutória	355
15.6.1.2. Pré-tratamento do afluente.	355
15.6.1.3. Lavagem das membranas	356
15.6.2. Manutenção	358
15.7. Exercícios	360
16. COAGULAÇÃO QUÍMICA	363
16.1. Objetivo	363
16.2. Mecanismos da coagulação química	363
16.2.1. Propriedades das partículas coloidais	363
16.2.2. Desestabilização das partículas coloidais	366
16.2.3. Fatores que condicionam a coagulação química	368
16.2.4. Vantagens e desvantagens da coagulação química	371
16.3. Tipologia dos reagentes utilizados na coagulação química ...	372
16.4. Disposições construtivas	373
16.5. Dimensionamento de instalações de coagulação.	373
16.6. Requisitos de O&M	374
16.7. Exercícios	374
17. FLOCULAÇÃO	377
17.1. Objetivo	377
17.2. Mecanismos da floculação	377
17.3. Tipologia dos floculadores	378
17.4. Disposições construtivas	380

17.5. Dimensionamento de flocladores	381
17.5.1. Flocladores mecânicos	381
17.5.2. Flocladores hidráulicos	382
17.6. Requisitos de O&M	383
17.7. Exercícios	384
18. PRECIPITAÇÃO QUÍMICA	387
18.1. Objetivo	387
18.2. Mecanismos da precipitação	387
18.2.1. Equilíbrio de solubilidade	387
18.2.2. Fatores que afetam a solubilidade dos precipitados	389
18.3. Tipologia da aplicação da precipitação química no tratamento de águas residuais	392
18.3.1. Nota introdutória	392
18.3.2. Remoção de fósforo por precipitação química	392
18.3.2.1. Agentes da precipitação de fosfatos	392
18.3.2.2. Dosagem de precipitantes	395
18.3.2.3. Localização da adição de precipitantes	396
18.3.3. Remoção de metais por precipitação	397
18.3.3.1. Agentes de precipitação de metais dissolvidos	397
18.3.3.2. Vantagens e desvantagens da precipitação	399
18.4. Disposições construtivas	400
18.5. Dimensionamento de instalações de precipitação química	401
18.6. Requisitos de O&M	402
18.7. Exercícios	402
19. DESINFEÇÃO	407
19.1. Objetivo	407
19.2. Mecanismos da desinfecção de águas residuais	408
19.3. Tipologia dos processos de desinfecção	414
19.3.1. Processos de desinfecção de AR	414
19.3.2. Cloragem	416
19.3.3. Ozonização	421
19.3.4. Radiação UV	423
19.4. Disposições construtivas	427
19.4.1. Cloragem	427
19.4.2. Ozono	428
19.4.3. Radiação UV	430
19.5. Dimensionamento de sistemas de desinfecção	434

19.5.1. Cloragem	434
19.5.2. Ozonização	434
19.5.3. Radiação UV	435
19.6. Requisitos de O&M	435
19.6.1. Operação	435
19.6.2. Manutenção	436
19.7. Exercícios	439
20. GESTÃO DE SUBSTÂNCIAS QUÍMICAS UTILIZADAS	
NO TRATAMENTO DE ÁGUAS RESIDUAIS	443
20.1. Objetivo	443
20.2. Aquisição de substâncias químicas	444
20.3. Armazenamento das SQ	446
20.3.1. Capacidade de armazenamento	446
20.3.2. Locais de armazenamento	447
20.3.3. Recipientes de armazenamento de SQ	448
20.4. Dosagem e alimentação ao tratamento	456
20.5. Requisitos de segurança	459
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	467
ANEXO I – ÁGUAS RESIDUAIS	479
ANEXO II – DIMENSIONAMENTO DO CANAL PARSHALL	487
ANEXO III – VELOCIDADE DE SEDIMENTAÇÃO	489
ANEXO IV – ENSAIOS EM COLUNA DE SEDIMENTAÇÃO	491
ANEXO V – MÉTODO DE TALMADGE E FITCH E MÉTODO DO FLUXO DE SÓLIDOS	493
ANEXO VI – CONSTANTES DE SOLUBILIDADE	499
SOBRE OS AUTORES	501

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Cloaca Maxima, Roma: a) planta e b) fotografia	1
Figura 1.2 Dr. John Snow.	2
Figura 1.3 Aspeto da antiga ETAR de Praga (CZ)	3
Figura 2.1 Evolução do nível de cobertura do serviço de saneamento de AR em Portugal (1994-2015).	9
Figura 2.2 Evolução da qualidade das águas superficiais em Portugal continental	10
Figura 2.3 Localização das zonas sensíveis e menos sensíveis.	14
Figura 2.4 Esquema do tratamento das fases líquida, sólida e gasosa das AR	16
Figura 2.5 Calendarização da implementação da Diretiva n.º 91/271/CEE e do Decreto-Lei n.º 152/97	16
Figura 3.1 Variação diária do caudal de AR	27
Figura 3.2 Variação diária do caudal, da concentração e da carga de CBO de AR	37
Figura 3.3 Sólidos presentes nas AR.	47
Figura 3.4 Esquema da oxidação aeróbia da matéria orgânica	63
Figura 3.5 Carência Bioquímica de Oxigénio (carbonada e azotada)	66
Figura 3.6 Ciclo do azoto.	70
Figura 3.7 Detergente: a) sabão vulgar e b) lauril sulfato de sódio.	75
Figura 3.8 Ciclo de infeção por <i>Taenia</i>	81
Figura 3.9 Microrganismos patogénicos: a) bactéria <i>Shigella</i> e b) protozoário <i>Giardia lamblia</i>	83
Figura 3.10 Método das membranas filtrantes: a) filtração da amostra sobre membrana celulósica e b) incubação da membrana em caixa Petri com meio de cultura apropriado.	88
Figura 3.11 Método dos tubos múltiplos.	88
Figura 4.1 Exemplo de uma fileira de tratamento de AR	104
Figura 5.1 Locais de medição de caudal na ETAR	105
Figura 5.2 Medidor de caudal em canal Parshall: a) esquema e b) fotografia.	107
Figura 5.3 Medidor eletromagnético em escoamento sob pressão	110
Figura 6.1 Grades de limpeza manual	115
Figura 6.2 Grades de limpeza mecânica: a) suspensa por cabos e b) braço rotativo	115

Figura 6.3 Grades com limpeza mecânica: a) frontal – retorno frontal e b) de funcionamento alternado	116
Figura 6.4 Tamisadores: a) fixos; b) de tambor rotativo e c) do tipo “step screen”	119
Figura 6.5 Câmara de grades	121
Figura 6.6 Cesto de recolha de gradados.	121
Figura 6.7 Relação entre o comprimento molhado da grade (L_0) e o nível de água no canal (h)	125
Figura 6.8 Perfil hidráulico de um sistema de grades.	126
Figura 6.9 Fatores de forma de barras de grades	127
Figura 6.10 Compactador de gradados/tamisados.	133
Figura 7.1 Localização da bacia de equalização relativamente aos outros tratamentos: a) em linha e b) paralelamente à linha	143
Figura 7.2 Bacia de equalização: a) medidor de caudal de afluente e b) equipamento flutuante de mistura e arejamento.	144
Figura 7.3 Bacia de equalização de terra compactada com camada impermeabilizante.	145
Figura 7.4 Diagrama de massa de afluentes para determinação dos volumes de equalização: a) perfil de caudal 1 e b) perfil de caudal 2	147
Figura 8.1 Misturador em linha estático: a) esquema e b) fotografia. . .	163
Figura 8.2 Mistura em linha com injetores: a) esquema e b) fotografia	163
Figura 8.3 Misturador de ressalto hidráulico.	163
Figura 8.4 Agitadores: a) hélice de três lâminas; b) turbina de lâminas finas c) turbina de disco com lâminas ou turbina de Rushton; d) turbina vertical de lâminas curvas e e) turbina vertical de lâminas inclinadas.	164
Figura 8.5 Agitadores de hélice ou turbina com fluxo: a) radial e b) axial	165
Figura 8.6 Difusores de ar comprimido	166
Figura 8.7 Dimensões típicas do tanque misturador com turbina	170
Figura 9.1 Representação esquemática dos tipos de sedimentação. . .	177
Figura 9.2 Forças que atuam numa partícula em sedimentação.	179
Figura 9.3 Coeficiente de atrito em função do número de Reynolds e da forma da partícula	180
Figura 9.4 Sedimentação num tanque ideal	182
Figura 9.5 Trajetória das partículas discretas num tanque: a) retangular; b) circular de fluxo descendente e c) circular de fluxo ascendente	183

Figura 9.6 Trajetória da sedimentação de partículas com velocidade: a) superior à crítica e b) inferior à crítica	184
Figura 10.1 Trajetória das partículas discretas na desarenação	190
Figura 10.2 Velocidade horizontal em função do diâmetro e densidade de partículas	191
Figura 10.3 Desarenador de escoamento horizontal	193
Figura 10.4 Descarregador Sutro	194
Figura 10.5 Esquema de um desarenador de escoamento horizontal e velocidade controlada com descarregador Sutro	194
Figura 10.6 Trajetória das partículas num desarenador arejado	195
Figura 10.7 Desarenador arejado de planta retangular: a) fotografia e b) esquema	196
Figura 10.8 Desarenador tangencial mecanizado	197
Figura 10.9 Desarenador do tipo hidrociclone	197
Figura 10.10 Extração por parafuso inclinado, lavagem e classificação de areias: a) esquema e b) fotografia	201
Figura 10.11 Distribuição longitudinal em função do diâmetro de partículas sedimentáveis em desarenadores gravíticos de escoamento horizontal	202
Figura 11.1 Reator biológico e decantador secundário	219
Figura 11.2 Coagulação/floculação acoplada à decantação	220
Figura 11.3 Decantador de lamelas: a) esquema e b) conjunto de lamelas com tubos hexagonais	221
Figura 11.4 Configurações dos sistemas lamelares: a) contracorrente; b) cocorrente e c) cruzada	222
Figura 11.5 Decantação assistida de alta eficiência	223
Figura 11.6 Sistema de admissão de AR no decantador	225
Figura 11.7 Decantador retangular	226
Figura 11.8 Decantador circular: a) entrada lateral de AR e b) entrada de AR pelo fundo do tanque	226
Figura 11.9 Defletor da entrada central do decantador	227
Figura 11.10 Sistema de recolha do efluente decantado	227
Figura 11.11 Descarregador em “V”	228
Figura 11.12 Sistema radial de recolha de decantado	228
Figura 11.13 Poço de lamas: a) num decantador circular e b) num decantador retangular	229
Figura 11.14 Tanque Imhoff: a) esquema e b) fotografia	230
Figura 11.15 Lâminas raspadoras de decantador retangular movidas por: a) correntes e b) por ponte raspadora	231

Figura 11.16 Soleira de deslocação da ponte raspadora	231
Figura 11.17 Raspadores superficial e de fundo do decantador	232
Figura 11.18 Perfis de escoamento num decantador retangular	233
Figura 11.19 Cobertura de decantador: a) exterior e b) interior	234
Figura 11.20 Balanço de massas de SST ao decantador primário	240
Figura 12.1 Razão A/S em função da: a) concentração de SST e b) óleos e gorduras	261
Figura 12.2 Variação da velocidade ascensional das bolhas de ar em função do seu diâmetro	262
Figura 12.3 DAF com recirculação	263
Figura 12.4 Flotador de dispersão de ar	264
Figura 12.5 Flotador circular	265
Figura 13.1 Arejamento – teoria dos dois filmes: a) absorção e b) desorção	275
Figura 13.2 Difusor de ar comprimido	279
Figura 13.3 Difusores porosos: a) de disco cerâmico e b) de campânula cerâmica	281
Figura 13.4 Difusores não porosos: a) de orifício; b) de tubo e c) tubo estático	282
Figura 13.5 Compressores: a) centrífugo – esquema; b) centrífugo – fotografia; c) de deslocamento positivo – esquema e d) de deslocamento positivo – fotografia	282
Figura 13.6 Turbina de arejamento de eixo vertical	283
Figura 13.7 Difusores montados em tubagem distribuidora de ar	284
Figura 13.8 Painéis de arejamento: a) esquema e b) aplicados num tanque de arejamento	285
Figura 13.9 Arejadores mecânicos superficiais de: a) baixa velocidade – esquema; b) baixa velocidade – fotografia; c) alta velocidade – esquema e d) alta velocidade – fotografia	286
Figura 13.10 Arejadores mecânicos superficiais: com eixo horizontal a) com palhetas e b) com discos	287
Figura 14.1 Filtração em leito granular	296
Figura 14.2 Filtro em: a) operação e b) lavagem	301
Figura 14.3 Velocidade de lavagem para diferentes materiais de filtração (a 10 °C)	302
Figura 14.4 Filtração superficial	305
Figura 14.5 Tipologia dos filtros aplicados no tratamento de águas residuais	306
Figura 14.6 Filtro de tela	308

Figura 14.7 Filtro de tela diamante	308
Figura 14.8 Filtro de meio granular	309
Figura 14.9 Configuração da camada de drenagem: a) blocos ou tijolos perfurados e b) difusores	310
Figura 14.10 Sistema de limpeza superficial do meio granular	311
Figura 14.11 Filtro em pressão	312
Figura 14.12 Filtros superficiais de tela: a) esquema e b) direção de filtração	312
Figura 14.13 Filtros superficiais de disco: a) esquema e b) direção de filtração	313
Figura 14.14 Filtros superficiais de tela em diamante	313
Figura 14.15 Filtração a velocidade constante: a) controlo do caudal à saída; b) controlo do caudal à entrada e c) filtração a perda de carga	321
Figura 14.16 Reparação da laje de fundo de um filtro de meio granular .	324
Figura 15.1 Esquema da separação de poluentes por membranas . . .	334
Figura 15.2 Separação de constituintes da água através da passagem pela membrana	335
Figura 15.3 Recuperação de energia na NF e OI com dispositivo isobárico	336
Figura 15.4 Dimensão de partículas e microrganismos removidos por processos de membranas	337
Figura 15.5 Fenómenos de colmatção da membrana	338
Figura 15.6 Modos de operação: a) fluxo perpendicular (<i>dead end flow</i>) e b) fluxo tangencial (<i>cross flow</i>).	338
Figura 15.7 Módulo plano.	349
Figura 15.8 Membrana enrolada em espiral	349
Figura 15.9 Módulo tubular	349
Figura 15.10 Bateria de módulos de membranas.	350
Figura 15.11 Associação de módulos de membranas: a) em série e b) em paralelo.	351
Figura 15.12 Associação de módulos de membranas em árvore	351
Figura 15.13 Esquemas de instalação de tratamento por MF e UF por: a) alimentação tangencial; b) alimentação tangencial com reservatório e c) alimentação perpendicular	352
Figura 15.14 Fileiras de tratamento por processos de membranas . . .	353
Figura 15.15 Variação do fluxo de permeado numa membrana a operar a PTM constante – sem lavagem e com lavagem em contracorrente	357

Figura 15.16 Lavagem em contracorrente da membrana	357
Figura 16.1 Variação com a distância da energia de interação entre partículas	365
Figura 16.2 Processo de coagulação e floculação.	366
Figura 16.3 Partícula coloidal: a) modelo da dupla camada e b) potencial associado	366
Figura 16.4 Formação de agregados polímero-partículas por pontes	367
Figura 16.5 Diagramas de equilíbrio de solubilidade em água dos hidróxidos de: a) alumínio e b) ferro.	369
Figura 16.6 Equipamento laboratorial para o <i>jar-test</i>	371
Figura 16.7 Polieletrólitos utilizados como coagulantes	373
Figura 17.1 Coagulação e floculação combinada com decantador lamelar	378
Figura 17.2 Floculador mecanizado com roda de pás: a) horizontal, b) e c) vertical	379
Figura 17.3 Floculador de balanceiro.	379
Figura 17.4 Floculador hidráulico de chicanas	380
Figura 17.5 Floculador mecanizado com defletores corte: a) longitudinal e b) transversal	381
Figura 18.1 Variação da solubilidade do precipitado com a concentração do anião precipitante.	391
Figura 18.2 Dosagem de cal hidratada em função da alcalinidade da ARU	394
Figura 18.3 Variação da solubilidade com o pH para: a) fosfato de alumínio e b) fosfato de ferro	395
Figura 18.4 Variação da solubilidade dos hidróxidos e dos sulfuretos metálicos em função do pH	398
Figura 19.1 Cloragem ao <i>breakpoint</i>	418
Figura 19.2 Banda de UV germicida no espectro da radiação eletromagnética	423
Figura 19.3 Interferência dos SS na AR com a ação germicida dos UV	425
Figura 19.4 Esquema da cloragem e descloragem	428
Figura 19.5 Instalação de ozonização: a) esquema e b) fotografia	429
Figura 19.6 Instalação de desinfecção por UV	431
Figura 19.7 Configuração de reatores de UV: a) com lâmpadas perpendiculares ao escoamento; b) com lâmpadas paralelas ao escoamento; c) em canal fechado e d) em canal aberto	432
Figura 20.1 Fases do processo de gestão de SQ numa ETAR	443

Figura 20.2 Armazenamento de CO ₂ no exterior, sob telheiro	448
Figura 20.3 Chuveiro e lavador de olhos	448
Figura 20.4 Recipiente com cloro liquefeito com o rótulo e respetiva sinalética	449
Figura 20.5 Armazenamento de SQ sólidas a) em sacos e b) em silos .	452
Figura 20.6 Contentores em fibra de vidro	452
Figura 20.7 Contentores em PVC	453
Figura 20.8 Contentor e respetiva bacia de retenção (em edifício) . . .	454
Figura 20.9 Esquema da bacia de retenção: a) correto e b) incorreto .	454
Figura 20.10 Bacia de retenção com vários contentores	455
Figura 20.11 Contentor portátil e respetiva bacia de retenção	455
Figura 20.12 Câmara de mistura para preparação de reagentes	456
Figura 20.13 Sistema de alimentação de cloro	458
Figura 20.14 Sinalética de segurança e FRS no local de operação com SQ	460

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 Requisitos para as descargas do efluente das ETAR sujeitas ao disposto nos artigos 5.º e 6.º do Decreto-Lei n.º 152/97.	12
Quadro 2.2 Requisitos do Decreto-Lei n.º 152/97 para as descargas do efluente de ETAR em zonas sensíveis sujeitas a eutrofização	13
Quadro 3.1 Capitação de produção de ARD em Portugal	29
Quadro 3.2 Capitação de consumo de água em Portugal	31
Quadro 3.3 Valores recomendados para caudal de infiltração	33
Quadro 3.4 Definição dos caudais utilizados no dimensionamento e O&M de ETAR	36
Quadro 3.5 Capitação de produção de poluentes em diversos países .	39
Quadro 3.6 Equivalentes de população.	40
Quadro 3.7 Estado das substâncias presentes na água	42
Quadro 3.8 Características físicas, químicas e biológicas das AR	42
Quadro 3.9 Definição dos sólidos presentes em AR	46
Quadro 3.10 Compostos causadores de odores ofensivos nas águas .	49
Quadro 3.11 Relação entre o coeficiente de partição octanol/água e o potencial de sorção.	53
Quadro 3.12 Potencial redox padrão E^0 para alguns pares redox	57
Quadro 3.13 Alguns pesticidas de uso mais comum na agricultura . . .	78
Quadro 3.14 Bactérias patogénicas presentes nas AR	82
Quadro 3.15 Protozoários patogénicos presentes nas AR	82
Quadro 3.16 Helmintas patogénicos presentes nas AR	83
Quadro 3.17 Vírus entéricos presentes nas AR.	84
Quadro 3.18 Exemplo da determinação do valor estatístico do NMP .	89
Quadro 4.1 Fatores a considerar na conceptualização da fileira de tratamento de uma ETAR.	101
Quadro 4.2 Operações e processos de tratamento por nível de tratamento	102
Quadro 6.1 Classificação das grades	114
Quadro 6.2 Vantagens e desvantagens dos diversos sistemas de limpeza das grades.	117
Quadro 6.3 Parâmetros típicos de dimensionamento de uma instalação de gradagem	123
Quadro 6.4 Eficiência da tamisação	128

Quadro 6.5 Problemas de operação mais frequentes nos sistemas de gradagem/tamisação	130
Quadro 6.6 Volumes e características de gradados	132
Quadro 6.7 Volumes e características de tamisados	132
Quadro 7.1 Problemas e soluções mais frequentes em bacias de equalização	149
Quadro 8.1 Vantagens e desvantagens da mistura hidráulica e mecânica	161
Quadro 8.2 Condições típicas de aplicação de diversos tipos de misturadores.	162
Quadro 8.3 Valores típicos de G para instalações de mistura	168
Quadro 8.4 Valores típicos da constante k para diversos tipos de agitadores	170
Quadro 8.5 Parâmetros de dimensionamento de tanques de mistura com agitador rotativo.	171
Quadro 9.1 Tipologia das operações de separação de SS no tratamento de AR.	178
Quadro 9.2 Coeficiente de atrito para partículas esféricas em diferentes regimes de escoamento	181
Quadro 10.1 Vantagens e desvantagens dos desarenadores	198
Quadro 10.2 Critérios de dimensionamento para desarenadores de escoamento horizontal e velocidade controlada	204
Quadro 10.3 Critérios de dimensionamento para desarenadores arejados	205
Quadro 10.4 Critérios de dimensionamento para desarenadores tipo vórtice	207
Quadro 10.5 Problemas e soluções mais frequentes nos desarenadores	209
Quadro 11.1 Comparação das vantagens de decantadores circulares <i>versus</i> retangulares	224
Quadro 11.2 Parâmetros de dimensionamento de decantadores primários	236
Quadro 11.3 Dimensões típicas dos decantadores primários	237
Quadro 11.4 Parâmetros de dimensionamento de decantadores secundários em função do processo biológico	238
Quadro 11.5 Características das lamas primárias.	239
Quadro 11.6 Características das lamas secundárias.	239
Quadro 11.7 Problemas e soluções mais frequentes na decantação primária	242

Quadro 12.1	Caraterísticas das bolhas em função do tipo de flotação	261
Quadro 12.2	Eficiência da flotação	262
Quadro 12.3	Comparação entre flotoadores DAF e por dispersão de ar	264
Quadro 12.4	Critérios de dimensionamento de flotação	267
Quadro 13.1	Tipologia dos arejadores utilizados no tratamento de AR	278
Quadro 13.2	Tipos de difusores	281
Quadro 13.3	Vantagens e desvantagens dos painéis de arejamento	285
Quadro 13.4	Eficiência de transferência de oxigénio em água limpa para diversos sistemas de ar difuso	288
Quadro 13.5	Capacidade de transferência de oxigénio para arejadores mecânicos	289
Quadro 14.1	Caraterísticas dos materiais do meio filtrante	298
Quadro 14.2	Determinação da perda de carga num meio granular limpo	300
Quadro 14.3	Classificação da filtração	307
Quadro 14.4	Velocidade de filtração e perda de carga em filtros de meio granular	314
Quadro 14.5	Geometria dos filtros de meio granular	315
Quadro 14.6	Critérios de dimensionamento de filtros de meio granular	316
Quadro 14.7	Critérios de dimensionamento da caleira de recolha de água de lavagem	317
Quadro 14.8	Critérios de dimensionamento do fundo falso do filtro	318
Quadro 14.9	Velocidade de filtração e perda de carga em filtros superficiais	318
Quadro 14.10	Critérios de dimensionamento de um filtro de discos – Discfilter®	319
Quadro 14.11	Critérios de dimensionamento de um filtro de tela – Cloth-Media Disk Filter®	319
Quadro 14.12	Problemas operacionais mais frequentes em filtros de meio granular	322
Quadro 15.1	Vantagens e desvantagens do tratamento de AR pelos processos de membranas	344
Quadro 15.2	Destino final do concentrado	344
Quadro 15.3	Principais caraterísticas dos processos de membranas aplicados a AR	345
Quadro 15.4	Critérios de classificação do tipo de membrana	346
Quadro 15.5	Caraterísticas das membranas de MF e UF	347
Quadro 15.6	Caraterísticas das membranas de NF e OI	347

Quadro 15.7 Tipo de configuração de membranas e de módulos de membranas	348
Quadro 15.8 Principais características dos módulos de membranas . . .	350
Quadro 15.9 Parâmetros de dimensionamento de instalações de membranas	354
Quadro 15.10 Requisitos de pré-filtração	355
Quadro 15.11 Agentes de limpeza de membranas	358
Quadro 15.12 Principais causas da degradação das membranas	359
Quadro 16.1 Velocidade de sedimentação de partículas de diferente dimensão	364
Quadro 16.2 pH ótimo para coagulantes metálicos	369
Quadro 16.3 Aumento da eficiência de remoção de poluentes com coagulação química	372
Quadro 17.1 Parâmetros de dimensionamento de flocluladores mecanizados	382
Quadro 17.2 Critérios de dimensionamento para flocluladores com chicanas	383
Quadro 18.1 Exemplos de ligandos bastante frequentes	390
Quadro 18.2 Razão precipitante e precipitado de Al e de Fe	396
Quadro 18.3 Vantagens e desvantagens das diversas localizações do processo de precipitação de fósforo	397
Quadro 18.4 pH ótimo para a precipitação de diversos metais	399
Quadro 19.1 Concentração típica de microrganismos indicadores de contaminação fecal em ART consoante o processo de tratamento	407
Quadro 19.2 Dose/concentração e tempo de contacto dos diferentes agentes de desinfecção na inativação de patogénicos . . .	411
Quadro 19.3 Efeitos das características das AR sobre a desinfecção por cloro, por UV e por ozono	412
Quadro 19.4 Processos de desinfecção da AR	414
Quadro 19.5 Processos emergentes de desinfecção	416
Quadro 19.6 Condições de aplicação de desinfetantes clorados	420
Quadro 19.7 Vantagens e desvantagens da desinfecção de AR tratadas por cloragem	421
Quadro 19.8 Vantagens e desvantagens da desinfecção de águas residuais tratadas por ozonização	422
Quadro 19.9 Vantagens e desvantagens da desinfecção de águas residuais tratadas por radiação UV	426

Quadro 19.10 Comparação das características operacionais de lâmpadas de UV	433
Quadro 19.11 Variáveis de controlo da operação no processo de desinfecção.	436
Quadro 19.12 Manutenção preventiva de instalações de cloragem. . .	437
Quadro 19.13 Danos de saúde provocados por cloro no ar	437
Quadro 20.1 Tipologia dos recipientes e materiais dos equipamentos de armazenamento, dosagem e alimentação de SQ	450
Quadro 20.2 Tipos de alimentadores de SQ	458
Quadro 20.3 Características e riscos associados às SQ no tratamento de AR	461
Quadro 20.4 Exemplos de sinalética utilizada no manuseamento e armazenamento de SQ	464

LISTA DE SIGLAS E ACRÓNIMOS

ABS	Sulfonato de alquil benzeno (<i>Alkyl Benzene Sulphonate</i>)
AdP	Águas de Portugal
AMU	Áreas Medianamente Urbanas
AOX	Halogenetos Orgânicos Adsorvíveis (<i>Adsorbable Organic Halogens</i>)
APU	Áreas Predominantemente Urbanas
AR	Água Residual
ARB	Água Residual Bruta
ARD	Água Residual Doméstica
ARI	Água Residual Industrial
ART	Águas Residuais Tratadas
ARU	Água Residual Urbana
ARu	Áreas Rurais
AU	Áreas Urbanas
CBO	Carência Bioquímica de Oxigénio
CEN	Comité Europeu de Normalização
CF	Coliformes Fecais
COT	Carbono Orgânico Total
CQO	Carência Química de Oxigénio
CTO	Carência Total de Oxigénio
DAF	Flotação de Ar Dissolvido (<i>Dissolved Air Flotation</i>)
DBP	Subprodutos da Desinfeção (<i>Disinfection By-Products</i>)
DQA	Diretiva Quadro da Água
e.p.	Equivalente de população
EPI	Equipamento de proteção individual
ERSAR	Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos
ETAR	Estação de Tratamento de Águas Residuais
ETARU	Estação de Tratamento de Águas Residuais Urbanas
FDS	Ficha de Dados de Segurança

FRS	Ficha Resumida de Segurança
GC	Cromatografia gasosa
GC-MS	Cromatografia gasosa acoplada a espectrometria de massa (<i>Gas Chromatography – Mass Spectrometry</i>)
HAP	Hidrocarbonetos Aromáticos Policíclicos
hp	horizonte de projeto
HPLC	Cromatografia em fase líquida de alta performance (<i>High Performance Liquid Chromatography</i>)
INAG	Instituto da Água, IP
INE	Instituto Nacional de Estatística
INSAAR	Inventário Nacional de Sistemas de Abastecimento de Água e de Águas Residuais
LAS	Sulfato de Alquila Linear (<i>Linear Alkylate Sulphonate</i>)
LC-MS	Cromatografia líquida acoplada a espectrometria de massa (<i>Liquid Chromatography – Mass Spectrometry</i>)
MBR	Reatores biológicos de membrana (<i>Membrane Bioreactor</i>)
MF	Microfiltração
NDMA	Nitrodimetilamina
NF	Nanofiltração
NMP	Número Mais Provável
NOEC	Concentração sem efeitos observáveis (<i>No Observed Effect Concentration</i>)
NQA	Normas de Qualidade Ambiental
OD	Oxigénio Dissolvido
OI	Osmose Inversa
O&M	Operação & Manutenção
OTR	Capacidade de Transferência de Oxigénio (<i>Oxygen Transfer Rate</i>)
PCB	Bifenilpoliclorados (<i>Polychlorinated Biphenyl</i>)
PHA	Polihidroxialcanoatos
PNA	Plano Nacional da Água
POA	Processos de Oxidação Avançada
POP	Poluentes Orgânicos Persistentes
PTM	Pressão Transmembranar

PTN	Pressão e Temperatura Normais
PVC	Policloreto de Vinilo (<i>Polyvinyl chloride</i>)
RAN	Reserva Agrícola Nacional
RASARP	Relatório Anual dos Serviços de Águas e Resíduos em Portugal
REA	Relatório do Estado do Ambiente
REN	Reserva Ecológica Nacional
RH	Região Hidrográfica
RIB	Resíduos Industriais Banais
RU	Resíduos Urbanos
SDI	Silt Density Index
SDT	Sólidos Dissolvidos Totais
SFT	Sólidos Fixos Totais
SNIAmb	Sistema Nacional de Informação de Ambiente
SOTE	Eficiência de Transferência de Oxigénio Padrão (<i>Standard Oxygen Transfer Efficiency</i>)
SOTR	Capacidade de Transferência de Oxigénio Padrão (<i>Standard Oxygen Transfer Rate</i>)
SP	Substâncias Prioritárias
SQ	Substâncias Químicas
SSOTE	Eficiência Específica de Transferência de Oxigénio Padrão (<i>Standard Specific Oxygen Transfer Efficiency</i>)
SS _{sed}	Sólidos Sedimentáveis
SST	Sólidos Suspensos Totais
SSV	Sólidos Suspensos Voláteis
ST	Sólidos Totais
SVT	Sólidos Voláteis Totais
THM	Trihalometanos
UF	Ultrafiltração
UFC	Unidades Formadoras de Colónias
UNT	Unidades Nefelométricas de Turvação
UV	Ultravioleta

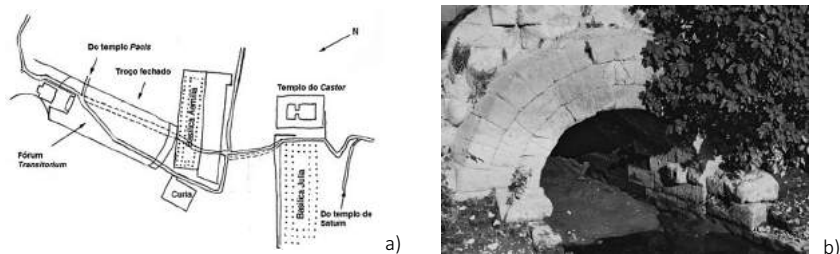
INTRODUÇÃO

1.1. Breve história do tratamento de águas residuais

A história do tratamento de águas residuais (AR) é bem recente, tem pouco mais do que cem anos, datando dos primeiros anos do século XX, quando entraram em operação as primeiras estações de tratamento de águas residuais (ETAR), de que Stahnsdorf, na Alemanha é um exemplo (Müller, 1907 citado por Wiesmann, 2007). O facto de o tratamento de AR ser uma questão tão recente é devido à circunstância de, durante quase toda a história da Humanidade, a evacuação dos excreta humanos ter sido feita por deposição a seco, nos pátios domésticos ou nas ruas dos centros urbanos. Não obstante, existem casos de evacuação dos excreta por via hídrica na Antiguidade, na Idade Média e na Idade Moderna, que constituem exemplos notáveis para a sua época.

Na Antiguidade devem ser referidos: a cidade de Mohenj-Daro, na margem do rio Indo, no Paquistão, que 1500 anos A.C. tinha edifícios públicos e privados que dispunham de retretes e cujas águas residuais domésticas e pluviais eram conduzidas em canais até ao rio Indo; a Cloaca Maxima, em Roma, canal usado desde 500 A.C. para conduzir os resíduos ao rio Tibre, e que foi alargado e coberto no tempo dos primeiros imperadores romanos (Figura 1.1); Pérgamo, na atual Anatólia, cidade que floresceu no período helenístico, possuía já nas ruas da urbe, cerca de dois séculos A.C., canais cobertos com placas de pedra retangulares, para transporte de AR até a um local de onde eram lançadas pela encosta do planalto.

Figura 1.1 Cloaca Maxima, Roma: a) planta e b) fotografia



(Adaptada de Hopkins, 2007)

Nos séculos XII e XIII, em plena Idade Média, os mosteiros da Ordem de Cister e de outras ordens dispunham de sistemas de distribuição de água e de drenagem de AR, que eram conduzidas a uma linha de água próxima. Muitos castelos e palácios localizados à beira de rios dispunham de um canal subterrâneo ou a céu aberto para descarga de AR e resíduos no rio.

Nos séculos XVIII e XIX com a Revolução Industrial (1760 – 1840), deram-se importantes mudanças sociais, que levaram a um rápido crescimento das cidades industrializadas, tornando insuportável a tradicional gestão dos excreta por deposição nos pátios e nas ruas, situação ainda mais agravada quando o abastecimento de água ao domicílio, que se começou a generalizar a partir de meados do século XIX, aumentou o volume de AR domésticas.

As primeiras soluções para um problema então encarado mais como de higiene do que de saúde pública, pois ainda não se tinha descoberto que a água era um meio de transporte de microrganismos patogénicos, consistiram na construção de canais para transportar as AR aos rios mais próximos, como o que foi construído ao longo do rio Tamisa entre 1865 e 1868, solução semelhante à Cloaca Maxima, construída em Roma, 2000 anos antes.

A construção de redes de coletores teve como consequência a poluição dos cursos de água. Entretanto, o desenvolvimento da Microbiologia veio demonstrar que a água continha microrganismos do mais variado tipo e aí podia residir a explicação para certas epidemias, designadamente de cólera, que afligiam as populações urbanas, como sustentou o médico inglês John Snow (Figura 1.2), que verificou que os casos de cólera ocorridos na zona do Soho em 1854 se agrupavam em torno de diversos poços, que presumiu contaminados com excreta (Lima, 2008), conseguindo que o poço de Broad St. fosse encerrado, do que resultou a diminuição dos casos de cólera.

Figura 1.2 Dr. John Snow



(Adaptada de LSHTM, 2013)

Apesar destes avanços da ciência, o tratamento de AR não era uma opção a considerar e esperava-se que a capacidade de autodepuração dos cursos de água cumprisse a sua função de despoluição. Nos finais do século XIX diversos investigadores, como o britânico Frankland (1869), os alemães A. Müller, J. König (1886), Dunbar (1912) e outros, realizaram estu-

dos tentando perceber os mecanismos da autodepuração, concluindo que, a par de mecanismos físicos, como a sedimentação, também processos microbiológicos intervinham no processo de autodepuração. A primeira aplicação prática destes conhecimentos ao tratamento de AR terá sido a construção de filtros intermitentes de areia, em Lawrence, Massachusetts, USA, no ano de 1888, solução de tratamento que combina a filtração e a depuração biológica, através do biofilme desenvolvido na camada superficial dos filtros. Mais tarde, em 1907, foi construída uma ETAR de leitos percoladores em Stansdorf, próximo de Berlim. Mas já desde 1860 que as AR eram espalhadas no solo para um tratamento natural por infiltração, de que são exemplos paradigmáticos os campos “d’épandage” de Achères (Paris), bem como os de Berlim, que entraram em operação em 1906.

Em 1914, os britânicos Edward Arden e William T. Lockett apresentaram o primeiro estudo embrionário do processo de lamas ativadas, tendo a primeira ETAR deste processo sido construída em 1920, em Sheffield (UK). Um notável exemplo das primeiras ETAR europeias é a ETAR de Praga (Figura 1.3), localizada na margem esquerda do rio Vltava, a qual foi construída entre 1901 e 1906 e que funcionou até 1967, tendo sido declarada museu cultural em 2010, cuja visita vale bem a pena, não só pela tecnologia da época, mas também pela sua arquitetura, que tem até sido usada em filmes de ação.

Figura 1.3 Aspeto da antiga ETAR de Praga (CZ)



(Dana, 2015)

1.2. Tratamento de águas residuais em Portugal

A primeira ETAR construída em Portugal parece ter sido para tratar as AR drenadas por uma rede separativa, que servia uma população de 25 mil habitantes da cidade de Braga, sendo o efluente tratado lançado no rio Torto, subafluente do rio Cávado. O projeto foi estudado em 1935, pelo Gabinete de Trabalhos de Saneamento, que se situava no n.º 191- 4.º da Rua do Ouro, em Lisboa, sendo um notável exemplo técnico para a época (Marecos do Monte, 1980). Esta ETAR iniciou o seu funcionamento em 1937. Previa-se a duplicação da sua capacidade, o que não se veio a verificar. O processo de tratamento adotado para esta instalação foi o de lamas ativadas a média carga, dispondo de sete reatores biológicos cilíndricos, precedidos de dois decantadores primários e seguidos de quatro decantadores secundários. O arejamento dos reatores biológicos era por ar comprimido. As lamas provenientes dos decantadores dariam entrada num espessador, do qual transitariam para dois digestores anaeróbios, após o que seriam desidratadas em leitos de secagem. Todo o equipamento eletromecânico foi sendo corroído e no início da década de 70 do século passado só restavam em bom estado as alvenarias de pedra (tanques, caleiras, etc.).

Atualmente, a engenharia do tratamento de águas residuais conta já com numerosas obras de vulto em Portugal, como o atestam as grandes ETAR das maiores cidades do país e também as de menor dimensão, que tanto têm contribuído para a recuperação da qualidade da água dos rios e praias do país. A maioria destas obras cumpre cabalmente a sua função, evidenciando a maturidade dos profissionais deste setor e do ensino nesta temática ministrado nas escolas de ensino superior portuguesas. Faltava, no entanto, um livro português sobre o tratamento de águas residuais, lacuna que a presente publicação, inserida na série “Cursos Técnicos” publicada pela ERSAR, pretende preencher.

1.3. Organização do texto

Do tratamento das AR brutas afluentes a uma ETAR resulta não só o desejado efluente líquido tratado, mas também resíduos sólidos, como os gradados e as lamas, e ainda resíduos gasosos, como o biogás, os quais requerem tratamento para estabilização das suas características nocivas ao ambiente e/ou à saúde pública, antes da sua deposição num destino final ou do seu aproveitamento para uma utilização que represente um benefício social e ambiental. Por consequência, o tratamento de AR inclui o

tratamento de uma corrente líquida, o tratamento da fase sólida separada dessa corrente líquida e também o tratamento de uma fase gasosa, correspondente a gases gerados no tratamento da fase sólida e à atmosfera confinada de algumas unidades de uma ETAR com cheiros mais incômodos e perigosos.

As características das fases líquida, sólida e gasosa das AR podem ser muito diversificadas, principalmente em AR industriais (ARI), mas também em águas residuais urbanas (ARU), o que só por si explica a necessidade de aplicação de tratamentos também muito diversificados, uns mais apoiados em mecanismos predominantemente físicos (as operações unitárias), outros em reações químicas ou bioquímicas (os processos unitários), uns mais intensivos, graças ao recurso a equipamentos eletromecânicos, outros recorrendo a processos naturais, mais extensivos, portanto.

Cada operação e processo unitário de tratamento de AR desta vasta panóplia é objeto de um capítulo, todos com uma estrutura análoga:

1. **Objetivo** da operação ou do processo unitário de tratamento;
2. **Mecanismo(s)** de remoção dos poluentes dessa operação ou processo;
3. **Tipologia de instalações** em que a operação ou o processo se pode materializar;
4. **Disposições construtivas** dessas instalações;
5. **Critérios de dimensionamento**;
6. **Aspetos de O&M**;
7. **Exemplos de dimensionamento**.

Alguns capítulos abordam princípios de funcionamento que são comuns a um conjunto de operações ou de processos unitários, e.g. o Capítulo 9, que trata a teoria da separação de partículas em suspensão, mecanismo em que se baseiam as operações de desarenação, decantação e flotação, por exemplo.

AS ETAR COMO INSTRUMENTO DE PROTEÇÃO AMBIENTAL

2.1. Nota introdutória

Este capítulo demonstra os benefícios ambientais registados na qualidade das águas da União Europeia (UE) e também em Portugal, como resultado da implementação de ETAR, para satisfação da legislação relevante, como a Diretiva n.º 91/271/CEE de 21 de maio, relativa ao tratamento de ARU.

O capítulo prossegue com a apresentação das definições dos conceitos inerentes aos requisitos de tratamento estabelecidos na legislação vigente e termina com a perspetiva dos desafios que se colocam à depuração de ARU no futuro.

2.2. As ETAR como instrumento de proteção ambiental

A partir do século XIX a evacuação dos excreta humanos por via hídrica tornou-se corrente nas maiores cidades da Europa e dos EUA, as quais foram equipadas com redes de coletores que conduziam as AR para as linhas de água mais próximas. A conseqüente poluição dos rios, a concomitante perda de qualidade de vida e a comprovação de risco para a saúde pública, com a descoberta, pelo médico J. Snow, da causa da epidemia de cólera, ocorrida em Londres, em 1849, conduziu à construção das primeiras ETAR.

As ETAR são infraestruturas destinadas a reduzir a carga poluente das AR, de modo a que a descarga do efluente tratado não afete negativamente o meio recetor. As ETAR são, assim, importantes instrumentos de proteção ambiental. O benefício ambiental das ETAR é facilmente comprovado no espaço da UE, onde a aplicação da Diretiva n.º 91/271/CEE, relativa ao tratamento de ARU constituiu um fator determinante para a melhoria observada na qualidade das águas naturais da UE (EEA, 2012), pois mais de metade das águas (cerca de 53 %) é considerada como tendo atingido o bom estado ecológico e químico, conforme definidos na Diretiva n.º 2000/60/CE de 23 de outubro, conhecida como a Diretiva Quadro da Água (DQA). Efetivamente, a aplicação da Diretiva n.º 91/271/CEE constitui um dos mais importantes instrumentos da UE no domínio da política da água, pois tem por objetivo proteger o ambiente dos efeitos nefastos das

descargas de ARU de aglomerados urbanos e das ARI biodegradáveis do setor agroalimentar (por exemplo, da indústria de transformação de leite, da indústria de transformação de carne, da indústria cervejeira, etc.).

A plena aplicação da Diretiva n.º 91/271/CEE constitui um pré-requisito para a realização dos objetivos ambientais enunciados na DQA. Efetivamente, a DQA, transposta para o direito interno pela Lei n.º 58/2005 (Lei da Água) de 29 de dezembro, cuja última alteração foi efetuada pelo Decreto-Lei n.º 130/2012 de 22 de junho, e complementada pelo Decreto-Lei n.º 77/2006 de 30 de março, estabelece o objetivo ambiental de, em 2015, todos os Estados-Membros terem alcançado o bom estado das águas superficiais e subterrâneas (Artigo 4.º, DQA). Para as massas de água superficiais, que geralmente constituem o meio recetor dos efluentes das ETAR, o seu “bom estado” refere-se ao bom estado ecológico¹ e ao bom estado químico².

O 7.º relatório sobre a aplicação da Diretiva relativa ao Tratamento de ARU (CE, 2013) demonstra claramente que o aumento das infraestruturas conseguiu controlar a descarga localizada de nutrientes, responsáveis pela eutrofização das águas. Segundo este relatório, a comparação das estimativas das cargas de nutrientes de 2005 com as de 1991, à escala da Europa Continental, revela que a exportação total de azoto diminuiu 9 %, enquanto a carga total de fósforo diminuiu cerca de 15 %, devido, principalmente, a uma redução das descargas localizadas.

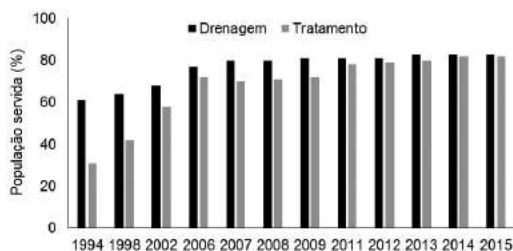
A aplicação da Diretiva n.º 91/271/CEE em Portugal, através do Decreto-Lei n.º 152/97 de 19 de junho, que a transpõe para o ordenamento jurídico português, também produziu efeitos benéficos para a qualidade da água, em resultado do elevado crescimento do nível de atendimento da popu-

¹ O **bom estado ecológico** corresponde à ausência de pressões antropogénicas significativas e sem que se façam sentir os efeitos da industrialização, urbanização ou intensificação da agricultura, ocorrendo apenas pequenas alterações físico-químicas, hidromorfológicas e biológicas.

² O **bom estado químico** está relacionado com a presença de substâncias químicas no ambiente aquático em concentrações que não são suscetíveis de causar danos significativos para o ambiente aquático, para a saúde humana e para a flora e fauna, pelas suas características de persistência, toxicidade e bioacumulação. Os elementos de qualidade relevantes para avaliar o Estado Químico das águas superficiais são as substâncias prioritárias e outras substâncias perigosas, para as quais foram estabelecidas, a nível nacional ou comunitário, normas de qualidade ambiental (NQA).

lação com o serviço de tratamento de ARU (Figura 2.1), que em 1994 se cifrava apenas em 31 % da população e que em 2011 atingia já o valor de 78 %, registando-se um crescimento mais significativo a partir de 1997, ano da publicação do decreto atrás referido. De acordo com dados mais recentes, determinados com base na percentagem de alojamentos servidos com drenagem e tratamento de AR, publicados nos RASARP de 2012 a 2015, a população do continente servida com drenagem de AR quase iguala a população servida com tratamento de AR em 2015, atingindo 83 % e 82 %, respetivamente.

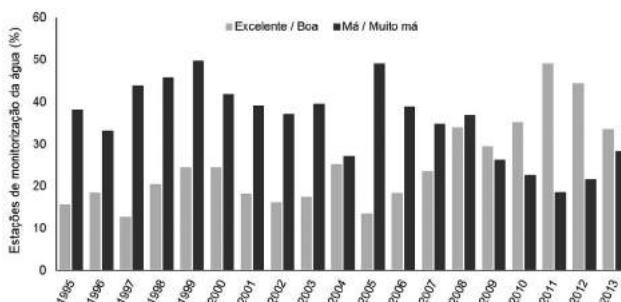
Figura 2.1 Evolução do nível de cobertura do serviço de saneamento de AR em Portugal (1994-2015)



(Adaptada de APA, 2015; ERSAR 2012 a 2015)

A demonstração da melhoria da qualidade da água do país é evidenciada na Figura 2.2, que mostra que a partir de 2009 a percentagem de estações de monitorização de qualidade das águas superficiais com água de qualidade excelente ultrapassou a percentagem das estações com água de má ou de muito má qualidade (SNIRH, 2016).

Figura 2.2 Evolução da qualidade das águas superficiais em Portugal continental



(Adaptada de SNIRH, 2016)

Segundo os critérios de classificação elaborados pelo INAG tendo em conta a DQA, com base num total de 28 parâmetros de qualidade, a classificação da qualidade das massas de água considera cinco classes (INAG, 2009): excelente, boa, razoável, má e muito má.

2.3. Requisitos legais para o tratamento de águas residuais

Uma ETAR é uma instalação que engloba uma fileira de **operações e processos unitários de tratamento** destinados a remover as substâncias poluentes e também, em certos casos, os microrganismos patogénicos presentes nas AR, de modo a produzir um efluente – água residual tratada (ART) – com a qualidade pretendida.

A qualidade pretendida para as ART é a requerida na **licença de descarga** da ETAR, emitida pela autoridade competente do Ministério do Ambiente, com base na legislação relativa à descarga no meio recetor (Decreto-Lei n.º 152/97), ou noutra, caso o destino desse efluente seja a reutilização.

Em termos gerais, esta legislação determina que todos os aglomerados com mais de 2 000 e.p.³ devem ser equipados com uma ETAR com tratamento secundário, excetuando-se os casos em que o efluente é lançado

³ Um **equivalente de população** (1 e.p.): a carga orgânica biodegradável com uma carência bioquímica de oxigénio ao fim de cinco dias (CBO₅) de 60 g de oxigénio por dia. A carga, expressa em e.p., será calculada com base na carga média semanal máxima recebida na estação de tratamento durante um ano, excluindo situações excecionais, tais como as causadas por chuvas intensas (Decreto-Lei n.º 152/97).

num meio recetor sensível – situação em que o tratamento terá que ser terciário – ou quando o efluente é lançado num meio recetor classificado como menos sensível – em que poderá ser admitido tratamento primário, dependendo da dimensão do aglomerado.

Por **zonas sensíveis** são entendidos (Decreto-Lei n.º 152/97, Anexo II):

“a) lagos naturais de água doce, outras extensões de água doce, estuários e águas costeiras que se revelem eutróficos ou suscetíveis de se tornarem eutróficos num futuro próximo”;

“b) águas doces de superfície destinadas à captação de água potável, cujo teor em nitratos possa exceder a concentração de nitrato estabelecida nas disposições pertinentes da Directiva n.º 75/440/CEE, de 16 de Julho, relativa à qualidade das águas superficiais destinadas à produção de água potável, se não forem tomadas medidas de proteção”.

Na identificação de **zonas menos sensíveis** foi considerado o seguinte (Decreto-Lei n.º 152/97):

“baías abertas, estuários e outras águas costeiras com uma boa renovação das águas e que não estão sujeitos nem a eutrofização, nem a empobrecimento de oxigénio ou cuja eutrofização ou empobrecimento de oxigénio, na sequência das descargas residuais urbanas, se considera improvável”.

O Decreto-Lei n.º 152/97 é revisto periodicamente no que concerne à identificação das zonas sensíveis e das zonas menos sensíveis, sendo a alteração mais recente a apresentada no Decreto-Lei n.º 133/2015 de 13 de julho, ilustrada na Figura 2.3. Todas as águas superficiais – interiores, costeiras e de transição – são classificadas como zonas normais, com exceção das 25 massas de águas interiores e de transição assinaladas na Figura 2.3, que são classificadas como zonas sensíveis e das águas costeiras adjacentes à zona rochosa entre o Cabo da Roca e Estoril e a vertente sul da ilha da Madeira, que são classificadas como menos sensíveis.

Os Quadros 2.1 e 2.2 sintetizam os requisitos de qualidade que as ART devem satisfazer para poderem ser lançadas no meio recetor.

Quadro 2.1 Requisitos para as descargas do efluente das ETAR sujeitas ao disposto nos artigos 5.º e 6.º do Decreto-Lei n.º 152/97

Parâmetro	Concentração	Porcentagem mínima de redução ⁽¹⁾
CBO ₅ a 20°C sem nitrificação ⁽²⁾	25 mg/L O ₂	70 – 90
CQO	125 mg/L O ₂	75
Total de partículas sólidas em suspensão ⁽³⁾	35 mg/L nos casos previstos no n.º 3 do artigo 5.º (e.p. superior a 10 000)	90 ⁽³⁾ nos casos previstos no n.º 3 do artigo 5.º (e.p. superior a 10 000)
	60 mg/L nos casos previstos no n.º 3 do artigo 5.º (e.p. de 2 000 a 10 000)	70 nos casos previstos no n.º 3 do artigo 5.º (e.p. de 2 000 a 10 000)

(1) Redução em relação à carga do afluente.

(2) O parâmetro pode ser substituído por outro: carbono orgânico total (COT) ou carência total de oxigénio (CTO), se for possível estabelecer uma relação entre o CBO₅ e o parâmetro de substituição.

(3) Este requisito é facultativo.

Segundo o Decreto-Lei n.º 348/98 de 9 de novembro, que atualizou o Decreto-Lei n.º 152/97, podem ser aplicados um dos requisitos (concentração ou percentagem mínima de redução) ou ambos.

Quadro 2.2 Requisitos do Decreto-Lei n.º 152/97 para as descargas do efluente de ETAR em zonas sensíveis sujeitas a eutrofização

Parâmetro	Concentração	Percentagem mínima de redução ⁽¹⁾
Fósforo total	2 mg/L P (10 000 – 100 000 e.p.)	80
	1 mg/L P (mais de 100 000 e.p.)	
Azoto total ⁽²⁾	15 mg/L N (10 000 – 100 000 e.p.)	70 – 80
	10 mg/L N (mais de 100 000 e.p.) ⁽³⁾	

(1) Redução relativamente aos valores à entrada.

(2) Por “azoto total” entende-se a soma do teor total de azoto determinado pelo método de Kjeldahl (azoto orgânico e amoniacal) com o teor de azoto contido nos nitratos e o teor de azoto contido nos nitritos.

(3) Os valores de concentração apresentados são médias anuais, em conformidade com o n.º 4, alínea c), do ponto D do referido anexo I. Todavia, as exigências referentes ao azoto podem ser verificadas por recurso às médias diárias como se prove, em conformidade com o n.º 1 do ponto D do referido anexo, que o nível de proteção alcançado é idêntico. Neste caso, a média diária não deve exceder 20 mg/L de azoto total para todas as amostras, a uma temperatura do efluente no reator biológico igual ou superior a 12 °C. Alternativamente, ao critério da temperatura, poderá ser utilizado o critério da limitação do tempo de funcionamento que atenda às condições climatéricas locais.

Figura 2.3 Localização das zonas sensíveis e menos sensíveis



(Adaptada de Decreto-Lei n.º 133/2015)

2.4. Níveis de tratamento de águas residuais

2.4.1. Poluentes presentes nas ARU e resíduos do seu tratamento

Os poluentes a remover nas ETAR encontram-se dissolvidos e/ou em suspensão (grosseira, fina e coloidal). A separação destes poluentes ao longo da fileira de tratamento dá origem ao efluente tratado, bem como a resíduos sólidos (gradados, areias e lamas) e gasosos (gás sulfídrico, dióxido de carbono, metano e outros gases em menor volume). Os resíduos sólidos e gasosos originam problemas ambientais e sanitários, que obrigam ao tratamento dos mesmos. Assim, numa ETAR as operações e processos de tratamento são organizados em fileiras que depuram a fase líquida das AR, tratam a fase sólida e a fase gasosa (desodorização e por vezes a valorização energética do biogás produzido no tratamento das lamas. Consoante os requisitos estabelecidos para a qualidade do efluente da ETAR (função da sensibilidade do meio recetor e/ou da reutilização do efluente), assim a fileira de tratamento pode ser mais ou menos complexa, podendo limitar-se a tratamento primário – no caso de descarga do efluente em meio menos sensível – ou atingir o tratamento terciário ou mesmo completar-se ainda com tratamento avançado (no caso de reutilização para determinadas aplicações). É possível distinguir cinco níveis de tratamento de AR, designados por: tratamento preliminar⁴; tratamento primário; tratamento secundário⁵; tratamento terciário; tratamento avançado. A Figura 2.4 esquematiza os níveis de tratamento das AR numa ETAR, os produtos resultantes e o destino final dos mesmos. Na Figura 2.5 ilustra-se o nível de tratamento requerido consoante a dimensão dos aglomerados populacionais e a natureza do meio recetor, de acordo com o disposto na Diretiva n.º 91/271/CEE, bem como o calendário de implementação da mesma⁶.

⁴ O tratamento preliminar é, por vezes, confundido com o pré-tratamento. Porém este último termo deve ser reservado para o tratamento de ARI efetuado nas fábricas, como preparação para serem descarregadas na rede de saneamento de ARU.

⁵ O tratamento secundário aparece, por vezes, também denominado tratamento biológico, o que é menos correto, pois se os processos biológicos são a forma mais corrente de conseguir um efluente secundário, tal também pode ser alcançado por tratamento físico-químico.

⁶ Presentemente, todos os aglomerados populacionais da UE já deveriam estar equipados com ETAR, o que ainda não foi conseguido completamente, com variações significativas entre os Estados-Membros.

Figura 2.4 Esquema do tratamento das fases líquida, sólida e gasosa das AR

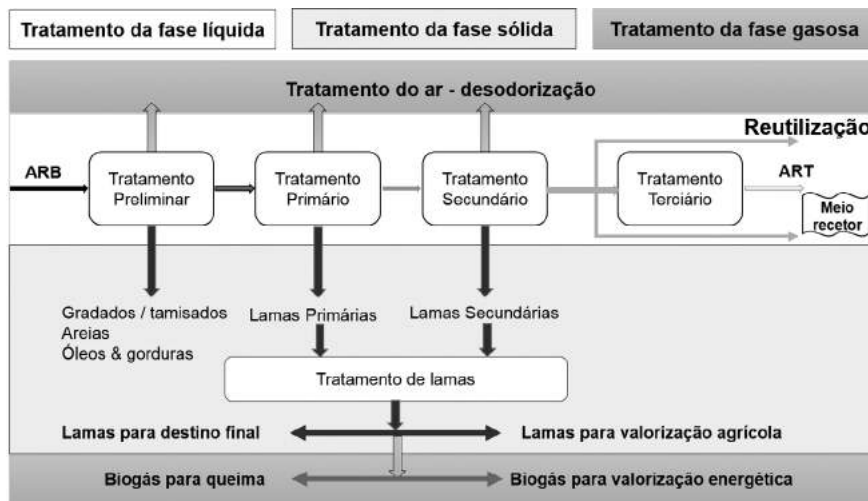


Figura 2.5 Calendarização da implementação da Diretiva n.º 91/271/CEE e do Decreto-Lei n.º 152/97

Meios Recetores		Dimensão de aglomerados (e. p.)				
		menos de 2 000	2 000 a 10 000	10 000 a 15 000	15 000 a 150 000	mais de 150 000
Águas doces	Zonas normais	Trat. apropriado (31-12-2005)	Tratamento secundário (31-12-2005)		Tratamento secundário (31-12-2000)	
	Zonas sensíveis		Trat. Secundário (31-12-2005)	Tratamento mais rigoroso que o secundário (31-12-1998)		
Estuários	Zonas menos sensíveis	Trat. apropriado (31-12-2005)	Trat. Secundário (1) (31-12-2005)	Trat. Secundário (31-12-2005)	Tratamento secundário (31-12-2000)	
	Zonas normais		Tratamento secundário (31-12-2005)		Tratamento secundário (31-12-2000)	
	Zonas sensíveis		Trat. Secundário (31-12-2005)	Tratamento mais rigoroso que o secundário (31-12-1998)		
Águas costeiras	Zonas menos sensíveis	Tratamento apropriado (31-12-2005)	Trat. Secundário (1) (31-12-2005)		Tratamento secundário (1) (31-12-2000)	
	Zonas normais		Trat. Secundário (31-12-2005)	Tratamento secundário (31-12-2000)		
	Zonas sensíveis		Tratamento mais rigoroso que o secundário (31-12-1998)			

(Adaptada de Mira da Silva e Nunes, 2004)

2.4.2. Tratamento da fase líquida

O **tratamento preliminar** consiste numa sequência de operações unitárias destinadas à remoção de sólidos grosseiros, areias, gorduras e ainda, por vezes, uma equalização de caudais e de carga poluente.

O objetivo desta etapa é proteger os órgãos e processos de tratamento seguintes, bem como evitar obstruções dos circuitos hidráulicos e contaminações das águas e lamas, permitindo, desta forma, uma maior eficiência da fileira de tratamento.

As operações unitárias passíveis de serem combinadas ao nível do tratamento preliminar são: a gradagem, a equalização, a desarenação e a remoção de óleos e gorduras.

De acordo com o Decreto-Lei n.º 152/97 o **tratamento primário** é definido como o conjunto de operações e processos de tratamento que asseguram uma redução mínima de 20 % da CBO_5 e de 50 % das partículas sólidas em suspensão (SST)⁷ nas AR.

Em termos práticos, o tratamento primário consiste na remoção dos sólidos em suspensão facilmente sedimentáveis⁸ (SS_{sed}) e, geralmente, é realizado por meio de sedimentação/decantação ou, mais raramente, através de flotação, podendo estas operações serem assistidas com recurso ao processo de coagulação química.

O **tratamento secundário** é legalmente definido como o tratamento suscetível de produzir um efluente que respeite os requisitos de qualidade constantes no Quadro 2.1, consistindo essencialmente na redução da matéria orgânica biodegradável dissolvida ou em suspensão coloidal que não foi removida até este nível de tratamento.

Geralmente, o tratamento secundário é assegurado por processos biológicos, mas também por processos físico-químicos, como a decantação assistida por coagulação-floculação. A jusante dos reatores biológicos ou

⁷ SST – massa total de partículas sólidas em suspensão (de dimensão superior a $0,45 \mu m$) orgânicas (voláteis) e inorgânicas (fixos).

⁸ SS_{sed} facilmente sedimentáveis – concentração em massa ou fração do volume de sólidos em suspensão que sedimentaram em determinado período de tempo, geralmente 60 minutos.

químicos existe normalmente uma instalação destinada a separar os flocos biológicos ou químicos da água. Esta instalação consiste num decantador ou num flotador e faz parte integrante do tratamento secundário. Alguns tipos de reatores biológicos asseguram alternadamente a função do tratamento biológico e a de decantador secundário.

Os processos de tratamento biológico são mais vantajosos do que os processos químicos, por proporcionarem menor custo de operação e menor formação de produtos residuais (lamas). A temperatura ambiente nos países de clima frígido não permite o funcionamento eficiente de reatores biológicos, pelo que nesses países são mais frequentes os reatores químicos.

O **tratamento terciário** complementa as etapas anteriores de tratamento, quando tal é exigido, quer pela qualidade do meio recetor, quer pelos usos previstos para o mesmo. Geralmente, o objetivo do tratamento terciário consiste na remoção de nutrientes (compostos de azoto e/ou de fósforo), de modo a proteger o meio recetor do risco de eutrofização, ou na remoção de microrganismos patogénicos, a fim de proteger águas balneares.

A reutilização de ART pode requerer tratamento terciário ou até mesmo tratamento avançado, dependendo da qualidade requerida para o posterior uso da água, sendo que a remoção de microrganismos patogénicos é sempre necessária, por motivo da proteção da saúde pública (Marecos do Monte & Albuquerque, 2010).

O **tratamento avançado** tem como objetivo a remoção de poluentes dissolvidos presentes em concentrações residuais, como certas substâncias refratárias aos níveis de tratamento precedentes.

2.4.3. Tratamento da fase sólida

Os poluentes sólidos presentes nas ARU são removidos no tratamento preliminar – sob a forma de gradados, tamisados, areias e gorduras –, bem como nos níveis de tratamento subsequentes – na forma de lamas e flotados – e constituem resíduos, os quais são ainda ambientalmente nocivos, pelo que requerem tratamento e destino final adequado, podendo também ser objeto de valorização.

A matéria orgânica presente na fase sólida das AR é a principal origem de odores desagradáveis, que não só proporcionam uma vizinhança desagradável,

como podem prejudicar gravemente a saúde, designadamente do pessoal operador dos sistemas de saneamento. A fração de matéria orgânica é muito elevada nas lamas e bastante mais baixa nas areias, gradados e tamisados, nos quais é possível encontrar uma quantidade significativa de corpos metálicos, plásticos, têxteis e substâncias inertes, pelo que o tratamento, a eventual valorização e o destino final destes resíduos tem que ser diferenciado.

De um modo geral, os gradados e tamisados são compactados, para reduzir o seu volume e teor em água, sendo depois enviados para as instalações das entidades gestoras de resíduos sólidos, que os processam em incineradoras ou em aterros sanitários. Nas ETAR de pequena dimensão, os gradados podem ser enterrados em vala praticada no próprio recinto da ETAR.

As areias são lavadas para remoção de partículas orgânicas, após o que são transportadas a aterro, podendo, no entanto, o seu destino ser o da valorização, através da sua utilização como material de construção. A água resultante desta lavagem entra na fileira de tratamento da própria ETAR.

As gorduras são de difícil biodegradabilidade, pelo que a solução mais interessante para tratar estes resíduos consiste na inclusão na fileira de tratamento de um tratamento dedicado às gorduras.

As lamas têm características diferentes consoante são originadas no tratamento primário, secundário e terciário, mas contêm elevado teor de matéria orgânica, pelo que podem ser tratadas biologicamente, geralmente por digestão anaeróbia, embora em algumas ETAR também se pratique a digestão aeróbia, a compostagem e a estabilização química.

As lamas tratadas constituem um resíduo, que pode ser objeto de valorização ou conduzido a destino final, sendo geralmente classificado, segundo o Decreto-Lei n.º 73/2011 de 17 de junho, como resíduo industrial banal (RIB), resíduo não perigoso ou resíduo industrial perigoso, dependendo da composição das lamas.

A utilização das lamas como fertilizante agrícola ou como corretor de solos é a forma mais usual da sua valorização e a mais favorável do ponto de vista ambiental, pois corresponde a uma recuperação de nutrientes, mas só é possível se as lamas tratadas satisfizerem determinados requisitos, definidos no Decreto-Lei n.º 276/2009 de 2 de outubro.

Nas zonas mais industrializadas a valorização agrícola das lamas de depuração é, frequentemente, inviável, devido à presença de quantidades elevadas de metais pesados, situação em que as lamas têm que ser incineradas ou conduzidas a aterro. O tipo de aterro (aterro de resíduos inertes, de resíduos não perigosos e de resíduos perigosos) para o qual as lamas são encaminhadas depende das concentrações de metais pesados e de substâncias tóxicas presentes nesses resíduos e nos seus lixiviados, de acordo com os critérios de admissão de resíduos em aterros (Decreto-Lei n.º 183/2009 de 10 de agosto).

2.4.4. Tratamento da fase gasosa

As AR contêm gases dissolvidos provenientes da dissolução do ar atmosférico na água, mas principalmente gerados na própria AR em reações químicas e bioquímicas. Alguns destes gases, e.g. o gás sulfídrico (H_2S), o dióxido de carbono (CO_2) e o metano (CH_4), provocam impactos ambientais adversos, pelo seu odor desagradável, por serem corrosivos (H_2S) e por contribuírem para o chamado efeito estufa (CO_2 e CH_4), podendo ainda representar risco significativo para a saúde.

Os inconvenientes originados por estes gases são mais intensos em determinadas fases da fileira de tratamento, onde a libertação dos mesmos é mais forte. Assim as instalações de tratamento preliminar que recebem AR praticamente brutas, são uma das zonas da ETAR afetadas por odores desagradáveis, problema ainda mais acentuado nas unidades de tratamento de lamas, mas que também afeta a área dos decantadores primários. Em muitas ETAR, principalmente nas de grande dimensão e naquelas localizadas muito perto das localidades, providencia-se a desodorização da atmosfera dessas instalações, as quais são cobertas, de modo a poder confinar a atmosfera e proceder ao seu tratamento pela remoção das substâncias causadoras de odor desagradável. A implantação de instalações para desodorização da atmosfera das ETAR tem sido, talvez, a beneficiação mais frequentemente implementada nos últimos anos em ETAR existentes.

O metano é o principal constituinte do biogás gerado no tratamento anaeróbio das lamas, que, por ser combustível, pode ser valorizado na produção de energia térmica e/ou elétrica ou queimado antes do seu destino final (atmosfera). Em qualquer dos casos, o biogás necessita de ser tratado para eliminar o H_2S .

2.5. Desafios futuros para as ETAR

O desafio mais imediato com que Portugal se confronta no que se refere ao tratamento de AR reside na extensão deste serviço a toda a população, visto que, presentemente, cerca de 20 % da população ainda não dispõe de tratamento de AR.

A crescente tendência de aumento do número de zonas sensíveis, em detrimento de meios recetores “normais” e de eliminação de zonas menos sensíveis, implica o aumento de ETAR com tratamento terciário, nomeadamente por remodelação/beneficiação de ETAR existentes.

Os aglomerados com menos de 2 000 e.p. colocam também um desafio importante, na medida em que devem ser dotados de tratamento apropriado e a sua reduzida dimensão tem como consequência elevado custos unitários de tratamento.

Os principais desafios que futuramente se colocam, tanto no projeto de novas ETAR como na ampliação e beneficiação de ETAR já existentes são os seguintes:

- diminuição do consumo energético no tratamento das AR;
- implementação de tecnologias de tratamento mais compactas, reduzindo a área necessária (requisito especialmente importante no caso de ampliação de ETAR existentes);
- reutilização do efluente final, no âmbito de uma política de gestão eficiente dos recursos hídricos;
- remoção de poluentes emergentes.

A diminuição do consumo energético passa, essencialmente, pelo desenvolvimento de equipamentos eletromecânicos energeticamente mais eficientes, pela otimização do perfil hidráulico da fileira de tratamento, pela valorização energética do biogás e pela aposta nas energias renováveis, como a instalação de painéis fotovoltaicos nas ETAR.

A redução do espaço tem sido um dos objetivos mais prosseguidos na Europa e tem conduzido a tecnologias de tratamento mais compactas, como os decantadores lamelares assistidos por coagulação-floculação, os reatores biológicos de membranas, a ultrafiltração e a osmose inversa.

Apesar de atualmente ser ainda pouco praticada, futuramente a reutilização do efluente de ETAR terá expressão significativa em Portugal. Os processos de filtração por membranas terão grande aplicação no tratamento de AR para reutilização, tal como os processos de desinfecção por radiação UV e por ozonização (Marecos do Monte & Albuquerque, 2010).

Não obstante o inestimável papel desempenhado pelas ETAR na melhoria da qualidade da água dos meios recetores, conforme demonstrado na secção 2.2, não pode ser esquecido que o efluente de uma ETAR representa ainda uma fonte de poluição pontual no meio recetor. Basta recordar que a maioria das ETAR assegura tratamento secundário, a que corresponde um efluente com não mais de 25 mg/L de CBO₅, enquanto o valor definido para a qualidade mínima das águas doces superficiais não pode exceder 5 mg/L (anexo XXI do Decreto-Lei n.º 236/98).

O desenvolvimento de métodos analíticos cada vez mais sensíveis, como a cromatografia em fase gasosa (GC) e cromatografia em fase líquida de alta performance (HPLC) acoplados à espectrometria de massa, GC-MS e LC-MS, tem permitido identificar a presença de concentrações vestigiais (< 1 µg/L) de micropoluentes orgânicos não regulamentados (Birkett e Lester, 2003; Fatta *et al.*, 2007). O termo “poluentes emergentes” é geralmente utilizado para se referir a tais compostos.

Os **poluentes emergentes** são compostos de origem antropogénica de difícil biodegradabilidade, como por exemplo, produtos farmacêuticos e de higiene pessoal, detergentes, subprodutos da desinfecção da água, retardantes do fogo, plasticizantes, entre outros, sobre os quais o conhecimento existente ainda é insuficiente para que sejam objeto de regulamentação, como normas de qualidade. Pode dizer-se que os poluentes emergentes são a parte desconhecida das **substâncias prioritárias (SP)**, as quais são definidas como as substâncias perigosas que requerem atenção prioritária das autoridades ambientais para controlar os seus efeitos deletérios sobre a saúde e o ambiente aquático.

Têm sido detetados poluentes deste tipo em concentrações vestigiais, da ordem dos ng/L a alguns µg/L, nos efluentes das ETAR (Pereira *et al.*, 2015), em águas superficiais e até mesmo em águas subterrâneas (JRC, 2012; Lou *et al.*, 2014) e costeiras (Bettencourt *et al.*, 2005).

Estes poluentes representam um risco para o bom funcionamento dos ecossistemas, mesmo em concentrações muito baixas. Em geral, os poluentes emergentes têm baixa toxicidade aguda, mas podem provocar toxicidade crônica com efeitos na reprodução, na fisiologia e no crescimento dos seres vivos, na redução da fertilidade e na criação de estirpes de microrganismos resistentes aos antibióticos.

A contaminação ambiental com poluentes emergentes tem merecido crescente atenção nos últimos anos. A Diretiva n.º 2013/39/EU de 12 de agosto relativa a Normas de Qualidade Ambiental (NQA), que decorre da DQA, alterou a lista de SP, que contempla já 45 SP e estabelece uma lista de substâncias sob vigilância⁹, com vista à recolha de dados de monitorização específicos, destinados a servir de base às futuras revisões da lista de SP.

A remoção de poluentes emergentes requer a aplicação dos chamados tratamentos avançados, entre os quais se destacam os processos de oxidação avançada (POA), os processos de separação por membrana e a adsorção em carvão ativado, que deverão ser mais comuns nas futuras ETAR.

⁹ Na lista de substâncias sob vigilância foram incluídos três medicamentos, um anti-inflamatório (diclofenac) e duas hormonas (17-beta-estradiol e o 17-alfa-etinilestradiol).

CARATERIZAÇÃO DE ÁGUAS RESIDUAIS

3.1. Nota introdutória

O caudal e a composição das AR a tratar, bem como as suas variações diárias e sazonais, constituem os elementos essenciais que determinam a conceção da fileira de tratamento, o seu projeto e posteriormente, a operação e até a manutenção (O&M) da ETAR. O presente capítulo trata da caraterização quantitativa e qualitativa das AR, descrevendo os diferentes tipos de AR e os fatores que influenciam as suas caraterísticas, nomeadamente a sua proveniência e o tipo de sistema de drenagem.

Do ponto de vista da caraterização quantitativa é abordada a variação do caudal afluente à ETAR e a definição de parâmetros essenciais para o dimensionamento da instalação de tratamento, como por exemplo, o caudal médio, o caudal de ponta ou o caudal em tempo seco.

A caraterização qualitativa das AR considera as caraterísticas físicas, químicas e microbiológicas que são relevantes para a proteção do ambiente e da saúde pública.

3.2. Tipologia das águas residuais

O Decreto-Lei n.º 152/97 de 19 de junho define as Águas Residuais Urbanas (ARU) como sendo as águas residuais domésticas ou a mistura destas com águas residuais industriais e/ou com pluviais.

Ainda segundo o mesmo diploma, **Águas Residuais Domésticas (ARD)** são as águas residuais de serviços e de instalações residenciais, essencialmente provenientes do metabolismo humano e atividades domésticas.

As águas residuais provenientes de qualquer atividade que não possam ser classificadas como águas residuais domésticas nem sejam águas pluviais denominam-se **Águas Residuais Industriais (ARI)**.

A composição das ARU de uma determinada comunidade depende da origem dos poluentes (doméstica, comercial, industrial) e é influenciada pelo clima e por o tipo de sistema de drenagem ser unitário ou separativo: em clima de elevada precipitação atmosférica o nível freático pode atingir a

rede de drenagem, permitindo assim que água de infiltração diminuía a concentração dos poluentes; o mesmo efeito pode resultar da água pluvial coletada nos sistemas unitários e até de chamados sistemas pseudo-separativos, sendo certo que, por vezes, a drenagem de águas pluviais pode implicar não uma diminuição da concentração de poluentes, mas um aumento da concentração, designadamente de sólidos em suspensão (Metcalf & Eddy, 2003).

De acordo com o Decreto Regulamentar n.º 23/95 de 23 de agosto, os sistemas de drenagem de AR são classificados em:

- **separativos** – constituídos por duas redes de coletores distintas, uma destinada às ARD e ARI e outra à drenagem das águas pluviais ou similares;
- **unitários** – constituídos por uma única rede de coletores, na qual são admitidas conjuntamente as ARD, as ARI e as pluviais;
- **mistos** – constituídos pela conjugação dos dois tipos anteriores, em que parte da rede de coletores funciona como sistema unitário e a restante como sistema separativo;
- **separativos parciais** ou **pseudo-separativos**, em que se admite, em condições excecionais, a ligação de águas pluviais de pátios interiores ao coletor de ARD.

Geralmente, as AR de sistemas de drenagem unitários ou de sistemas mistos possuem uma maior quantidade de areias e outros sólidos. Em ocasiões de maior pluviosidade, esses sistemas de drenagem fazem afluir elevados caudais à ETAR, muitas vezes superiores à sua capacidade de tratamento, sendo necessário desviar parte do caudal logo à entrada da ETAR, através de um coletor de recurso, para ser lançado no meio recetor, sem tratamento.

A tendência das últimas décadas tem sido a da construção de sistemas de drenagem separativos, sendo as ARU depuradas em ETAR e as águas pluviais (coletadas em rede dedicada), descarregadas diretamente no meio recetor, após passagem por grades de grande espaçamento, para retenção de ramos, pneus e outros sólidos de grandes dimensões.

Por simplificação, neste texto as ARU serão designadas apenas por AR.

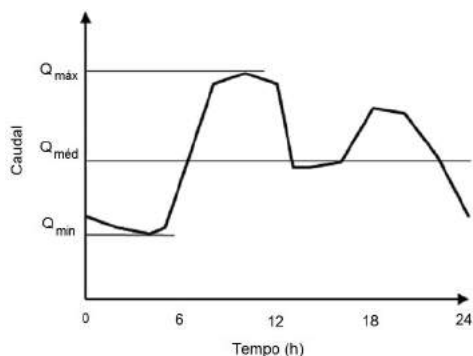
3.3. Caracterização quantitativa

3.3.1. Variação do caudal afluente à ETAR

A afluência de AR à ETAR não se processa de forma uniforme, tanto em termos de caudal como de quantidade de poluentes. Os principais fatores responsáveis pela referida variação na afluência a uma ETAR são: os hábitos estabelecidos da população, que causam variações de curto prazo (horária, diária e semanal); as condições sazonais, que determinam a infiltração de águas freáticas na rede de coletores ou a exfiltração das AR, provocando usualmente variações de curto prazo; e as atividades industriais, que produzem variações de curto e longo prazo.

A variação diária de caudal da AR afluente a uma ETAR tende a seguir um padrão do tipo indicado na Figura 3.1.

Figura 3.1 Variação diária do caudal de AR



(Adaptada de Sperling, 2007)

O caudal mínimo afluente à ETAR ocorre nas primeiras horas do dia (Figura 3.1), quando o consumo de água é mais reduzido. O primeiro pico de caudal ocorre no final da manhã, quando o pico matinal da água utilizada alcança a ETAR. Geralmente, um segundo pico ocorre no início da noite, entre as 19 h e as 22 h. Os caudais máximos têm uma variabilidade, em termos de tempo de ocorrência e amplitude, que depende da população servida, da extensão e estado de conservação do sistema de drenagem (visto o caudal de água de infiltração ser proporcional ao comprimento da rede).

A variação entre o caudal máximo e mínimo diminui à medida que a dimensão da população ligada à ETAR aumenta, visto que o aumento da capacidade de armazenamento de um sistema de drenagem de grandes aglomerados tende a amortecer as variações de caudal ocorridas, que, por sua vez, se tornam menos acentuadas ao longo do tempo. No caso de grandes aglomerados populacionais o gráfico da Figura 3.1 pode apresentar apenas um pico máximo.

3.3.2. Caudais de dimensionamento

3.3.2.1. Caudal médio

Uma ETAR é dimensionada para assegurar capacidade de tratamento do caudal previsto para o seu horizonte de projeto (h_p), que, não sendo conhecido, tem que ser estimado de forma fiável. O dimensionamento tem ainda que ter em consideração as variações de afluência de caudal de AR ao longo do dia. Assim, algumas unidades da fileira de tratamento, como os decantadores primários, devem ser projetadas para assegurar um funcionamento adequado mesmo em condições de afluência de picos de caudal (caudal de ponta) ou em condições opostas, de afluência de caudal mínimo. Outras unidades, como os reatores biológicos, podem ser dimensionadas para o caudal médio, pois são antecedidas por decantadores que regulam os picos de afluência.

Desejavelmente, a estimativa de caudal basear-se-á em dados “históricos”, obtidos nos últimos anos por medição de caudal no sistema de drenagem ou à entrada da ETAR (possível no caso de beneficiação de ETAR existente). Quando tal não é possível, a estimativa do caudal no horizonte do projeto é determinada com base na análise da tendência de evolução da população e da capitação de produção de AR no aglomerado em estudo ou em aglomerados semelhantes.

Os dados relativos à população de um aglomerado são obtidos nas juntas de freguesia, câmaras municipais ou nos Censos realizados pelo Instituto Nacional de Estatística (INE). A população servida deve abranger a população residente e a população flutuante (habitantes temporários).

No caso de existirem valores da capitação da produção de ARD o caudal médio é dado pela expressão 3.1.

$$Q_{\text{méd}} = \text{pop} \times \text{cap}_{\text{AR}} + Q_{\text{inf}} + Q_{\text{ind}} \quad (3.1)$$

Em que:

$Q_{\text{méd}}$ – caudal médio de AR;

pop – população;

cap_{AR} – capitação da produção de ARD;

Q_{inf} – caudal de infiltração;

Q_{ind} – caudal médio de ARI descarregadas na rede de drenagem.

No Quadro 3.1 apresentam-se valores de capitação de ARD para as diversas regiões hidrográficas (RH) de Portugal continental (INSAAR, 2011).

Quadro 3.1 Capitação de produção de ARD em Portugal

Regiões hidrográficas	Capitação (L/(hab.d))	
	População atendida	População atendida + população flutuante
Continente	169	158
Minho e Lima (RH 1)	202	180
Cavado, Ave e Leça (RH 2)	179	175
Douro (RH 3)	114	111
Vouga, Mondego, Lis e Ribeiras do Oeste (RH 4)	183	168
Tejo (RH 5)	177	174
Sado e Mira (RH 6)	129	121
Guadiana (RH 7)	164	150
Ribeiras do Algarve (RH 8)	267	144
Açores (RH 9)	130	129
Madeira (RH 10)	190	190
Nacional	169	158

(Adaptado de INSAAR, 2011)

Quando não é possível dispor de dados sobre a capitação de produção de ARD, esta é geralmente estimada a partir da capitação de consumo de água, quando exista e seja representativa, afetada de um coeficiente de afluência à rede.

Segundo o Decreto Regulamentar n.º 23/95, consideram-se incorporados no valor da capitação de consumo de água os consumos públicos, tais como de fontanários, bebedouros, lavagem de arruamentos, rega de zonas verdes e limpeza de coletores, que representam entre 5 e 20 L/(hab.d).

Não se consideram consumos públicos os de estabelecimentos de saúde, ensino, militares, prisionais, bombeiros e instalações desportivas, etc., que devem ser avaliados de acordo com as suas características. Nestes casos, também é possível estimar a quantidade de AR produzida através das capitações de consumo de água. Por exemplo, de acordo com o Decreto Regulamentar n.º 23/95, em zonas com atividade comercial intensa pode admitir-se uma capitação da ordem dos 50 L/(hab.d).

Quando não se disponha de informação correta dos consumos de água, os valores da capitação são estimados atendendo à dimensão e características do aglomerado, ao nível de vida da população e aos seus hábitos higiénicos e às condições climáticas locais. Embora esteja ainda em vigor um diploma legal (o Decreto Regulamentar n.º 23/95) que estipula valores-guia de capitação de consumo de água em função da população, os mesmos encontram-se manifestamente desatualizados. Em Portugal Continental o valor da capitação de consumo de água para a população atendida varia de 137 L/(hab.d) na RH de Minho e Lima a 368 L/(hab.d) na RH das Ribeiras do Algarve, sendo de 183 L/(hab.d) o valor da média nacional, conforme indicado no Quadro 3.2 (INSAAR, 2011), valor este muito próximo do valor guia do Decreto Regulamentar n.º 23/95 para os aglomerados de maior dimensão (> 50 mil hab).

Nem toda a água consumida numa localidade se transforma em AR, pois há uma parte que se perde, como a água utilizada na rega de jardins. Assim, para se estimar o valor da capitação de AR é necessário afetar a capitação de consumo de água de um coeficiente, o qual é denominado **coeficiente de afluência à rede de drenagem** (ou fator de afluência).

O caudal médio de AR afluente a uma ETAR é estimado pela expressão 3.2.

$$Q_{\text{méd}} = \text{pop} \times \text{cap}_{\text{água}} \times \text{Coef}_{\text{afl}} + Q_{\text{inf}} + Q_{\text{ind}} \quad (3.2)$$

Em que:

$Q_{\text{méd}}$ – caudal médio de AR;

Pop – população;

$\text{Cap}_{\text{água}}$ – capitação de consumo de água;

Coef_{afl} – coeficiente de afluência à rede de drenagem;

Q_{inf} – caudal de infiltração;

Q_{ind} – caudal médio de ARI descarregadas na rede de drenagem.

Quadro 3.2 Capitação de consumo de água em Portugal

Regiões hidrográficas	Capitação (L/(hab.d))	
	População atendida	População atendida + população flutuante
Continente	182	167
Minho e Lima (RH 1)	137	121
Cavado, Ave e Leça (RH 2)	189	185
Douro (RH 3)	149	143
Vouga, Mondego, Lis e Ribeiras do Oeste (RH 4)	181	153
Tejo (RH 5)	171	167
Sado e Mira (RH 6)	238	217
Guadiana (RH 7)	228	192
Ribeiras do Algarve (RH 8)	368	252
Açores (RH 9)	227	221
Madeira (RH 10)	184	160
Nacional	183	168

(Adaptado de INSAAR, 2011)

O coeficiente de afluência à rede de drenagem depende essencialmente dos seguintes fatores:

- **utilização específica da população**, no que concerne aos hábitos de higiene e de estilo de vida e de ocupação residencial, da extensão de zonas ajardinadas ou agrícolas – em zonas e em períodos de menor precipitação atmosférica a população tende a utilizar água de abastecimento para rega de jardins e lavagem de pátios, diminuindo assim a fração de água que é coletada na rede de drenagem urbana;
- **condições climáticas**: nas zonas mais secas há que recorrer mais a regas das zonas ajardinadas;
- **estrutura tarifária**: água mais cara limita o seu consumo.

Geralmente o valor do coeficiente de afluência está compreendido entre 0,70 a 0,90 (Decreto Regulamentar n.º 23/95). A prática leva à recomendação dos seguintes valores (AdP, 2003 a)):

- $\text{Coef}_{\text{af}} = 0,90$ em áreas urbanas (AU), definidas como as que apresentam uma tipologia de ocupação em que predominam as habitações plurifamiliares concentradas, coexistindo com os espaços de comércio e de serviços, e em que os consumos públicos são mais significativos;
- $\text{Coef}_{\text{af}} = 0,80$ em áreas predominantemente urbanas (APU), situadas na periferia das AU, com habitações plurifamiliares e unifamiliares, cujos habitantes se deslocam diariamente para trabalhar nas AU;
- $\text{Coef}_{\text{af}} = 0,75$ em áreas medianamente urbanas (AMU), situadas na periferia das áreas urbanas com uma ocupação por moradias unifamiliares com jardim;
- $\text{Coef}_{\text{af}} = 0,65$ em áreas rurais (ARu), onde se incluem os tipos de ocupação que não se enquadram nos conceitos anteriores.

O caudal de infiltração Q_{inf} pode ter um peso não negligenciável no valor do caudal médio de AR, principalmente em zonas onde o nível freático é elevado e quando as redes são pseudo-separativas e em mau estado de conservação, permitindo a infiltração de água freática quando o nível freático é próximo da soleira dos coletores e a exfiltração de AR em condições inversas. Por isso, no caso de construção de nova rede de drenagem deve ser prestada atenção à adequada seleção de materiais e de juntas entre troços, de modo a minimizar a infiltração e a exfiltração.

Segundo o Decreto Regulamentar n.º 23/95, a estimativa de Q_{inf} em redes de drenagem de aglomerados de média e grande dimensão é proporcional ao comprimento e diâmetro dos coletores, considerando-se que varia entre 0,5 a 4 m³/d por cm de diâmetro e por km de comprimento, consoante se trata de coletores novos ou em mau estado de conservação, respetivamente. Para os aglomerados de pequena dimensão, o mesmo diploma regulamentar estipula que se considere o caudal de infiltração igual ao caudal médio anual. Como orientação geral (AdP, 2003 b)), indica-se no Quadro 3.3 a percentagem do caudal médio diário recomendada para estimativa do caudal de infiltração a considerar no dimensionamento dos sistemas de drenagem.

Quadro 3.3 Valores recomendados para caudal de infiltração

Rede de drenagem	Terrenos arenosos		Terrenos rochosos	
	Litoral	Interior	Litoral	Interior
(% caudal médio)				
A construir	30	20	20	10
Recente	40	30	30	20
Antiga	50	40	40	30

Quando a ETAR é dimensionada para ARD e ARI tem que se estimar qual será o caudal industrial. Neste caso, as capitações de AR variam consoante o tipo e dimensão da instalação, o grau de reutilização da água, entre outros fatores, pelo que a determinação do caudal de ARI tem que ser estudada caso a caso, com base em inquérito e medições realizados na própria unidade industrial.

3.3.2.2. Caudal de ponta

O caudal de AR afluente a uma ETAR regista variações ao longo do dia, conforme ilustrado na Figura 3.1. Variações acentuadas de caudal afluente podem prejudicar seriamente o funcionamento das instalações de tratamento, com consequências particularmente mais graves nas situações em que o caudal afluente aumenta bruscamente, visto que o tempo de retenção nos diversos órgãos se reduz quando o caudal aumenta. As perturbações mais evidentes residem em não ser assegurada a sedimenta-

ção dos sólidos em suspensão e no “varrimento” da biomassa (*wash out*) dos reatores biológicos. A súbita afluência de elevado caudal à ETAR pode determinar que a mesma fique praticamente fora de serviço, por inoperacionalidade dos reatores biológicos, devido ao arrastamento da biomassa. Compreende-se, assim, que determinados órgãos das ETAR devam ser dimensionados para um caudal de ponta.

O caudal de ponta, no qual se baseia a estimativa das condições hidráulicas máximas que podem ocorrer e que têm de ser acomodadas, é obtido pelo caudal médio diário multiplicado por um fator de ponta (expressão 3.3).

$$Q_{pta} = Q_{méd} \times f_{pta} \quad (3.3)$$

Em que:

Q_{pta} – caudal de ponta afluente à ETAR;

$Q_{méd}$ – caudal médio diário de AR;

f_{pta} – fator de ponta.

Quando o caudal afluente à ETAR incluir ARI em proporção significativa, deve ser averiguado o fator de ponta da afluência das ARI, passando a expressão 3.3 a ter a forma da expressão 3.4.

$$Q'_{pta} = Q_{méd} \times f_{pta} + Q_{médARI} + f_{ptaARI} \quad (3.4)$$

Em que:

Q'_{pta} – caudal de ponta afluente à ETAR;

$Q_{médARI}$ – caudal médio de ARI;

f_{ptaARI} – fator de ponta de afluência de ARI.

Deve salientar-se que o fator de ponta considerado para determinar o caudal de ponta a utilizar no dimensionamento de ETAR não tem o mesmo valor do fator de ponta considerado no projeto da rede de drenagem das AR afluentes à ETAR, porque a capacidade tampão da rede de coletores é diferente da dos órgãos da ETAR. O fator de ponta adotado no dimensionamento de redes de drenagem encontra-se regulamentado pelo Decreto Regulamentar n.º 23/95, o que não sucede com as ETAR. Nestas instalações pretende-se geralmente determinar o caudal de ponta horário. Dado que é difícil inferir qual deverá ser o fator de ponta com base na comparação do valor do fator de ponta de diferentes ETAR, o valor do fator de ponta é

normalizado através do quociente do caudal de ponta horário pelo caudal médio durante um período de pelo menos três anos, de acordo com a expressão 3.5 (Metcalf & Eddy, 2003).

$$f_{pta} = \frac{Q_{pta\ h}}{Q_{méd\ h}} \quad (3.5)$$

Na ausência de dados de caudais que permitam a sua determinação, o fator de ponta é estimado em função da dimensão da população servida pela ETAR ou em função do caudal médio, através de expressões numéricas, e.g. a expressão 3.6 (Ondeo Degrémont, 2007).

$$f_{pta} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{méd}}} \quad (3.6)$$

Em que:

$Q_{méd}$ – caudal médio (L/s).

3.3.2.3. Caudal mínimo

Além de assegurar a necessária eficiência de tratamento durante um pico de afluência de caudal e/ou de carga poluente, as ETAR devem igualmente funcionar eficientemente quando o caudal afluente é muito reduzido. O caudal mínimo ocorre geralmente em tempo seco (exceto em zonas turísticas), durante as horas de menor afluência à rede de drenagem.

Desejavelmente, o caudal mínimo será determinado com base em dados históricos, de acordo com as definições apresentadas no Quadro 3.4 (caudal mínimo horário, diário ou mensal). Na ausência de dados históricos, o caudal mínimo pode ser estimado em função do caudal médio, não contabilizando o Q_{inf} , o que corresponderá a cerca de 30 % do caudal médio.

3.3.3. Variação da carga poluente

A variação temporal de caudal afluente a uma ETAR também se reflete na variação da quantidade de poluentes que a ETAR recebe para tratamento, geralmente designada por **carga poluente**. As variações de carga poluente podem ser sazonais, consoante as variações de população e as variações climáticas, mas também podem ser diárias, seguindo um certo paralelismo com as variações de caudal, conforme ilustrado na Figura 3.2.

Analogamente ao referido para o caudal, o dimensionamento de uma ETAR não tem por base apenas os valores médios de cargas poluentes, devendo também ser consideradas as condições de ponta de afluência das mesmas.

Os poluentes considerados no dimensionamento de ETAR de tratamento primário são a CBO e os SST, a que acresce a CQO no caso do tratamento secundário, completados com N-tot e P-tot para as ETAR de tratamento terciário.

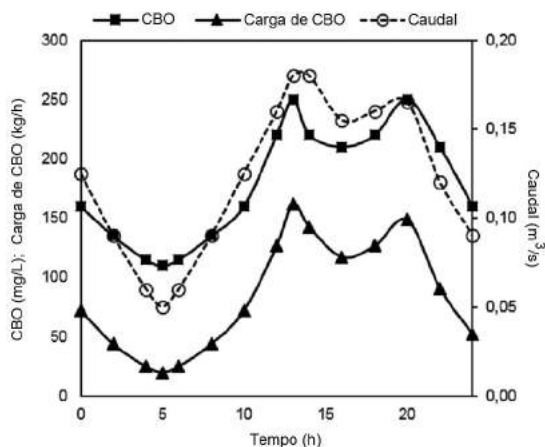
Quadro 3.4 Definição dos caudais utilizados no dimensionamento e O&M de ETAR

Tipo de caudal (Q)	Descrição	Utilização
Q médio em tempo seco	Média do caudal diário registado em tempo seco, com infiltração nula ou muito reduzida.	Na seleção das unidades de tratamento em funcionamento durante os períodos de tempo seco.
Q médio em tempo húmido	Média do caudal diário registado em tempo húmido, em que a infiltração é um fator relevante.	No dimensionamento e operação dos sistemas de drenagem, na determinação das unidades de tratamento com necessidade de <i>bypass</i> ou na implementação de uma linha de tratamento para tempo húmido.
Q médio diário	Caudal médio registado no período de 24 h ao longo de um ano.	Na determinação das relações dos caudais, na estimativa do caudal de bombagem, quantidades de lamas, custos com produtos químicos.
Q de ponta horário	Caudal médio registado num período de ponta de 1 h, ao longo de 1 ano.	No dimensionamento de: sistemas de drenagem, estações de bombagem, canais, grades, tamisadores, desarenadores, decantadores, filtros e tanques de contacto de cloro.
Q máximo diário	Máximo caudal que ocorre num período de 24 h ao longo de 1 ano.	No dimensionamento de bacias de equalização e sistemas de bombagem de lamas.

(continua)

Tipo de caudal (Q)	Descrição	Utilização
Q máximo mensal	Média do máximo caudal diário registado ao longo de 1 mês no período de 1 ano.	No dimensionamento de instalações de armazenamento de produtos químicos.
Q mínimo horário	Caudal médio registado num período de cava de 1 h, ao longo de 1 ano.	Na determinação da paragem dos sistemas de bombagem e da gama mínima dos equipamentos de medição de caudal.
Q mínimo diário	Mínimo caudal que ocorre num período de 24 h ao longo de 1 ano.	No dimensionamento de caleiras (controlo de deposição de sólidos), e da recirculação aos leitos percoladores.
Q mínimo mensal	Média do mínimo caudal diário registado ao longo de 1 mês no período de 1 ano.	Na seleção das unidades em funcionamento durante os períodos de caudal mínimo; programação da paragem para operações de manutenção.

(Adaptado de Davis, 2010 e Metcalf & Eddy, 2014)

Figura 3.2 Variação diária do caudal, da concentração e da carga de CBO de AR

(Adaptada de Metcalf & Eddy, 2003)

Desejavelmente, a estimativa da carga de poluentes é calculada com base na concentração das AR nos poluentes, de acordo com a expressão 3.7.

$$C_{\text{pol}} = Q \times \text{Conc}_{\text{pol}} \quad (3.7)$$

Em que:

C_{pol} – carga do poluente;

Conc_{pol} – concentração do poluente.

Contudo, é frequente não existir a possibilidade de analisar as AR a tratar ou não haver tempo para analisar um conjunto significativo de amostras, que conduzam a uma caracterização média fiável. Nessas circunstâncias, a carga poluente é estimada pelo produto da população pela capitação de poluente, conforme a expressão 3.8.

$$C_{\text{pol}} = \text{Pop} \times \text{Cap}_{\text{pol}} \quad (3.8)$$

Em que:

Cap_{pol} – capitação de poluente.

A quantidade de poluentes produzidos por cada indivíduo pode variar significativamente, em função das diferenças culturais e socioeconómicas de cada país, conforme se apresenta no Quadro 3.5.

A capitação de produção de um determinado poluente é designada como **equivalente de população (e.p.)**, o qual assume valores diferentes consoante o poluente a que se reporta.

Quadro 3.5 Capitação de produção de poluentes em diversos países

País	CBO	SST	(g/(hab.d))		
			N-Kj	N-NH ₃	P-tot
Brasil	55 – 68	55 – 68	8 – 14	ND	0,6 – 1
Dinamarca	55 – 68	82 – 96	14 – 19	ND	1,5 – 2
Egito	27 – 41	41 – 68	8 – 14	ND	0,4 – 0,6
Alemanha	55 – 68	82 – 96	11 – 16	ND	1,2 – 1,6
Grécia	55 – 60	ND	ND	8 – 10	1,2 – 1,5
Índia	27 – 41	ND	ND	ND	ND
Itália	49 – 60	55 – 82	8 – 14	ND	0,6 – 1
Japão	40 – 45	ND	1 – 3	ND	0,15 – 0,4
Palestina	32 – 68	52 – 72	4 – 7	3 – 5	0,4 – 0,7
Suécia	68 – 82	82 – 96	11 – 16	ND	0,8 – 1,2
Turquia	27 – 50	41 – 68	8 – 14	9 – 11	0,4 – 2
Uganda	55 – 68	41 – 55	8 – 14	ND	0,4 – 0,6
EUA	50 – 120	60 – 150	9 – 22	5 – 12	2,7 – 4,5

ND – Não disponível.

(Adaptado de Metcalf & Eddy, 2003)

No Quadro 3.6 apresentam-se os valores considerados na regulamentação comunitária para a capitação dos poluentes utilizados no dimensionamento de ETAR. De salientar que nada impede que no dimensionamento sejam tomados valores diferentes dos indicados no Quadro 3.6, desde que tal seja justificado de forma credível.

Quadro 3.6 Equivalentes de população

Poluente	Equivalente de população (e.p.)
CBO ₅	1 e.p. = 60 g/(hab.d) CBO ₅ ^(a)
SST	1 e.p. = 70 g/(hab.d) SST ^(b)
NKT	1 e.p. = 12 g/(hab.d) NKT ^(b)
P-tot	1 e.p. = 2 g/(hab.d) P ^(b)

(Adaptado de (a) DL 152/97 e (b) NP EN 1085: 2000)

Os estabelecimentos industriais instalados num aglomerado urbano não podem descarregar as suas ARI livremente na rede de drenagem urbana, salvo se as mesmas apresentarem biodegradabilidade semelhante à das ARD, conforme estipulado pelo Decreto-Lei n.º 152/97. Quando as ARI não são semelhantes a ARD devem ser pré-tratadas no próprio estabelecimento industrial antes de serem lançadas na rede de drenagem urbana, de modo a assegurar:

- a proteção da saúde do pessoal que trabalha nos sistemas coletores e nas estações de tratamento;
- que os sistemas de drenagem, as ETAR e o equipamento conexo não sejam danificados;
- que o funcionamento das ETAR e o tratamento das lamas não sejam dificultados;
- que as descargas dos efluentes finais das ETAR não deteriorem o ambiente ou não impeçam as águas recetoras de cumprir o disposto noutras diretivas comunitárias;
- que as lamas possam ser depositadas em segurança e de um modo ecologicamente aceitável.

Segundo o art.º 9.º do Decreto-Lei n.º 152/97, compete às entidades gestoras dos sistemas de drenagem urbana a aprovação de regulamento próprio que fixe as condições para a descarga de ARI nos sistemas de drenagem e nas ETARU. Algumas das numerosas entidades gestoras de sistemas de drenagem de ARU que operam em Portugal não aprovaram ainda regulamentos de descarga de ARI (Marecos do Monte *et al.*, 2005). Outras tratam das ARI num capítulo/art.º do seu regulamento geral de ARU. A ERSAR disponibiliza um modelo de Regulamento de Serviços de Saneamento de

ARU, documento não vinculativo e que pode ser adaptado às especificidades dos serviços de cada entidade gestora, o qual aborda no art.º 20.º, de uma forma genérica, a descarga de ARI.

Quando não é possível dispor de resultados analíticos sobre a composição das ARI afluentes à ETAR, a mesma pode ser estimada, de forma grosseira, a partir da produção fabril, conforme exemplificado para algumas indústrias correntes em Portugal no Quadro I.1 do Anexo I.

3.4. Caraterização qualitativa

3.4.1. Natureza e estado dos poluentes

As AR podem conter substâncias orgânicas e inorgânicas dissolvidas e em suspensão na água, provenientes da água superficial ou subterrânea que constitui a origem de água bruta para produção de água para consumo humano, contendo ainda substâncias provenientes de outras origens:

- adicionadas e produzidas em reações químicas e bioquímicas no decurso do processo de tratamento de água bruta para produção de água consumo humano;
- adicionadas no decurso da utilização da água para consumo humano para múltiplas atividades: uso doméstico, comercial, industrial e outras;
- carreadas pelas águas pluviais em sistemas de drenagem unitários;
- introduzidas com a água de infiltração nos coletores;
- produzidas por reações químicas e bioquímicas durante o transporte no sistema de drenagem;
- adicionadas durante o transporte no sistema de drenagem para controlo de cheiro e de corrosão.

As AR consistem assim, numa complexa mistura de substâncias dissolvidas e em suspensão, povoada por numerosos microrganismos de diversos tipos, muitos dos quais são de origem fecal e alguns são patogénicos. No Quadro 3.7 indica-se o estado das substâncias presentes na água. De salientar que as substâncias dissolvidas e em suspensão coloidal e verdadeira nas AR representam apenas 0,1 % da massa das AR (Mara, 1978).

Quadro 3.7 Estado das substâncias presentes na água

Estado das substâncias	Dimensão das partículas (d)
Em solução ou dissolvidas ou em dispersão molecular	$d < 10^{-3} \mu\text{m}$, não filtráveis, invisíveis ao ultra-microscópio
Em dispersão ou suspensão coloidal	$10^{-3} \mu\text{m} < d \leq 1 \mu\text{m}$, não filtráveis, visíveis ao ultra-microscópio
Em suspensão fina	$1 \mu\text{m} < d \leq 10 \mu\text{m}$
Em suspensão grosseira	$10 \mu\text{m} < d \leq 100 \mu\text{m}$

(Adaptado de Tchobanoglous & Schroeder, 1985)

A caracterização qualitativa das AR é fundamental para se conceptualizar a fileira de tratamento da ETAR. Para facilidade de sistematização, as características da AR classificam-se em três grandes grupos: físicas, químicas e microbiológicas. No Quadro 3.8 listam-se os principais parâmetros indicadores destas características e as principais vias da sua proveniência.

Quadro 3.8 Características físicas, químicas e biológicas das AR

Caraterísticas	Origens	
Físicas	Cor	Resíduos domésticos e industriais, decomposição de matéria orgânica
	Cheiro	Decomposição das substâncias dissolvidas e em suspensão
	Temperatura	ARD e ARI
	Sólidos	Água de abastecimento, ARD e ARI, erosão do solo, infiltração nos coletores

(continua)

Caraterísticas		Origens	
Químicas	Orgânicas	Hidratos de carbono	ARD e ARI
		Proteínas	ARD e ARI
		Óleos e gorduras	ARD e ARI
		Detergentes	ARD e ARI
		Pesticidas	Resíduos agrícolas
		Fenóis	ARI
		Compostos voláteis	ARD e ARI
		Poluentes prioritários ¹⁰	ARD e ARI
	Inorgânicas	Alcalinidade	ARD, água potável, água subterrânea infiltrada
		Cloretos	ARD, água potável, água subterrânea infiltrada
		Metais pesados	ARI
		Azoto	ARD e esco­r­rências agropecuárias
		Fósforo	ARD e ARI; esco­r­rências naturais
		pH	ARD e ARI
		Enxofre	Água de abastecimento, ARD e ARI
		Poluentes prioritários ¹⁰	ARD e ARI
Gases	Ácido sulfídrico	Decomposição de ARD e ARI	
	Metano	Decomposição de ARD	
	Oxigénio	Água do abastecimento público, infiltração de águas superficiais	
Biológicas	Animais	Cursos de água e ETAR	
	Plantas	Cursos de água e ETAR	
	Bactérias	ARD, infiltração de águas superficiais, ETAR	
	Vírus	ARD	

(Adaptado de Metcalf & Eddy, 1991)

¹⁰ Compostos orgânicos e inorgânicos que se sabe ou se suspeita serem carcinogénicos, mutagénicos, teratogénicos ou de toxicidade aguda.

As substâncias – dissolvidas ou em suspensão – e os organismos presentes na água conferem-lhe **caraterísticas** cuja avaliação deve ser quantificada, o que se faz pela determinação *in loco*¹¹ ou em laboratório de **parâmetros de qualidade**, em amostras representativas da água. Muitas caraterísticas da água são avaliadas por um único parâmetro, mas essa correspondência biunívoca não constitui regra geral, ou seja, algumas caraterísticas da água podem ser avaliadas por meio de dois ou mais parâmetros. Por exemplo, enquanto a temperatura da água, caraterística física de enorme importância ambiental, é avaliada por um único parâmetro, denominado também Temperatura (o qual pode exprimir-se em unidades diferentes), a presença de matéria orgânica na água pode ser avaliada por diversos parâmetros, como a CBO, a CQO, o COT e outros.

3.4.2. Caraterísticas físicas relevantes em AR

As principais caraterísticas físicas das AR são: os sólidos, a turvação, a cor, o odor, a temperatura, a densidade e a viscosidade.

3.4.2.1. Sólidos

Os **Sólidos Totais (ST)** presentes na AR são uma das suas caraterísticas físicas mais importantes e compreendem as substâncias orgânicas e inorgânicas presentes em solução e em suspensão. Os ST quantificam-se pela pesagem do resíduo seco obtido após evaporação da água da amostra. Os sólidos são essenciais para o controlo dos processos de tratamento físicos e biológicos de AR e para avaliar a conformidade com a legislação (APHA *et al.*, 2005).

Geralmente, a parte dos ST de natureza orgânica é designada por **Sólidos Voláteis Totais (SVT)**, por se volatilizarem após ignição ou calcinação quando submetidos a temperaturas de 550 ± 50 °C, em mufla. O resíduo seco constitui a parte inorgânica dos sólidos presentes na água e é designada por **Sólidos Fixos Totais (SFT)**. Deve salientar-se que a determinação dos SVT e SFT não permite distinguir a matéria orgânica da inorgânica com precisão, porque a calcinação conduz a uma perda de alguns compostos inorgânicos.

¹¹ Algumas caraterísticas das águas podem sofrer rápidas alterações, pelo que quando a amostra vai ser analisada no laboratório já a mesma deixou de ser representativa relativamente a essas caraterísticas. Essas caraterísticas de rápida alteração não podem ser avaliadas em laboratório, mas sim *in loco*.

Alguns sólidos em suspensão sedimentam facilmente, conhecimento que pode ser relevante, nomeadamente em tratamento de águas, pois permite estimar a quantidade de lamas produzidas. Para traduzir esta característica definiu-se o parâmetro **Sólidos Sedimentáveis** (SS_{sed}), que representa a quantidade de sólidos que sedimenta num cone Imhoff durante um período de 60 minutos e que se expressa em mL/L.

Os **Sólidos Suspensos Totais** (SST) são os que ficam retidos por filtração da AR através de um filtro (normalmente de fibra de vidro) com poros de dimensão nominal de 0,45 a 2 μm . Na legislação nacional (Decreto-Lei n.º 152/97) o filtro recomendado deve ter uma dimensão de poro de 0,45 μm . Ainda de acordo com este Decreto-Lei, os SST também podem ser separados por centrifugação, durante pelo menos 5 min a uma aceleração média de 2 800 a 3 200 g (aceleração da gravidade).

Os SS são classificados em **Fixos** (SSF) e **Voláteis** (SSV), consoante são de natureza inorgânica ou orgânica (Quadro 3.9).

A fração da AR que passa através do filtro, além dos sólidos dissolvidos, contém ainda sólidos em suspensão, mas de tão diminuta dimensão (0,001 a 1 μm), que se encontram em suspensão coloidal (Metcalf & Eddy, 2003), pelo que geralmente esta fração é denominada por **Sólidos Dissolvidos Totais** (SDT).

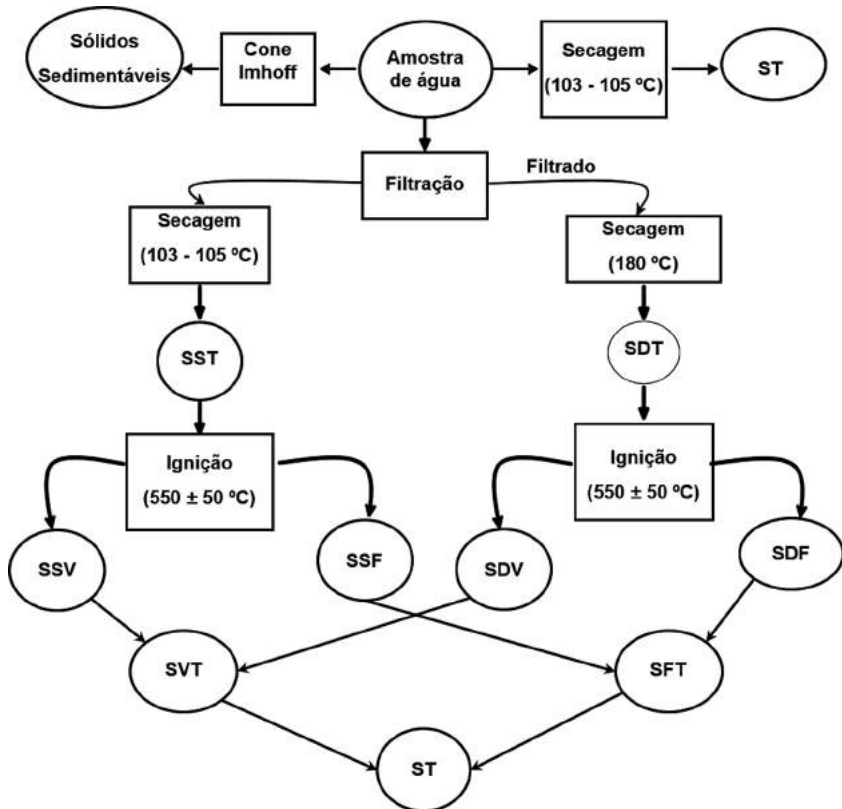
No Quadro 3.9 sintetizam-se as definições de sólidos presentes em AR. A Figura 3.3 esquematiza a metodologia de obtenção das diversas frações de sólidos contidos numa amostra de AR.

Quadro 3.9 Definição dos sólidos presentes em AR

Sólidos	Descrição
ST	Resíduo após evaporação da amostra e secagem na estufa a 103-105 °C. Os ST podem ser divididos em SST e SDT.
SST	Sólidos suspensos (ou não filtráveis) são os sólidos retidos num filtro de tamanho nominal de poro de 0,45 a 2 µm.
SDT	Sólidos dissolvidos (ou filtráveis) são os sólidos que passam através de um filtro com tamanho nominal de poro de 0,45 a 2 µm e secos na estufa a 180 °C.
SF	Resíduo da ignição/calцинаção a 550 ± 50 °C dos ST, SD ou SS.
SV	Representados pela massa perdida após ignição ou calcinação a 550 ± 50 °C do resíduo dos ST, SD ou SS.
SS _{Sed}	Sólidos suspensos que sedimentam ao fim de 1 h. Determinado volumetricamente e exprime-se em mL de SS _{Sed} /L.

(Adaptado de APHA *et al.*, 2005)

Figura 3.3 Sólidos presentes nas AR



(Adaptada de Metcalf & Eddy, 2003)

3.4.2.2. Turvação

A turvação é uma característica física da água que traduz a dificuldade de penetração da luz na água, devido à presença de partículas em suspensão de muito reduzida dimensão, as quais interferem com a penetração da luz ao absorverem e provocarem a dispersão dos raios incidentes. Estas partículas são de natureza diversa, desde microrganismos até partículas minerais, como sílica, compostos de ferro e fibras.

A turvação é o inverso de outra característica física – a **transparência** – a qual mede a facilidade de penetração da luz na água.

A turvação mede-se em aparelhos designados por turbídimetros, que medem a luz refletida pelas partículas em suspensão à passagem pela água de um feixe de luz padrão. Exprime-se em **unidades nefelométricas de turvação UNT** (NTU, em inglês). A turvação também pode ser medida indiretamente, de uma forma expedita, através do chamado Disco de Secchi, que mede a transparência da água. O disco de Secchi mede a profundidade à qual deixa de ser visível um disco preso a uma corda. O disco tem 20 cm de diâmetro e é dividido em quatro setores circulares, alternadamente pintados em preto e branco, para facilidade e visualização.

3.4.2.3. Cor

A **cor verdadeira** é definida como a coloração com que a água fica após a remoção, por centrifugação (ou filtração), das partículas em suspensão. A cor que a água apresenta antes da remoção dessas matérias é a chamada **cor aparente**.

A cor pode ser originada por substâncias inorgânicas (como sais de ferro e de manganês), por substâncias orgânicas (como ácidos húmicos, resíduos do metabolismo de algas e outros organismos aquáticos, produtos da decomposição de poluentes) e pelo lançamento de descargas industriais.

Nas ARI fortemente coradas, a cor é devida principalmente a matéria coloidal ou em suspensão. Em tais casos, devem ser determinadas tanto a cor verdadeira como a cor aparente.

A cor pode ser avaliada por comparação visual ou por comparação fotoelétrica da amostra com padrões constituídos por soluções de diferentes concentrações, à base de cloroplatinato de potássio (K_2PtCl_6) e cloreto cobaltoso hexahidratado ($CoCl_2 \cdot 6H_2O$), exprimindo-se em mg/L (escala Pt-Co).

3.4.2.4. Odor

O **odor ou cheiro** exalado pelas AR resulta de algumas substâncias dissolvidas na água, provenientes do uso da água para múltiplas atividades e resultantes também de atividade bioquímica que se desenvolve no seio das próprias AR, designadamente a decomposição da matéria orgânica.

As substâncias que mais contribuem com odores desagradáveis são: as aminas, o amoníaco, as diaminas, o sulfureto de hidrogénio, os mercaptanos e os sulfuretos orgânicos, indicados no Quadro 3.10.

O odor pode ser avaliado por métodos sensoriais (pituitárias bem treinadas) e por métodos instrumentais (olfatómetros), os quais medem, geralmente, a concentração de H₂S. A medição deve ser realizada no local de amostragem, para evitar erros de medição por alterações da amostra desde a colheita.

Quadro 3.10 Compostos causadores de odores ofensivos nas águas

Composto	Fórmula	Descrição qualitativa
Aminas	CH ₃ (CH ₂) _n NH ₂	Peixe
Amoníaco	NH ₃	Amoníaco
Diaminas	NH ₂ (CH ₂) _n NH ₂	Carne em putrefação
Gás sulfídrico ou sulfureto de hidrogénio	H ₂ S	Ovos podres
Mercaptanos	CH ₃ SH; CH ₃ (CH ₂) _n SH	Secreções fétidas
Sulfuretos orgânicos	(CH ₃) ₂ S; CH ₃ SSCH ₃	Couve em decomposição
Metametil-indol	C ₈ H ₅ NHCH ₃	Fecal

(Adaptado de Metcalf & Eddy, 2003)

A concentração de odor representa-se pelo símbolo Cod e exprime-se em Unidades Europeia de Odor (uo_E/m³ ou ou_E/m³ na literatura inglesa). 1 uo_E/m³ define-se como a concentração de odor em 1 m³ de ar em condições normais de pressão e temperatura¹² que ainda é detetada no limiar de perceção sensorial. Por exemplo, se é necessário diluir uma amostra de água na proporção de 1:300 para que o seu odor deixe de atingir o limiar de perceção, então diz-se que a Cod = 300 uo_E/m³.

3.4.2.5. Temperatura

A temperatura das AR depende, em primeiro lugar, da localização geográfica do aglomerado e em segundo, da descarga de águas quentes nos coletores. A temperatura das AR não coincide com a temperatura ambiente, não só devido à receção de águas quentes, mas também ao efeito isolante proporcionado por os coletores se encontrarem enterrados. De um modo

¹² Condições normais de pressão e temperatura (PTN): P = 1 atm e T = 273,15 K.

geral, no inverno a temperatura média das AR é de 2 °C acima da temperatura ambiente.

A temperatura é uma característica qualitativa muito importante, pois não só afeta outras características da água, como influencia a velocidade dos processos bioquímicos utilizados na depuração das AR. De facto, o aumento da temperatura da água tem as seguintes consequências:

- a) diminuição do valor de certas características físicas da água – densidade, viscosidade, tensão superficial (no Quadro I.2 do Anexo I apresentam-se valores da variação com a temperatura destas características da água);
- b) aumento da solubilidade de solutos sólidos e líquidos;
- c) diminuição da solubilidade de solutos gasosos;
- d) aceleração dos processos bioquímicos, refletindo-se em um ou mais dos seguintes efeitos:
 - decomposição (mineralização) da matéria orgânica;
 - multiplicação e/ou morte do biota das águas;
 - diminuição da sobrevivência dos microrganismos patogênicos;
 - aumento da toxicidade de alguns produtos químicos, como os fenóis, os cianetos, o xileno, etc.

A diminuição da solubilidade dos gases na água com o aumento da temperatura influencia negativamente a eficiência dos processos aeróbios do tratamento de AR, visto diminuir a concentração de oxigénio dissolvido (OD).

A temperatura influencia a velocidade das reações químicas e bioquímicas, a qual aumenta com a temperatura. Nas reações bioquímicas, que ocorrem nos processos biológicos de tratamento de AR, a constante da velocidade de reação k constitui uma medida, embora grosseira, da atividade microbiana. A dependência de k em relação à temperatura T é traduzida pela equação de Arrhenius (expressão 3.9).

$$k_T = k_{20} \Theta^{(T-20)} \quad (3.9)$$

Em que:

k_T – constante de velocidade da reação à temperatura T (1/d);

k_{20} – constante de velocidade da reação à temperatura de referência de 20 °C (1/d);

Θ – coeficiente de Arrhenius.

Os próprios valores de Θ dependem da temperatura (Θ está geralmente compreendida entre 1,01 e 1,09), diminuindo com o aumento da temperatura, mas mantêm-se sensivelmente constantes dentro de intervalos de temperatura de 10 a 15 °C.

A expressão 3.9 mostra claramente o efeito acelerativo da temperatura nos processos biológicos de depuração. Assim se compreende a razão pela qual nos países de clima glacial não é fácil recorrer a processos de tratamento biológicos e se tem que recorrer aos tratamentos químicos de AR, geralmente com custos mais elevados de operação.

3.4.2.6. Densidade

A **densidade** (d) de uma substância define-se como a razão entre a massa de determinado volume dessa substância e a massa de igual volume de água pura a 4 °C. É uma grandeza adimensional, que no caso da água pura à temperatura de 4 °C é igual a 1, pois trata-se da própria substância que constitui o padrão de referência.

A **massa volúmica** (ρ) é a quantidade de matéria existente numa unidade de volume de uma substância. Exprime-se em unidades cujas dimensões são M/L^3 .

O **peso volúmico** (γ) é o peso da unidade de volume da substância, isto é, a força com que a Terra atrai a massa da substância contida na unidade de volume e exprime-se em unidades de força por unidade de volume, com as dimensões $M/(T^2 L^2)$.

A densidade, a massa volúmica e o peso volúmico estão, assim, relacionados com a quantidade de matéria de uma substância, podendo até exprimir-se pelo mesmo valor numérico, embora em sistemas de unidades diferentes (para a água, no S. I. $d = 1$, $\rho = 1 \text{ kg/dm}^3$ e $\gamma = 9,8 \text{ N/dm}^3$).

A variação de uma destas características é análoga à variação das outras duas, pelo que posteriormente se refere apenas a densidade.

3.4.2.7. Viscosidade

A **viscosidade dinâmica** ou simplesmente viscosidade é uma característica física dos fluidos que traduz a facilidade com que o fluido escoar. Em unidades do SI a viscosidade, que se representa por μ , exprime-se em $N.s/m^2$.

Em dinâmica de fluidos interessa a chamada **viscosidade cinemática**, que se representa por ν , e que se define pelo quociente entre a viscosidade μ e a massa volúmica do fluido ρ , exprimindo-se portanto, em m^2/s , em unidades do SI.

A viscosidade (dinâmica e cinemática) diminui com o aumento da temperatura.

3.4.2.8. Capacidade de adsorção

Existem ainda outras características importantes pouco utilizadas na caracterização de AR comuns, mas muito importantes para verificar ou estimar a capacidade de remoção de compostos orgânicos sintetizados, que se encontram cada vez mais nas AR.

Para prever a remoção de substâncias orgânicas é importante estimar se a substância está em solução ou se tem tendência a ficar sorvida (absorvida ou adsorvida) nos sólidos em suspensão presentes nas AR. Essa característica, que se denomina **potencial de sorção**, pode ser estimada pelo **coeficiente de partição (P)**, que se define como a razão entre as concentrações de equilíbrio (c_i) de uma substância dissolvida num sistema de duas fases, constituído por dois solventes claramente imiscíveis. Em estudos de atividade biológica é bastante utilizado o **coeficiente de partição octanol/água (P_{ow})**, definido como o quociente entre concentração de uma substância em octanol e a concentração dessa mesma substância em água (expressão 3.10), sendo vulgarmente apresentado na forma do seu logaritmo de base 10 ($\log P_{ow}$) (Regulamento (CE) n.º 440/2008 de 30 de maio).

$$P_{ow} = \frac{\text{concentração de substância em etanol}}{\text{concentração da substância em água}} \quad (3.10)$$

O coeficiente P_{ow} permite estimar a adsorção de poluentes orgânicos nas lamelas primárias. Valores de P_{ow} iguais ou inferiores a 2,5 significam que a remoção por sorção é baixa. No Quadro 3.11 apresenta-se o coeficiente de partição octanol/água em função do potencial de sorção.

Quadro 3.11 Relação entre o coeficiente de partição octanol/água e o potencial de sorção

Coeficiente de partição	Potencial de sorção
$\text{Log } P_{ow} \leq 2,5$	Baixo
$2,5 < \text{Log } P_{ow} < 4,0$	Médio
$\text{Log } P_{ow} \geq 4,0$	Alto

(Adaptado de ICON, 2001)

3.4.3. Caraterísticas químicas

3.4.3.1. Caraterísticas químicas relevantes em AR

As AR contêm inúmeras substâncias de origem antropogénica, presentes em concentrações elevadas, além de substâncias de origem natural. Praticamente, qualquer substância se pode encontrar presente nas AR, acrescentando ainda o facto de que o número de substâncias novas introduzidas no mercado aumenta anualmente de alguns milhares¹³ acabando sempre por atingir as AR. Compreende-se, assim, que não é prática a caraterização química das águas através da identificação dos compostos presentes, devendo antes a sua caraterização química basear-se no agrupamento dos compostos por semelhança de caraterísticas (matéria orgânica, azoto total, pesticidas, etc.).

Tem ainda interesse a classificação das substâncias presentes na água segundo a variação do seu teor, à luz de dois critérios:

- consoante a variação da concentração de uma substância na água é devida a processos de natureza química ou bioquímica ou, pelo contrário, é exclusivamente devida a fenómenos de diluição ou de evaporação, assim a substância se classifica como **não conservativa** ou como **conservativa**;
- a possibilidade de sofrerem depuração nas águas, utilizando geralmente o oxigénio dissolvido na água, por meio de reações bioquímicas.

¹³ Dos cerca de 11 milhões de substâncias químicas conhecidas e das 70 mil atualmente comercializadas (Trapp & Matthies, 1998) cerca de 700 compostos orgânicos diferentes podem ser encontrados na água de captação e portanto, nas AR dela resultantes, além dos milhares de compostos adicionados às AR pelas atividades de utilização da água.

De acordo com este critério, as substâncias classificam-se em **biodegradáveis** e **não biodegradáveis**. As substâncias biodegradáveis afetam os ecossistemas de forma temporária, enquanto as não biodegradáveis têm efeitos permanentes e, por vezes, cumulativos.

3.4.3.2. pH

O pH é o parâmetro que avalia a concentração de íões H^+ na água, traduzindo assim o seu caráter ácido, neutro ou básico. Define-se como o logaritmo (na base 10) do inverso da concentração hidrogeniônica, conforme a expressão 3.11.

$$pH = -\log [H^+] \quad (3.11)$$

Em que:

$[H^+]$ – concentração molar em H^+ .

À temperatura de 25 °C, num litro de água pura existem 10^{-7} moles de H^+ , provenientes da dissociação de moléculas de água, de acordo com a expressão 3.12.



O valor do pH varia entre 0 e 14, sendo 7 o valor da neutralidade. As soluções ácidas apresentam valores de pH inferiores a 7, enquanto as soluções básicas ou alcalinas apresentam valores de pH superiores a 7.

O pH é um parâmetro muito importante, pois influencia o desenvolvimento da vida aquática e muitas reações importantes no tratamento de AR, como os processos biológicos e químicos.

O pH pode ser medido por métodos colorimétricos (utilizando soluções de indicadores ou por comparação visual com padrões coloridos de vidro ou de papel) ou por métodos eletroquímicos, como o método potenciométrico, em que a diferença de potencial entre um elétrodo específico e um elétrodo de referência é função linear do pH da água. Em qualquer dos casos, a medição do pH deve ser efetuada no próprio local da colheita e deve usar-se, de preferência, o método eletroquímico, pois só este é independente da cor do meio, da turvação, das matérias coloidais e do potencial redox.

3.4.3.3. Potencial redox

Algumas substâncias encontram-se presentes na água no seu estado oxidado ou na sua forma reduzida, as quais são interconvertíveis por aceitação ou por perda de eletrões. A **oxidação** de uma substância corresponde a uma perda de eletrões (expressão 3.13), enquanto a **redução** significa aceitação de eletrões (expressão 3.14), sendo a reação global apresentada pela expressão 3.15, resultante da soma das expressões 3.13 e 3.14.



Em que:

A_{red} – agente redutor;

B_{ox} – agente oxidante.

Um par formado por um aceitador (B_{ox}) e um dador de eletrões (A_{red}) é denominado “par oxidação-redução” ou **par redox**.

Saliente-se que, com exceção dos elementos oxigénio e hidrogénio, que são capazes de funcionar apenas como agente oxidante e agente redutor respetivamente, não existem substâncias que sejam estritamente agentes oxidantes ou redutores.

O potencial de oxidação-redução ou **potencial redox** E^0 é um parâmetro que avalia a capacidade de uma substância perder ou ganhar eletrões, ou seja, de ser oxidada ou reduzida.

O potencial redox exprime-se em Volt, relativamente ao par redox de referência, que, por definição, tem potencial redox nulo. O par redox de referência é o indicado pela expressão 3.16.



O potencial redox depende da temperatura, do pH da água e da atividade das formas oxidada e reduzida de acordo com a expressão 3.17.

$$E = E_{\text{oxi/red}}^0 + \frac{RT}{nF} \ln \frac{[\text{oxidante}]}{[\text{reductor}]} \quad (3.17)$$

Em que:

$E_{\text{oxi/red}}^0$ – potencial redox padrão (correspondente ao equilíbrio de concentração de oxidante e de reductor);

n – n.º de eletrões envolvidos na transferência;

T – temperatura;

R – constante dos gases perfeitos;

F – constante de Faraday.

A transferência de eletrões dá-se da substância com E^0 mais negativo para a de E^0 menos negativo. Por isso, uma substância A, que tem um potencial redox padrão inferior ao de uma substância B, vai ceder eletrões à substância B, sendo portanto, oxidada por esta última. Por conseguinte, a substância B é o agente reductor da substância A.

A variação de potencial redox ΔE ocorrida quando um elemento do par B é reduzido e o outro elemento A é oxidado ($A_{\text{red}} + B_{\text{ox}} \rightleftharpoons A_{\text{ox}} + B_{\text{red}}$) é dada pela diferença de potencial redox entre o oxidante B e o reductor A, conforme a expressão 3.18.

$$\Delta E = E(B) - E(A) \quad (3.18)$$

No tratamento de AR as reações de oxidação-redução ocorrem na desinfeção por agentes oxidantes, como o cloro e o ozono, na precipitação de elementos dissolvidos (Fe, Mn, S, etc.) por oxidação com ar ou oxigénio molecular e também na degradação bioquímica da matéria orgânica. As diversas substâncias podem ser classificadas com base no seu potencial

redox padrão E^0 . No Quadro 3.12 apresentam-se valores de E^0 para alguns pares redox presentes no processo de tratamento de desinfecção de águas.

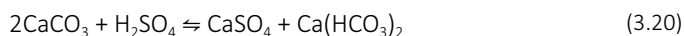
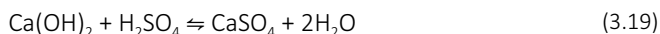
Quadro 3.12 Potencial redox padrão E^0 para alguns pares redox

Par redox	E^0 (V)
$\text{OH}^0 + \text{H}^+ + \text{e}^- \rightleftharpoons \text{H}_2\text{O}$	2,70
$\text{O}_3 + 2\text{H}^+ + 2\text{e}^- \rightleftharpoons \text{O}_2 + \text{H}_2\text{O}$	2,07
$\text{H}_2\text{O}_2 + 2\text{H}^+ + 2\text{e}^- \rightleftharpoons 2\text{H}_2\text{O}$	1,76
$\text{Cl}_2 + 2\text{e}^- \rightleftharpoons 2 \text{Cl}^-$	1,36
$\text{O}_3 + \text{H}_2\text{O} + 2\text{e}^- \rightleftharpoons \text{O}_2 + 2\text{OH}^-$	1,24
$\text{Br}_2 + 2\text{e}^- \rightleftharpoons 2 \text{Br}^-$	1,07
$\text{ClO}_2 + \text{e}^- \rightleftharpoons \text{ClO}_2^-$	0,95
$\text{ClO}^- + \text{H}_2\text{O} + 2\text{e}^- \rightleftharpoons \text{Cl}^- + 2\text{OH}^-$	0,90
$\text{BrO}^- + \text{H}_2\text{O} + 2\text{e}^- \rightleftharpoons \text{Br}^- + 2\text{OH}^-$	0,70
$\text{IO}^- + \text{H}_2\text{O} + 2\text{e}^- \rightleftharpoons \text{I}^- + 2\text{OH}^-$	0,49

(Adaptado de Lyonnaise des Eaux, 1994)

3.4.3.4. Alcalinidade

A alcalinidade das águas é uma característica que reflete a capacidade da água em neutralizar os ácidos, conforme exemplificado nas equações químicas (expressões 3.19 a 3.21). Esta capacidade resulta da presença na água dos aniões hidrogenocarbonato (HCO_3^-), carbonato (CO_3^{2-}) e hidróxido (OH^-) e ainda, embora em muito menor escala, de iões borato, silicato e fosfato. A alcalinidade expressa-se em mg/L de CaCO_3 . Nas AR a origem predominante da alcalinidade pode não ser o hidrogenocarbonato, dependendo da incidência de ARI.



Nas águas naturais a alcalinidade é quase exclusivamente devida à presença de hidrogenocarbonato de cálcio $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$, que se encontra em equilíbrio com os carbonatos, conforme equação química (expressão 3.22). A predominância de hidrogenocarbonatos dissolvidos ou de carbonatos precipitados depende do teor de dióxido de carbono (CO_2) livre presente na água. Águas com elevados teores de CO_2 livre tendem a ser agressivas (elevada acidez), pois tendem a dissolver todos os carbonatos em contacto com a água, transformando-os em hidrogenocarbonatos. Pelo contrário, as águas com déficit de CO_2 são incrustantes, pois tendem a precipitar os carbonatos.



A alcalinidade é um parâmetro muito importante no tratamento de AR, porque constitui um fator condicionante de alguns processos de tratamento, designadamente tratamentos químicos, processos de remoção biológica de nutrientes e na remoção de amoníaco por extração em fase gasosa.

3.4.3.5. Cloretos

Os cloretos presentes nas AR provêm das atividades humanas¹⁴, económicas (indústria e agricultura) e ainda da água de infiltração, que em zonas costeiras, onde ocorra intrusão salina, pode contribuir significativamente para um elevado teor de cloretos. A utilização doméstica de amaciadores de água, em regiões onde a dureza da água é elevada, também contribui para o aumento da quantidade de cloretos nas AR.

A presença de cloretos nas AR pode condicionar a reutilização das AR tratadas para rega agrícola e paisagística.

3.4.3.6. Oxigénio dissolvido

O oxigénio dissolvido representa o teor de moléculas de oxigénio (O_2) dissolvidas na água, sendo costume representar-se por OD. Trata-se de um parâmetro muito importante na gestão ambiental da água, por dois motivos principais: a possibilidade de formação de óxidos com quase todos os elementos; e o seu papel no ciclo biogeoquímico do carbono, através do metabo-

¹⁴ O excreta humano, por exemplo, contém cerca de 6 g/(hab.d) de ião Cl^- (Metcalf & Eddy, 2003).

lismo dos seres vivos, tanto no que se refere à oxidação da matéria orgânica, como à produção do próprio oxigênio por fotossíntese a partir do CO₂.

A concentração de OD na água constitui um indicador importante do seu estado de poluição: uma água não poluída apresenta elevada concentração de OD, enquanto uma água muito poluída, como as AR não tratadas, praticamente não contém OD, porque todo o OD que se dissolve nas AR a partir da atmosfera é rapidamente consumido na oxidação bioquímica dos poluentes orgânicos biodegradáveis presentes na água. A estabilização da carga poluente orgânica por via biológica requer, pois, o fornecimento intensivo de oxigênio às AR, o que é geralmente efetuado por arejamento forçado mecanicamente. O fornecimento de ar é substituído, em alguns casos, sobretudo de ARI muito concentradas, pelo fornecimento de O₂ puro.

A solubilidade do oxigênio na água depende da temperatura, da pressão atmosférica, da salinidade da água e dos poluentes presentes, diminuindo quando a temperatura e a salinidade aumentam, conforme Quadros I.3 e I.4 do Anexo I.

3.4.3.7. Matéria orgânica

3.4.3.7.1. *Matéria orgânica biodegradável e não biodegradável*

Os compostos orgânicos eram inicialmente definidos como os produzidos por seres vivos. Porém, quando em 1828 Wöhler descobriu que um composto tipicamente orgânico – a ureia – podia ser sintetizado em laboratório, essa definição perdeu significado, considerando-se, atualmente, que **compostos orgânicos** são os que contêm átomos de carbono. Excetuam-se desta definição os compostos da família do CO₂, como os carbonatos e hidrogenocarbonatos, os cianetos e um reduzido número de outros compostos.

Assim, no contexto desta definição, entre os compostos orgânicos de maior interesse biológico e comercial podem citar-se os produtos petrolíferos, a borracha, os plásticos e fibras sintéticas, os antibióticos e as vitaminas, os fertilizantes agrícolas, os pesticidas, os açúcares, os corantes, as tintas, etc. Praticamente todas estas substâncias estão presentes nas AR.

A grande maioria dos compostos orgânicos é biodegradável. A biodegradação é o processo de transformação dos compostos orgânicos em compostos minerais ou inorgânicos, por ação de seres vivos, particularmente de microrganismos.

A maioria dos compostos biodegradáveis presentes nas AR são proteínas, glúcidos e lípidos. Tipicamente, as AR contêm 40 a 60 % de proteínas, 25 a 50 % de glúcidos e cerca de 10 % de lípidos (incluindo gorduras e óleos).

Proteínas

Este grupo de substâncias constitui o “material de construção” mais comum de todos os organismos. Integradas por unidades construtivas menores – os aminoácidos –, as proteínas possuem estruturas complexas, e pesos moleculares muito variados, que podem atingir valores elevadíssimos. Há proteínas solúveis e insolúveis na água, pelo que são substâncias passíveis de diferentes vias de decomposição.

Todas as proteínas contêm carbono, elemento comum à generalidade das substâncias orgânicas, assim como hidrogénio e oxigénio, sendo característico das proteínas a presença de azoto (cerca de 14 – 16 %). O fósforo, o ferro e o enxofre estão também presentes em diversas proteínas. A ureia e as proteínas são as principais fontes de azoto nas águas residuais domésticas. Se houver quantidades significativas de proteínas nas águas residuais, a sua decomposição é suscetível de gerar odores nauseabundos.

Glúcidos

Os glúcidos, por vezes designados por glícidos, por carboidratos ou por hidratos de carbono, são compostos ternários de C, H e O, amplamente distribuídos na natureza. Incluem açúcares, amidos, celulose e outras fibras. Entre os glúcidos ocorrem compostos solúveis e insolúveis na água.

Óleos e gorduras

Estes compostos, normalmente ternários (C, H e O em diferentes proporções), são ésteres resultantes da reação de álcoois, como o glicerol, com ácidos gordos.

Biodegradação de matéria orgânica

A biodegradação da matéria orgânica é uma sequência de reações redox, mediadas microbiologicamente, em que os aceitadores finais de elétrons (agente oxidante) durante as cadeias transportadoras podem ser diversas substâncias:

- se esse aceitador for o oxigênio (O_2) o processo de biodegradação diz-se **aeróbio**;
- o processo da biodegradação diz-se **anóxico** se o aceitador final for o NO_3^- ou o NO_2^- ;
- o processo diz-se **anaeróbio** se os aceitadores finais forem compostos orgânicos (e.g. ácidos orgânicos voláteis) ou Fe^{3+} , SO_4^{2-} ou CO_2 (Metcalf & Eddy, 2014).

Os microrganismos responsáveis pela biodegradação da matéria orgânica necessitam de uma fonte de carbono (que constitui uma fonte de energia), de fontes de azoto e de um vasto leque de enzimas mediadoras dos processos de mineralização da matéria orgânica. Se não ocorrerem fatores limitantes ou de inibição na degradação aeróbia da matéria orgânica, a decomposição prosseguirá até ao pleno consumo de toda a matéria orgânica.

Os produtos finais mais relevantes da oxidação da matéria orgânica por ação de bactérias aeróbias, cujo metabolismo exige a presença de oxigênio livre O_2 (que funciona como aceitador final de elétrons) são: CO_2 , H_2O , NO_3^- e SO_4^{2-} .

Se a decomposição da matéria orgânica for efetuada na ausência de oxigênio, por ação de bactérias anaeróbias, a degradação decorre muito mais lentamente, segundo processos assaz complexos, sendo os seguintes os produtos finais do processo: CH_4 , NH_3 , H_2S , álcoois e outros.

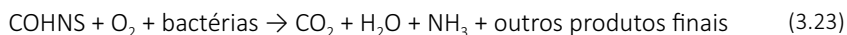
É possível distinguir três processos mais ou menos distintos que se desenrolam no decurso da degradação ou estabilização dos poluentes orgânicos das águas:

- uma parcela da matéria orgânica é oxidada pelos microrganismos até à formação dos produtos finais da reação, com a finalidade de se obter energia para as células suportarem o seu metabolismo (expressão 3.23);

- ao mesmo tempo, outra parte da matéria orgânica é transformada em novo tecido celular (expressão 3.24), num processo que recorre a parte da energia libertada durante a oxidação;
- finalmente o novo tecido celular (ou as novas células) consome parte de si próprio com a finalidade de produção de energia de manutenção metabólica. Chama-se **respiração endógena** (ou auto-oxidação) a esta terceira etapa (expressão 3.25).

No caso da estabilização aeróbia, estas três fases podem ser traduzidas pelas expressões 3.23 a 3.25.

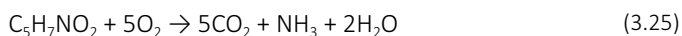
• Oxidação



• Síntese de material celular novo (reprodução)



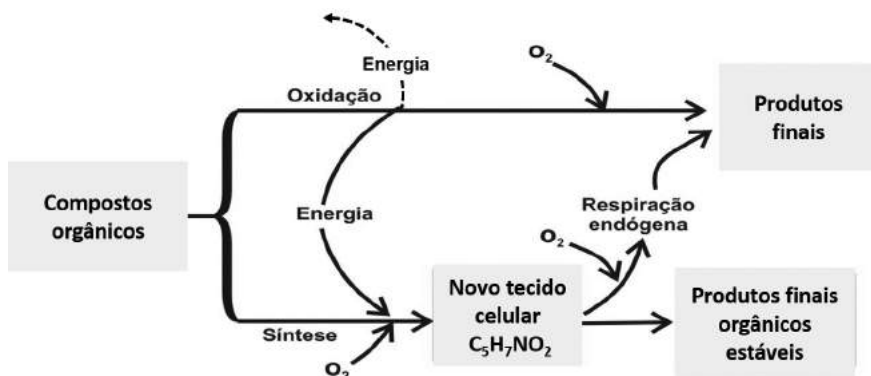
• Respiração endógena



Representando a matéria orgânica genericamente por COHNS (que expressa os elementos carbono, oxigénio, hidrogénio, azoto e enxofre) e o termo $\text{C}_5\text{H}_7\text{NO}_2$ para representar o tecido celular, os três processos referidos podem representar-se conforme a Figura 3.4, no caso de o processo ser aeróbio.

É importante salientar que nem todas as substâncias orgânicas são igualmente oxidáveis pelos microrganismos (durante iguais intervalos de tempo), apresentando graus e ritmos de decomposição diferentes, por outras palavras, são diferentemente biodegradáveis. Um composto terá uma alta biodegradabilidade se for facilmente oxidável/degradável pelos microrganismos e uma baixa biodegradabilidade, em caso contrário. Intrinsecamente, a biodegradabilidade depende da estrutura química dos compostos, designadamente da localização dos átomos de carbono na molécula: verifica-se que os hidrocarbonetos de cadeia linear são mais fáceis de biodegradar do que os de cadeia mais ramificada.

Figura 3.4 Esquema da oxidação aeróbia da matéria orgânica



(Adaptada de Crites & Tchobanoglous, 1998)

O conhecimento da biodegradabilidade da matéria orgânica pode ser um elemento muito importante na seleção das opções de tratamento mais adequadas.

3.4.3.7.2. Parâmetros de avaliação da matéria orgânica

A quantificação da matéria orgânica presente nas AR é muito importante, e sendo impossível analisar todos os compostos orgânicos (tanto mais que a indústria está constantemente a introduzir novas substâncias nos mercados), a avaliação da matéria orgânica faz-se de forma agrupada e indireta, através dos parâmetros que traduzem a demanda ou carência de oxigénio da água.

Para a quantificação da matéria orgânica presente na água utilizam-se os seguintes parâmetros:

- CBO (Carência Bioquímica de Oxigénio)¹⁵;
- CQO (Carência Química de Oxigénio)¹⁶;
- COT (Carbono Orgânico Total)¹⁷.

Cada um destes parâmetros avalia a quantidade de matéria orgânica oxidável. Porém, fornecem informação diferente, que em certa medida se com-

¹⁵ BOD – *Biochemical Oxygen Demand*.

¹⁶ COD – *Chemical Oxygen Demand*.

¹⁷ TOC – *Total Organic Carbon*.

pleta, pelo que geralmente é insuficiente a determinação de apenas um destes parâmetros.

A oxidação bioquímica e a oxidação química dos compostos orgânicos estão na base dos parâmetros pelos quais avaliamos a matéria orgânica presente nas águas: a CBO baseia-se na oxidação bioquímica, enquanto a CQO se baseia na oxidação química da matéria orgânica.

3.4.3.7.3. CBO

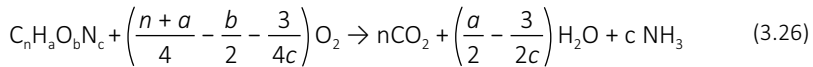
A CBO define-se como a quantidade de oxigénio utilizado na oxidação bioquímica da matéria orgânica de uma água, durante um tempo determinado, a uma dada temperatura, geralmente 5 dias e 20 °C, respetivamente.

Este parâmetro constitui, pois, uma avaliação indireta da matéria orgânica biodegradável presente numa água (hidratos de carbono, proteínas, gorduras), na medida em que o que é medido experimentalmente é o consumo de oxigénio, o qual é proporcional à quantidade de matéria orgânica que foi oxidada bioquimicamente.

Na determinação da CBO apesar do tempo de incubação de referência ser 5 dias, por vezes é substituído por um período de 7 dias, por razões de conveniência prática do ponto de vista laboratorial. Note-se que nem toda a matéria orgânica é metabolizada em 5 ou em 7 dias, embora se reconheça que estes períodos de tempo são suficientes para oxidar a maior parte da matéria orgânica. Para uma avaliação mais exata da matéria orgânica biodegradável, a incubação deve processar-se durante 20 dias, período suficiente para oxidar 95-99 % da matéria orgânica carbonada. Para expressar as condições do teste de determinação da CBO relativamente ao tempo de incubação, utilizam-se índices, como por exemplo, $CBO_5(20)$, $CBO_7(20)$ ou $CBO_{20}(20)$. A temperatura de incubação é indicada entre parêntesis, que são geralmente omitidos, considerando-se implicitamente que se trata da temperatura de 20 °C. Frequentemente também é omitido o índice 5, presumindo-se que CBO representa CBO_5 .

A CBO_{20} também se representa por CBO_u , significando que se trata da Carência Bioquímica de Oxigénio Última ou seja, toda a matéria orgânica é oxidável bioquimicamente.

Nesta oxidação bioquímica os microrganismos naturalmente presentes na água vão utilizar oxigénio para metabolizar a matéria orgânica e necessitam de nutrientes para realizar essa sua ação metabólica (expressão 3.26).



No caso de águas muito pobres nestes elementos nutrientes, como certos efluentes industriais, poderá ser necessário adicioná-los à água. Analogamente, poderá ser necessário proceder à inoculação da amostra com microrganismos (também designada por sementeira) se a mesma os não contiver naturalmente em quantidade suficiente. Geralmente utiliza-se o esgoto doméstico e/ou urbano para proceder a esta inoculação.

Apesar de largamente utilizado, o parâmetro CBO tem algumas limitações no que se refere ao seu significado ambiental, a principal das quais deriva da circunstância de o oxigénio poder ser metabolicamente consumido não apenas na oxidação de compostos orgânicos carbonados, mas caso existam bactérias nitrificantes presentes, ser utilizado também na oxidação bioquímica de compostos inorgânicos azotados, como a amónia, que é sucessivamente oxidada a nitrito e a nitrato. Consequentemente, um valor elevado de CBO nem sempre representa um elevado valor de matéria orgânica, pois pode englobar o consumo adicional de oxigénio na oxidação de matéria inorgânica, por ação de bactérias nitrificantes.

É assim possível distinguir duas fases na oxidação bioquímica de compostos orgânicos: primeiro oxidam-se os compostos carbonados que não contenham azoto, processo que pode estender-se por cerca de 20 dias, mas que fica quase completo em 5 dias e que corresponde à chamada CBO carbonada, representada por CBO_C ; na segunda, oxidam-se os compostos orgânicos azotados, os quais são sucessivamente oxidados a amónia, a nitritos e a nitratos, correspondendo à CBO azotada, i.e. CBO_N .

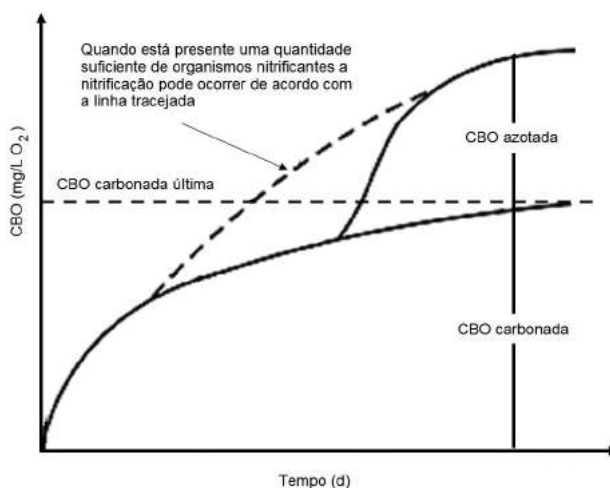
A Figura 3.5 traduz a CBO correspondente à CBO_C (ou simplificada apenas à CBO) e à CBO_N .

Geralmente a CBO_S não é afetada da incerteza relativa à CBO_N , dado que as bactérias nitrificantes se multiplicam a uma taxa lenta, requerendo 6 a 10 dias para atingir número suficiente para exercer uma CBO_N mensurável.

vel. Além disso, é possível suprimir a interferência causada pelas reações de nitrificação no teste da CBO, através do pré-tratamento da amostra de água por adição de agentes inibidores da atividade das bactérias nitrificantes, como a 2-cloro-6-(triclorometil) piridina (APHA *et al.*, 2005).

A quantificação da CBO consiste na determinação de diferença de teor de oxigênio dissolvido presente na amostra antes e depois da incubação a 5 dias e à temperatura de 20 °C.

Figura 3.5 Carência Bioquímica de Oxigênio (carbonada e azotada)



(Adaptada de Metcalf & Eddy, 2003)

Geralmente a carga poluente das AR é tão elevada que a matéria orgânica biodegradável presente consome todo ou quase todo o OD, pelo que é necessário fazer a diluição desta com uma outra água não poluída, denominada “água de diluição”, sendo este método analítico designado pelo método das diluições. No Quadro I.5 do Anexo I encontram-se as diversas gamas de diluição utilizadas na determinação de CBO.

A uma determinada temperatura, cada composto orgânico é oxidado bioquimicamente a uma determinada velocidade. Estando presentes milhares de compostos orgânicos nas AR, assume-se que a sua oxidação bioquímica se processa a uma velocidade k , que é proporcional à concentração de

CBO_t presente na água no instante t , a qual será progressivamente menor à medida que essa oxidação bioquímica se vai processando, o que se traduz pela expressão 3.27, que representa uma reação de 1.^a ordem¹⁸.

$$\frac{d[CBO]}{dt} = k[CBO]_t \quad (3.27)$$

Em que:

k – constante da velocidade da reação (1/d);

$[CBO]_t$ – concentração de CBO no instant t (mg/L);

t – tempo (d).

A partir da expressão 3.27, e desde que se disponha de um valor de CBO_t determinado experimentalmente, é possível calcular a CBO_u , de acordo com a expressão 3.28.

$$CBO_t = CBO_u (1 - e^{-kt}) \quad (3.28)$$

Os valores da constante da velocidade de reação k não são exatamente constantes, pois são influenciados pela temperatura, mas mantêm-se constantes dentro de intervalos latos de temperatura (ver 3.4.2.5), o que é traduzido pela equação de Arrhenius (expressão 3.9).

O coeficiente θ é igual a 1,047 para temperaturas entre 9 e 30 °C.

A expressão de Arrhenius mostra que o valor de k cresce de cerca de 2 % por cada grau de elevação da temperatura. Efetivamente, ao fim de um dia e à temperatura de 20 °C, oxida-se 20,6 % da matéria orgânica.

3.4.3.7.4. CQO

A Carência Química de Oxigênio (CQO) é um parâmetro de avaliação da matéria orgânica presente na água que traduz o oxigênio necessário para a oxidação química dessa matéria orgânica com dicromato de potássio ($K_2Cr_2O_7$), em condições padronizadas.

¹⁸ Se a velocidade da reação fosse proporcional ao quadrado da concentração de CBO dir-se-ia que se tratava de uma reação de 2.^a ordem.

Deve salientar-se que, para uma mesma água, os valores de CQO são geralmente mais elevados que os de CBO, pois o dicromato oxida quimicamente a matéria orgânica biodegradável e a não biodegradável. Teoricamente, numa água em que todos os compostos orgânicos são fácil e igualmente biodegradáveis, os valores de CBO e de CQO são iguais.

3.4.3.7.5. COT

A concentração total de matéria orgânica presente em águas só pode ser avaliada através do parâmetro designado Carbono Orgânico Total (COT). Na determinação do COT a matéria orgânica é oxidada cataliticamente a CO_2 , o qual é medido por infravermelhos. A análise do COT é um teste rápido que demora cerca de 5 a 10 min (Metcalf & Eddy, 2003), mas cuja determinação em AR tem sido pouco habitual.

3.4.3.7.6. Avaliação da biodegradabilidade da matéria orgânica

A avaliação da biodegradabilidade da matéria orgânica tem interesse, pois permite avaliar o tipo de processo de tratamento adequado para as AR (Sperling, 2007). A biodegradabilidade da matéria orgânica presente nas AR pode ser avaliada, de forma expedita, pela razão CBO_5/CQO .

Geralmente, no caso das ARD, a razão CBO_5/CQO pode variar entre 0,42 e 0,59 (Sperling, 2007), sendo usual utilizar o valor de 0,5. Dependendo do valor da razão CBO/CQO é possível tirar conclusões sobre a biodegradabilidade de uma AR:

- CBO/CQO elevada (maior que 0,5), a fração biodegradável é grande, sendo um bom indicador para aplicação do tratamento biológico;
- CBO/CQO intermédia (0,3 a 0,5), a fração inerte ou não biodegradável é elevada, devendo ser efetuados estudos para determinar se é viável a aplicação de tratamentos biológicos;
- CBO/CQO baixa (menor que 0,3), a fração não biodegradável é muito elevada, possível indicação para aplicação de tratamentos físicos-químicos.

No que concerne às ARU, elas são normalmente biodegradáveis, embora o aparecimento de novos produtos, tais como os corantes, estabilizantes, produtos tensoativos, conservantes, oxidantes, pesticidas e outras substâncias tóxicas, entre outros, possam alterar essa biodegradabilidade.

3.4.3.8. Nutrientes

3.4.3.8.1. Eutrofização

Os poluentes presentes nas AR contêm elementos necessários ao desenvolvimento das plantas, os quais, se não forem eficientemente removidos nas ETAR irão potenciar, através da descarga das ART nos meios retores aquáticos, a excessiva proliferação de plantas macroscópicas e microscópicas, conduzindo ao desequilíbrio do ecossistema do meio recetor, fenómeno deletério conhecido como a **eutrofização** da água.

O azoto e o fósforo, porque são necessários em quantidades sensivelmente superiores às de outros, são os principais dos 16 elementos considerados como indispensáveis, ou pelo menos como úteis, ao desenvolvimento das plantas, englobados na designação genérica de **nutrientes**, a qual não contempla o carbono (C), o oxigénio (O) e o hidrogénio (H), que são muito importantes por constituírem grande parte dos tecidos vegetais, mas que são obteníveis a partir da atmosfera.

Um dos principais objetivos da preservação da qualidade das massas de água consiste, precisamente, na prevenção ou na remediação da sua eutrofização. Daqui decorrem todos os esforços atualmente colocados ao serviço da remoção de nutrientes (N e P) dos efluentes lançados em águas superficiais, nomeadamente nas chamadas zonas sensíveis, o que obriga ao chamado tratamento terciário nas ETAR, conforme estipulado no Decreto-Lei n.º 152/97.

3.4.3.8.2. Azoto e compostos azotados

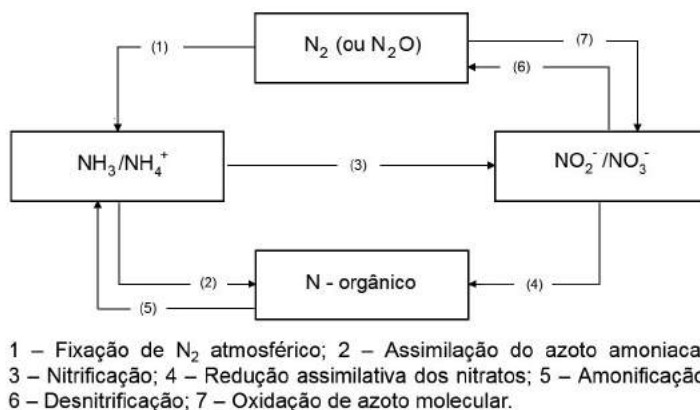
O azoto ou nitrogénio (N) é um nutriente vital, por ser um componente fulcral nas estruturas tecidulares proteicas. Na forma molecular (N_2) é relativamente inerte e é o gás mais abundante na atmosfera (78 % em volume).

A presença de compostos azotados na água é, geralmente, indicadora de poluição. O azoto pode existir na AR sob as seguintes formas:

- azoto molecular dissolvido (N_2), decorrente da dissolução do ar na água ou da transformação de nitratos (NO_3^-) em N_2 , por reação bioquímica intermediada por bactérias desnitrificantes;
- inorgânicas, como os iões nitrato (NO_3^-), nitrito (NO_2^-) e azoto amoniacal (NH_4^+);
- orgânicas, como aminas e proteínas.

As diversas formas em que o azoto se apresenta são transformáveis umas nas outras, na sequência do ciclo do azoto (Figura 3.6), com algumas fases acionadas por microrganismos, dos quais se destacam as bactérias nitrificantes e desnitrificantes.

Figura 3.6 Ciclo do azoto



As principais transformações bioquímicas das formas azotadas presentes nas AR são as seguintes:

- **aminização (5)** – transformação de compostos orgânicos azotados, por ação de microrganismos heterotróficos, em formas azotadas mais simples, mas ainda não utilizáveis pelas plantas, como os aminoácidos;
- **amonificação (5)** – transformação, por ação de microrganismos heterotróficos, dos produtos da aminização em compostos amoniacais (assimiláveis pelas raízes de algumas plantas);
- **nitrificação (3)** – oxidação dos compostos amoniacais sucessivamente a nitrito e a nitrato, por ação de bactérias autotróficas aeróbias, designadas por nitrificantes, e cujos géneros mais importantes são as *Nitrosomonas* e *Nitrobacter*;
- **desnitrificação (6)** – em condições anóxicas, como as que ocorrem em solos encharcados, os nitratos podem ser reduzidos, por ação das chamadas bactérias desnitrificantes, a compostos azotados voláteis ou pouco solúveis na água do solo. O produto final mais importante da desnitrificação é o azoto molecular N_2 . Os géneros mais importantes de

bactérias desnitrificantes são: as *Pseudomonas*, *Bacillus*, *Micrococcus*, *Achromobacter* e ainda *Thiobacillus desnitificans*.

Em solução aquosa o azoto amoniacal existe em duas formas – o ião amónio NH_4^+ e o amoníaco NH_3 que são reciprocamente intermutáveis, em função do pH da solução, de acordo com a expressão 3.29.



Em meio alcalino, com valores de pH superiores a 7, o equilíbrio pende para a parcela esquerda da expressão 3.29, predominando o amoníaco NH_3 e para meios ácidos ($\text{pH} < 7$) predomina o ião amónio NH_4^+ .

Os nitratos são a forma mais oxidada de azoto presente nas AR. O ião nitrito existe geralmente em pequenas concentrações, dada a sua instabilidade e propensão para ser oxidado a nitrato ou reduzido a amónio, consoante a presença ou ausência de OD na água, mas a sua toxicidade é mais elevada do que outras formas de azoto, sendo mesmo tóxico para as plantas e para a vida aquática em geral.

Os parâmetros de avaliação do teor de formas azotadas são, no caso das formas inorgânicas, os iões NO_2^- , NO_3^- e NH_4^+ e o azoto orgânico (N-org) no caso das formas orgânicas, sendo também muito comum a determinação do chamado azoto Kjeldahl total (NKT = N-org + N- NH_4), parâmetro que constitui uma aproximação do azoto total (N-tot), pois apenas não inclui o N- NO_3 e o N- NO_2 .

Chama-se a atenção para o facto de os valores da concentração de qualquer forma azotada variarem substancialmente, consoante essa concentração se expressa em mg/L da forma azotada em questão ou em mg/L do elemento N. Por exemplo, uma água que contenha 62 mg/L NO_3 de nitratos não contém mais azoto do que outra água cujo teor de azoto total seja 14 mg/L N, pois contém ambas exatamente a mesma quantidade do elemento em questão.

De acordo com o convencionado na legislação vigente (Decreto-Lei n.º 236/98) a concentração de amónia, nitrito e nitrato exprimem-se em mg/L de NH_4^+ , NO_2^- e NO_3^- , respetivamente; a concentração de NKT, N-org e N-tot exprime-se em mg/L N.

3.4.3.8.3. Fósforo e compostos fosforados

O fósforo (P) é um elemento importante, que na natureza circula do solo para as plantas (produtores primários), destas para os animais (consumidores) e destes para a água. Nos seres vivos (plantas e animais) o fósforo encontra-se essencialmente incorporado nos ácidos nucleicos, nos fosfolipídeos e nos polímeros das paredes celulares. Em casos particulares, aparece armazenado no interior das células, sob a forma de polihidroxialcanoatos (PHA). Pequenas frações de fósforo encontram-se na forma de fósforo orgânico, tais como ATP (trifosfato de adenosina), ADP (difosfato de adenosina) e AMP (monofosfato de adenosina).

A presença de teores elevados de compostos fosforados nas AR provém de compostos orgânicos proteicos e de detergentes, mas a chamada poluição difusa constitui uma importante fonte de fósforo na água, através dos fertilizantes transportados pelas águas infiltradas e pelas escorrências superficiais.

O fósforo ocorre nas águas na forma de:

- fosfatos, incluindo ortofosfatos (PO_4^{3-} , HPO_4^{2-} , H_2PO_4^- , H_3PO_4);
- polifosfatos (que incluem ortofosfatos, mas em arranjos mais complexos, como PO_3^{6-} , $\text{P}_3\text{O}_{10}^{5-}$, $\text{P}_2\text{O}_7^{4-}$);
- fosfatos orgânicos.

Em meio aquoso, os polifosfatos transformam-se em ortofosfatos, embora muito lentamente. A soma das três frações representa o fósforo total (P-tot). A concentração destes compostos fosforados expressa-se em mg/L de PO_4 , exceto o P-tot, que se exprime em mg/L de P.

Tal como o azoto, o fósforo é um elemento de grande importância ambiental, pois pode originar a eutrofização das águas superficiais, pelo que deve ser acautelada a sua presença nos efluentes lançados em águas superficiais, nomeadamente nas chamadas zonas sensíveis, como o controlo da chamada poluição difusa.

3.4.3.9. Enxofre e compostos sulfurados

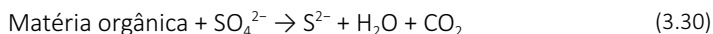
O enxofre (S) é um dos constituintes do protoplasma dos seres vivos, fazendo parte dos aminoácidos das proteínas. Ao enxofre, nessa forma, chama-se enxofre orgânico, o qual pode existir nas águas por proveniênc-

cia das plantas, dos animais e dos microrganismos. O enxofre também se encontra nas águas sob as seguintes formas inorgânicas:

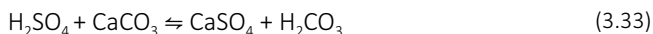
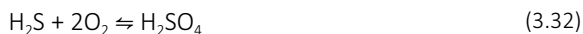
- sulfatos (SO_4^{2-});
- tiosulfatos ($\text{S}_2\text{O}_3^{2-}$);
- sulfitos (SO_3^{2-});
- sulfuretos (S^{2-}).

A concentração expressa-se em mg/L da forma a que diz respeito.

Em condições anaeróbias, os sulfatos podem ser reduzidos, por via biológica, sucessivamente a tiosulfatos, a sulfitos e a sulfuretos (expressão 3.30). Os sulfitos são altamente prejudiciais à vida aquática. A combinação de sulfuretos com o hidrogénio dá origem ao sulfureto de hidrogénio (H_2S), também conhecido por ácido sulfídrico ou gás sulfídrico (expressão 3.31).



A presença de sulfuretos confere à água uma cor muito escura e fomenta os maus cheiros, por exalação de sulfureto de hidrogénio, o qual além de tóxico, é um ácido bastante corrosivo, sendo responsável pela derrocada da cúpula de coletores de betão e fibrocimento, em consequência das reações químicas (expressões 3.32 e 3.33), que traduzem a transformação do ácido sulfídrico em ácido sulfúrico e o ataque deste ao carbonato de cálcio – constituinte do fibrocimento e do betão.



A presença de ião sulfato nas AR em teores elevados (o que é geralmente o caso quando a concentração de matéria orgânica é superior a 400 mg/L de CBO) é indício seguro da ocorrência de fenómenos de **septicidade**¹⁹ nos cole-

¹⁹ Septicidade – decomposição da matéria orgânica na ausência de oxigénio, acompanhado pela formação de gases tóxicos, com potencial corrosão de materiais do sistema de drenagem.

tores, pois indica que haverá elevado teor de enxofre orgânico, com a inerente redução a sulfureto, libertação de maus cheiros e atmosfera corrosiva.

3.4.3.10. Óleos e gorduras

Estes compostos são constituídos por 3 elementos (C, H e O) em diferentes proporções. Provêm das margarinas, manteigas, banha, gorduras e óleos alimentares diversos. O querosene, os lubrificantes e os óleos minerais usados em oficinas mecânicas – substâncias binárias (C e H) derivadas do petróleo, são também, normalmente, incluídas no grupo dos óleos e gorduras.

A presença de elevadas quantidades de óleos e gorduras é suscetível de provocar, diversos problemas nos órgãos ETAR e nas fossas sépticas, nomeadamente o entupimento de canalizações, o revestimento de paredes e superfície das águas, com a conseqüente obstrução ao arejamento, podendo assim interferir com a atividade microbiana usada nos tratamentos biológicos.

A biodegradabilidade de óleos e gorduras é geralmente baixa e a sua remoção das águas exige frequentemente o uso de operações específicas (e.g. flotação) e de reagentes químicos.

Parte dos óleos e gorduras, menos densos do que água, tendem a flutuar sobre a água, originando escumas. Outras parcelas sedimentam e contribuem para a formação de lamas.

3.4.3.11. Substâncias tensoativas

Os detergentes são compostos orgânicos sintéticos constituídos por grandes moléculas orgânicas, levemente solúveis na água e suscetíveis de gerar densas espumas superficiais, quer nas ETAR, quer nos meios recetores, pela propriedade que possuem de fazer baixar a tensão superficial dos solventes (no caso, a água). Os detergentes determinam conseqüências negativas tanto nos meios recetores como nas ETAR, pois dificultam a dissolução do oxigénio na água e contrariam a sedimentação dos flocos biológicos nos reatores de lamas ativadas.

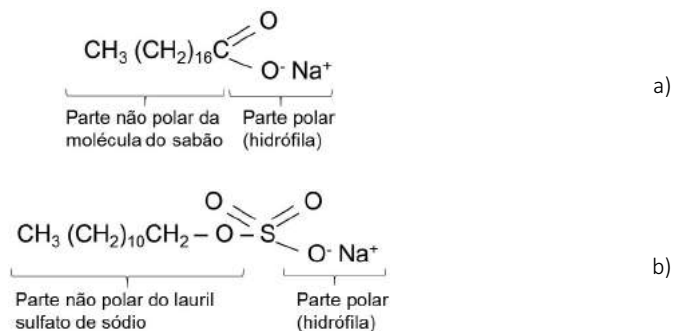
As propriedades tensoativas dos detergentes estão relacionadas com a estrutura da sua molécula, a qual possui um grupo de átomos com afinidade para superfícies nitidamente polares e um radical com pouca afinidade para a água. O grupo de átomos com afinidade para superfícies

polares é o responsável pela solubilização das substâncias consideradas sujudade, que assim são removidas da superfície a limpar para a água, por ação da molécula do detergente (Figura 3.7).

A natureza do grupo polar leva a classificar os detergentes em três grupos: iónicos (aniónicos e catiónicos), não iónicos e anfólitos.

Os **detergentes aniónicos** são os mais utilizados em limpeza, sendo os mais vulgares de origem petrolífera. São alquilsulfatos, alquilsulfonatos ou alquilarilsulfatos de sódio, de cadeia linear ou ramificada, como o sabão vulgar (estearato de sódio $C_{17}H_{35}COONa$) e o detergente sintético típico (lauril sulfato de sódio $CH_3(CH_2)_{10}CH_2OSO_2O^-Na^+$), representados na Figura 3.7.

Figura 3.7 Detergente: a) sabão vulgar e b) lauril sulfato de sódio



Até meados dos anos 60 do século XX, os detergentes sintéticos incluíam habitualmente um sulfonato de alquil benzeno (*Alkyl Benzene Sulphonate* – ABS), não biodegradável, como surfatante (agente tensoativo). A substituição desta substância pelo LAS (sulfonato de alquilato linear – *Linear Alkylate Sulphonate*), que é biodegradável, veio a reduzir substancialmente a amplitude deste problema. No entanto, a biodegradabilidade dos detergentes é bastante variável. Assim, por exemplo, os alquilarilsulfonatos são pouco biodegradáveis; os alquilsulfatos (como o lauril sulfato de sódio) são biodegradáveis. De um modo geral, a biodegradabilidade destes produtos está associada ao grau de ramificação da cadeia alquil e ao seu comprimento: o composto é tanto menos degradável quanto maior é a ramificação e menor o número de átomos de carbono.

Os **detergentes catiónicos** possuem um ou mais grupos funcionais que em solução aquosa fornecem iões carregados positivamente. São geralmente cloridratos de aminas ou sais de amónio. São pouco usados como detergentes, salvo em estabelecimentos clínicos, por possuírem propriedades desinfetantes e bactericidas.

Os **detergentes não iónicos** são constituídos por um grupo polar, mas não iónico, associado a um grande grupo orgânico de baixa polaridade. Estes detergentes apresentam a vantagem, relativamente aos detergentes iónicos, de não formar sais com os iões Ca^{2+} e Mg^{2+} , não sendo, portanto, afetados pelas águas duras. Estes detergentes são geralmente utilizados na forma líquida.

Os **detergentes anfólitos** ionizam-se segundo as características do meio, podendo apresentar propriedades de detergentes aniónicos ou catiónicos.

3.4.3.12. Metais pesados

A designação “metais pesados” é utilizada de uma forma pouco consistente, na medida em que aparece frequentemente na literatura técnica abrangendo um grupo de elementos variável, que inclui metais e semi-metais ou metalóides, os quais têm todos em comum a circunstância de representarem um potencial de toxicidade ecológica e um risco de saúde.

A presença de metais pesados em AR é devida, principalmente, a poluentes de origem antropogénica, sobretudo de origem industrial.

A maioria dos metais pesados é tóxica em reduzidas concentrações para a vida humana e para o biota vegetal e animal. Os metais que oferecem maior perigo para a saúde pública são: o bário, o berílio, o cádmio, o chumbo, o crómio (VI), o mercúrio, a prata e o selénio. O alumínio, em quantidades apreciáveis, é também tóxico para a saúde humana. O cobre é bastante tóxico para a vida aquática, razão pela qual é muito utilizado como algicida (sob a forma de sulfato de cobre).

Alguns elementos não metais são tão tóxicos para a vida como os metais. Destes elementos destacam-se o arsénio (que por isso é muito utilizado no fabrico de pesticidas agrícolas) e o boro, que é particularmente fitotóxico. O antimónio, o bismuto e o germânio são elementos metalóides prove-

nientes de alguns efluentes industriais, cuja ocorrência nas águas é preocupante, embora o risco de saúde não esteja ainda bem compreendido.

3.4.3.13. Compostos orgânicos perigosos

A enorme variedade de compostos orgânicos sintetizados nas últimas décadas (mais de 100 mil compostos) constitui uma fonte de preocupação ambiental, pois muitos destes compostos não são biodegradáveis, e alguns são tóxicos, carcinogénicos²⁰, mutagénicos²¹, teratogénicos²², tóxicos para a reprodução²³ e perigosos para o ambiente. Alguns grupos de compostos orgânicos perigosos merecem especial destaque, nomeadamente: os halogenetos orgânicos adsorvíveis (AOX), os hidrocarbonetos aromáticos, os hidrocarbonetos aromáticos policíclicos (HAP) e os bifenis policlorados (PCB). A maioria destes compostos que se encontram em AR provém das ARI, mas também das atividades socioeconómicas da população.

A ocorrência de HAP no ambiente pode ser de origem natural – quando são sintetizados por algumas espécies de algas, bactérias e plantas superiores – ou de origem antropogénica, como resultado da combustão incompleta de compostos orgânicos. Os HAP são um grupo numeroso de compostos com dois ou mais anéis benzénicos e por vezes com anéis não aromáticos. Exemplos vulgares de HAP são o naftaleno (vulgarmente conhecido como naftalina) e o fluoranteno. A sua concentração na água expressa-se em µg/L.

Um dos grandes grupos de compostos perigosos são os pesticidas utilizados na agricultura, no tratamento de madeiras, na exterminação de roedores e outras pestes. No Quadro 3.13 apresentam-se alguns dos pesticidas mais vulgares (de salientar que a lista de pesticidas cuja comercialização está autorizada em Portugal é da ordem das quatro centenas, sendo esta lista atualizada duas vezes por ano por um organismo do Ministério da Agricultura).

²⁰ Carcinogénicos – substâncias e misturas que, por inalação, ingestão ou penetração cutânea, podem provocar o cancro ou aumentar a sua incidência.

²¹ Mutagénicos – substâncias e misturas que, por inalação, ingestão ou penetração cutânea, podem produzir defeitos genéticos hereditários ou aumentar a sua frequência.

²² Teratogénicos – substâncias geradoras de malformações no feto.

²³ Tóxicos para a reprodução – substâncias e misturas que, por inalação, ingestão ou penetração cutânea, podem causar ou aumentar a frequência de efeitos prejudiciais não hereditários na progenitura ou atentar às funções ou capacidades reprodutoras masculinas ou femininas (Decreto-Lei n.º 98/2010 de 11 de agosto).

Os hidrocarbonetos clorados são pesticidas muito persistentes no ambiente, fazendo parte da lista de POP (Poluentes Orgânicos Persistentes) e tornaram-se quase ubíquos (já foi detetado DDT em neves antárticas). Os principais pesticidas deste tipo são, além do DDT, a aldrina, a dialdrina, o lindano e o hexaclorobenzeno. A concentração de pesticidas na água expressa-se em $\mu\text{g/L}$ ou em ng/L ²⁴.

Quadro 3.13 Alguns pesticidas de uso mais comum na agricultura

Tipo	Designação comercial	Fórmula Química
Hidrocarbonetos clorados	Aldrina	$\text{C}_{12}\text{H}_8\text{Cl}_6$
	Clordano	$\text{C}_{10}\text{H}_6\text{Cl}_8$
	DDT	$\text{C}_{14}\text{H}_9\text{Cl}_5$
	Dialdrina	$\text{C}_{12}\text{H}_8\text{Cl}_6\text{O}$
	Lindano	$\text{C}_6\text{H}_6\text{Cl}_6$
	Endrina	$\text{C}_{12}\text{H}_8\text{Cl}_6\text{O}$
	Heptacloro	$\text{C}_{10}\text{H}_5\text{Cl}_7$
	Metoxicloro	$\text{C}_{16}\text{H}_{15}\text{Cl}_3\text{O}_2$
	Toxafeno	$\text{C}_{10}\text{H}_{10}\text{Cl}_8$
	Silvex	$\text{C}_9\text{H}_7\text{Cl}_3\text{O}_3$
Organofosfatos	Diazinão	$\text{C}_{12}\text{H}_{21}\text{N}_2\text{O}_3\text{PS}$
	Malatião	$\text{C}_{10}\text{H}_{19}\text{O}_6\text{P}_2\text{S}_2$
	Paratião	$\text{C}_{10}\text{H}_{14}\text{NO}_5\text{PS}$
Carbamatos	Carbilo	$\text{C}_{12}\text{H}_{11}\text{NO}_2$
Derivados de ureia	Fenurão	$\text{C}_9\text{H}_{12}\text{N}_2\text{O}$

O perigo representado por certos POP levou a que em Maio de 2001 as Nações Unidas assinassem uma convenção para a eliminação de 12 POP (Convenção de Estocolmo), tendo sido implementada ao nível da UE pelo Regulamento (CE) n.º 850/2004. Portugal ratificou a Convenção de Esto-

²⁴ 1 nanograma = 10^{-9} g/L.

colmo através do Decreto n.º 15/2004 de 3 de junho. Os 12 venenos considerados como devendo ser erradicados da face do planeta incluem:

- oito pesticidas (aldrina, clordano, DDT, dieldrina, endrina, heptacloro, toxafeno, hexaclorobenzeno);
- dois produtos químicos de utilização industrial – o mirex, utilizado no fabrico de plásticos e outros materiais resistentes; e os policlorobifenilos (PCB) utilizados na indústria como condutores de calor;
- dois subprodutos de combustão: dioxinas (incineração de resíduos) e furanos (incineração de resíduos e gases dos escapes).

Existem outros POP, denominados por emergentes (secção 2.5), que englobam compostos farmacêuticos (ex. antibióticos e hormonas sexuais), fragrâncias (ex. trinitrobutilxileno e heliotropina), retardadores de chama (ex. éter de difenil polibromado), entre outros.

3.4.4. Caraterísticas microbiológicas

3.4.4.1. Microrganismos presentes nas AR

As AR contêm microrganismos em enorme quantidade, alguns dos quais são patogénicos, i.e. geradores de doença. Os microrganismos presentes nas AR desempenham um papel fundamental nos processos de depuração biológica das AR, pois são os agentes da oxidação bioquímica dos poluentes orgânicos biodegradáveis.

A caraterização microbiológica das AR tem por objetivo determinar o seu grau de contaminação por microrganismos patogénicos e a conseqüente possibilidade de transmissão de doenças.

3.4.4.2. Microrganismos patogénicos

Os microrganismos patogénicos presentes nas AR provêm das fezes e urina de hospedeiros humanos (transportados nas ARD) e dos animais (ARI provenientes de matadouros, de indústrias agropecuárias e de AR pluviais em sistemas de drenagem unitários).

A quantidade e tipologia dos microrganismos patogénicos presentes nas AR varia de um aglomerado populacional para outro, variando mesmo ao longo dos meses e até do dia, no mesmo aglomerado, estando dependente

de fatores relacionados com o estado de saúde da população e de fatores condicionantes da sobrevivência dos microrganismos nas águas residuais.

Os patogênicos presentes nas AR e suscetíveis de disseminação no ambiente classificam-se nos seguintes grupos: bactérias; protozoários; helmintas; vírus.

Nos Quadros 3.14 a 3.17 listam-se os gêneros, dentro dos quatro grupos referidos, de patogênicos mais vulgares nas AR, bem como as doenças a que dão origem e os respectivos hospedeiros ao longo do seu ciclo de vida.

Os microrganismos presentes nas AR possuem **caraterísticas epidemiológicas** – persistência, latência e dose infetante – variáveis, o que determina riscos potenciais diferentes, embora estes também dependam da suscetibilidade da população exposta, determinada pelo seu estado de saúde e nível de imunidade.

A **persistência** é a caraterística que traduz a viabilidade do microrganismo fora do seu habitat, isto é, avalia a rapidez da sua eliminação após a excreção pelo corpo humano.

A **latência** define-se como o intervalo de tempo decorrido entre a excreção de um patogénico e a infeção de um novo hospedeiro vertebrado.

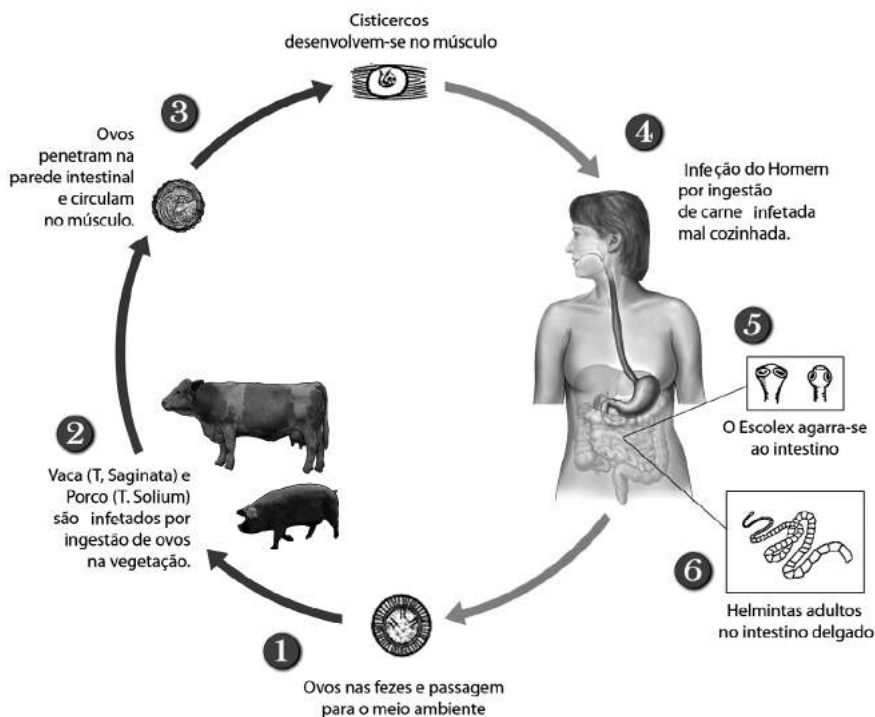
Alguns microrganismos, entre os quais se incluem todas as bactérias, protozoários e vírus de origem fecal, não têm período de latência, tornando-se imediatamente infecciosos assim que são excretados. Outros, como os helmintas, apresentam um período de latência mais ou menos longo, dependendo do seu ciclo de vida incluir um ou mais hospedeiros intermediários, podendo tal ser necessário para que a fase excretada se desenvolva numa fase infecciosa (Figura 3.8).

Alguns patogênicos conseguem multiplicar-se fora do trato intestinal. É o caso das bactérias do género *Salmonella*, que se multiplicam nos produtos alimentares, e dos helmintas da classe dos tremátodos, que se multiplicam no corpo de caracóis aquáticos.

A **dose infetante** de um determinado patogénico representa a quantidade desse microrganismo que um indivíduo em bom estado de saúde necessitaria de ingerir para cair doente.

A dose infetante é extremamente variável em função do tipo de microrganismo, sendo relativamente elevada para muitas bactérias e protozoários patogénicos e bastante baixa para outros. O conceito de dose infetante é de difícil quantificação, pois os voluntários para os estudos de quantificação são, em geral, indivíduos adultos, bem alimentados e de áreas não endémicas. As doses infetantes assim determinadas devem ser cautelosamente aplicadas em casos de crianças subnutridas, de zonas endémicas. Refira-se, a propósito, que nestas regiões, muitos indivíduos são portadores sãos, que não manifestam sinais clínicos de doença, mas que excretam no ambiente grandes quantidades de patogénicos.

Figura 3.8 Ciclo de infeção por *Taenia*



Quadro 3.14 Bactérias patogênicas presentes nas AR

Bactéria	Doença	Possibilidade de ocorrência de infecção assintomática	Hospedeiro
<i>Campylobacter jejuni</i>	Diarreia	Sim	Animais e homem
<i>E. coli</i> patogénica	Diarreia	Sim	Homem
<i>Salmonella</i> <i>S. typhi</i> <i>S. paratyphi</i> Outras espécies	Febre tifóide Febre paratífóide Salmoneloses	Sim	Animais e homem
<i>Shigella</i> spp.	Disenteria bacilar	Sim	Homem
<i>Vibrio</i> <i>V. cholerae</i> Outros vibriões	Cólera	Sim	Homem
<i>Yersinia enterocolitica</i>	Diarreia e septicemia	Sim	Animais e homem

(Adaptado de Feachem *et al.*, 1983)

Quadro 3.15 Protozoários patogênicos presentes nas AR

Protozoário	Doença	Possibilidade de ocorrência de infecção assintomática	Hospedeiro
<i>Balantidium coli</i>	Diarreia, disenteria e úlcera do colon	Sim	Homem e animais (porco e rato)
<i>Entamoeba histolytica</i>	Úlcera do colon, disenteria amibiana e abscesso do fígado	Sim	Homem
<i>Giardia lamblia</i>	Diarreia e má absorção	Sim	Homem e animais

(Adaptado de Feachem *et al.*, 1983)

Quadro 3.16 Helmintas patogénicos presentes nas AR

Helmintha	Doença	Transmissão	Distribuição
<i>Ancylostoma duodenal</i>	Ancilostomíase	Homem → solo → homem	Principalmente em climas tropicais
<i>Ascaris lumbricoides</i>	Ascariíase	Homem → solo → homem	Pan-mundial
<i>Enterobius vermicularis</i>	Enterobíase	Homem → homem	Pan-mundial
<i>Hymenolepis nana</i>	Himenolepiase	Homem → roedores → homem	Pan-mundial
<i>Necator americanus</i>	Ancilostomíase	Homem → solo → homem	Principalmente em climas tropicais
<i>Strongyloides stercoralis</i>	Estrongiloidíase	Homem → homem	Principalmente em climas tropicais
<i>Taenia saginata solium</i>	Teníase	Homem → bovino → homem Homem → suíno → homem	Pan-mundial
<i>Trichuris trichura</i>	Tricuríase	Homem → solo → homem	Pan-mundial

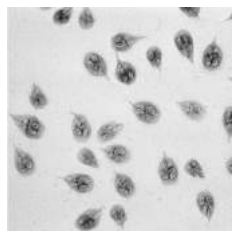
(Adaptado de Feachem *et al.*, 1983)

A Figura 3.9 apresenta um exemplo de uma bactéria e de um protozoário patogénicos.

Figura 3.9 Microrganismos patogénicos: a) bactéria *Shigella* e b) protozoário *Giardia lamblia*



a)



b)

(Adaptada de CDC, 2015 e 2016)

Quadro 3.17 Vírus entéricos presentes nas AR

Grupo viral	N.º de tipos	Doenças
Enterovírus		
Poliovírus	3	Paralisia / Meningite asséptica
Coxsackievírus A	24	Paralisia, meningite asséptica, febres, doenças respiratórias
B	6	Paralisia, meningite asséptica, pericardites, miocardites, doenças cardíacas congénitas, pleurodinia
Ecovírus	34	Infeções respiratórias, meningite asséptica, diarreia, pericardite, miocardite, prurido, febre
Reovírus	3	Doenças respiratórias, gastroenterites
Adenovírus	41	Conjuntivite aguda, diarreia, doenças respiratórias
Rotavírus	2	Gastroenterite infantil
Vírus da hepatite A	1	Hepatite A
Agente Norwalk	1	Gastroenterites não bacterianas

(Adaptado de Feachem *et al.*, 1983)

3.4.4.3. Quantificação dos microrganismos patogénicos presentes nas AR

A deteção dos microrganismos patogénicos presentes nas águas é possível, mas a sua pesquisa sistemática em amostras de águas não é fácil e não tem interesse prático. Os microrganismos patogénicos presentes nas AR provêm de fezes e urina humanos (e também, embora em muito menor escala, dos animais de sangue quente), sendo o seu número muito inferior ao dos microrganismos constituintes normais da flora fecal, que são mais fáceis de encontrar na água. Tendo-se constatado que não se encontram microrganismos patogénicos na água quando não estão presentes microrganismos típicos do trato intestinal das espécies de sangue quente, surgiu a hipótese de utilizar a flora intestinal normal (não patogénica) como indicadora de contaminação fecal. De facto, o trato intestinal do homem e de animais de sangue quente é naturalmente habitado por bactérias comensais que não causam doença e que são excretadas em grandes quantida-

des: 10^9 ou 10^{10} células por grama de fezes. A sua presença na água indica, sem margem para dúvida, que a água foi contaminada por matérias fecais.

Dadas as diferenças de caráter epidemiológico entre os diversos grupos de microrganismos, colocou-se a questão da representatividade do grupo de microrganismos não patogênicos de origem fecal a ser adotado como indicador de contaminação fecal.

Um **indicador de contaminação fecal** deve possuir certas propriedades, tais como:

- ser um biótipo excretado tanto por seres humanos como animais, que prevaleça nas águas residuais;
- não ser suscetível de proliferar fora das suas condições ambientais naturais, isto é, do trato intestinal;
- ser de fácil cultura e contagem no laboratório;
- ser resistente aos produtos químicos utilizados no tratamento de água e/ou águas residuais.

As bactérias do grupo dos coliformes têm sido tradicionalmente utilizadas como indicadores da quantidade de microrganismos patogênicos presentes. O grupo coliforme inclui todas as bactérias aeróbias e anaeróbias facultativas, gram-negativas²⁵, não esporuladas e com forma de bastonete, que fermentam a lactose com formação de gás em 48 horas, a 37 °C.

A *Escherichia coli* (*E. coli*) é uma espécie do grupo das bactérias coliformes fecais, cuja presença garante a origem fecal da contaminação, pois a *E. coli* é mesmo proveniente do intestino grosso dos animais e do Homem. No entanto, algumas espécies de coliformes podem ser provenientes do solo ou das plantas e não indicarem contaminação fecal.

Pelo exposto, os coliformes fecais (CF) são considerados como melhores indicadores do que os coliformes totais, por nem todos os coliformes serem de origem fecal, sendo a proporção de coliformes não fecais bastante elevada, principalmente em climas quentes.

²⁵ As bactérias gram-negativas adquirem cor rosa ou vermelha pelo processo de coloração laboratorial, contrariamente às bactérias gram-positivas que adquirem cor violeta. A diferença de cor é devida às características da membrana celular.

Para distinguir se a poluição é de origem fecal ou não, costuma fazer-se uma análise adicional à da pesquisa do grupo coliforme, só para a *E. coli*, e admitir-se que, se existir esta espécie, a poluição é, com certeza, de origem fecal.

Em amostras em relação às quais possam existir dúvidas quanto à pesquisa de coliformes e de *E. coli*, pode confirmar-se (ou infirmar-se) a natureza fecal da contaminação pela pesquisa de estreptococos fecais, nomeadamente do *Streptococcus faecalis*. Estes microrganismos estão sempre presentes nas matérias fecais, embora em número normalmente inferior ao da *E. coli*. Os estreptococos são bactérias menos resistentes que a maioria dos coliformes fecais, embora sensivelmente tão resistentes como a *E. coli*.

A presença de estreptococos numa amostra de água onde foram pesquisados coliformes, constitui uma confirmação da natureza intestinal da contaminação, mesmo na ausência da *E. coli*. A presença de estreptococos fecais (enterococos mais estreptococos de animais) indica, sem sombra de dúvida, que a água foi contaminada recentemente por fezes de animais de sangue quente. A ausência de estreptococos fecais não significa, porém, que a água esteja isenta de microrganismos patogénicos, visto que estas bactérias morrem com muita facilidade fora do seu habitat natural.

Alguns microrganismos anaeróbios esporulados, como o *Clostridium perfringens*²⁶, também se encontram nas matérias fecais, embora sejam muito menos numerosos que a *E. coli*. Os esporos sobrevivem nas águas muito mais tempo que as bactérias coliformes, resistem mesmo às doses habituais de cloro usadas na desinfecção da água. Consequentemente, a presença de *Clostridium perfringens* é indício de contaminação fecal antiga.

A extrapolação dos coliformes fecais como indicadores de microrganismos patogénicos aos grupos dos helmintas, protozoários e vírus, isto é, a legitimidade de inferir que a um determinado número de coliformes fecais corresponde uma determinada probabilidade de se encontrar no mesmo meio um certo número de helmintas, protozoários e vírus patogénicos, não tem fundamento quantitativo.

Não existe um indicador microbiano que apresente uma boa correlação com o grupo dos vírus, pelo que a sua presença só pode ser quantificada

²⁶ Anteriormente denominado *Clostridium welchii*.

recorrendo à análise virulógica, o que dificulta enormemente os estudos de avaliação dos riscos de saúde derivados da exposição aos vírus contidos nas AR, de que se conhecem mais de 140 espécies.

A questão apresenta-se ligeiramente diferente no que concerne aos protozoários e helmintas patogénicos, não só por o número destas espécies ser muito menor, como pelo facto de se tratar de microrganismos de grande dimensão relativamente às bactérias, e cujos ovos e cistos apresentam características de sedimentabilidade semelhantes, podendo, grosso-modo, considerar-se ser tão provável encontrar protozoários quanto helmintas nos efluentes depurados, pois se existirem nas AR brutas terão tendência a ficar sedimentados nas lamas dos decantadores. Por outras palavras, a presença de ovos de helmintas pode, em certa medida, ser utilizada como indicadora da presença de cistos de protozoários.

A estimativa do número dos diversos organismos indicadores de contaminação exprime-se de dois modos, consoante o método analítico:

- **unidades formadoras de colónias (UFC) /100 mL** de água – se for utilizado o método das membranas filtrantes;
- **número mais provável (NMP) de microrganismos /100 mL** de água – se o método de análise for o dos tubos múltiplos.

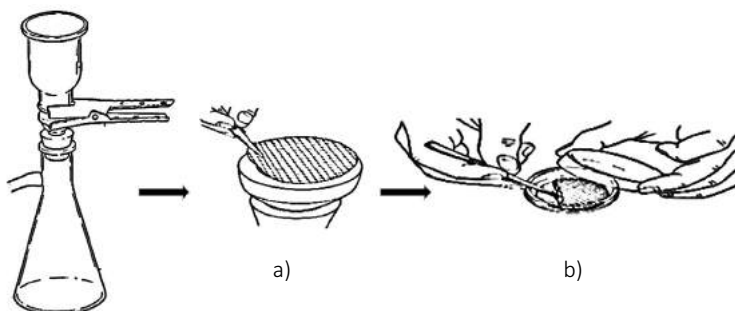
No **método das membranas filtrantes** conta-se o número de colónias que se desenvolvem a partir de cada bactéria coliforme fecal que ficou retida numa membrana celulósica, colocada num filtro onde se fez passar um certo volume de amostra, e seguidamente colocada numa caixa Petri, com meio nutritivo adequado e incubada a 44 °C, durante 20 horas (colónias amarelas). Na Figura 3.10 esquematiza-se a enumeração de CF pelo método das membranas filtrantes.

No **método dos tubos múltiplos** (Figura 3.11) são inoculados volumes iguais de amostra em 5 tubos de ensaio contendo meio de cultura apropriado ao desenvolvimento das bactérias que se pretendem determinar. Geralmente inocula-se 1 mL de amostra em cada tubo contendo 9 mL de meio.

Os tubos são incubados durante 48 horas, à temperatura de 37 °C. Os tubos onde se observar a libertação de gás e mudança de cor do meio, de púrpura para amarelo, são presumidos como contendo coliformes (tubos posi-

tivos), o que deverá ser confirmado pela incubação de 1 mL do conteúdo de cada tubo positivo em 9 mL de meio líquido verde brilhante, durante 48 horas, a 44 °C.

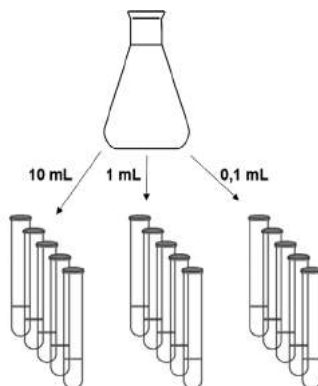
Figura 3.10 Método das membranas filtrantes: a) filtração da amostra sobre membrana celulósica e b) incubação da membrana em caixa Petri com meio de cultura apropriado



(Adaptada de Ferreira, 2002)

O meio verde brilhante é um meio mais seletivo e além disso, a temperatura de 44 °C constitui um fator inibitório para certos microrganismos, mas não para os **termotolerantes** como os coliformes fecais, pelo que este teste confirma a presença destes indicadores de microrganismos patogênicos.

Figura 3.11 Método dos tubos múltiplos



O NMP baseia-se na aplicação da distribuição de Poisson aos resultados positivos e negativos obtidos no ensaio de repetições de igual volume, conforme indicado pelo Quadro I.6 do Anexo I. No Quadro 3.18 apresenta-se um exemplo dos valores estatísticos do NMP/100 mL em função do número de resultados positivos e de resultados negativos obtidos nos testes presuntivo e confirmativo.

Quadro 3.18 Exemplo da determinação do valor estatístico do NMP

Resultados da pesquisa de microrganismos em 5 tubos com 10 mL de cada amostra	NMP/100 mL
0 + e 5 -	< 2,2
1 + e 4 -	2,2
2 + e 3 -	5,1
3 + e 2 -	9,2
4 + e 1 -	16,0
5 + e 0 -	> 16,0

3.4.5. Toxicidade

A **toxicidade** é a capacidade de uma substância ou uma mistura causar danos no sistema biológico dos seres vivos, interferindo no seu metabolismo normal. A ecotoxicologia é a ciência que relaciona os efeitos tóxicos de substâncias ou misturas nos organismos vivos, em especial nas populações e comunidades em ecossistemas definidos, como por exemplo, os ecossistemas aquáticos.

A toxicidade varia consoante a dose, o número de exposições e a sua duração e a localização da fonte de contaminação. A toxicidade classifica-se em: **aguda**²⁷, **crónica**²⁸, **local** e **sistémica**. A toxicidade pode ainda ser classifi-

²⁷ “Toxicidade aguda – propriedade intrínseca de uma substância para lesar um organismo após uma exposição de curta duração a esta substância na água” (Regulamento (UE) n.º 286/2011).

²⁸ “Toxicidade crónica – o conjunto das propriedades intrínsecas de uma substância para provocar efeitos adversos nos organismos durante exposições na água que são determinadas em função do ciclo de vida dos organismos” (Regulamento (UE) n.º 286/2011).

cada em **imediate** ou **retardada**, de acordo com o tempo decorrido entre a exposição ao tóxico e o primeiro sintoma associado a essa exposição.

A avaliação ecotoxicológica de uma água complementa e integra a sua caracterização química e biológica, sendo particularmente importante para avaliar os impactos nos ecossistemas das descargas de ARI. Os ensaios toxicológicos permitem detetar a toxicidade da amostra como um todo, avaliando os efeitos combinados dos diferentes constituintes da amostra, enquanto a análise química permite apenas qualificar e quantificar as substâncias isoladas presentes numa amostra. Por vezes, a análise físico-química da água apresenta valores dos diferentes parâmetros dentro dos limites legais, mas a mesma água pode evidenciar efeitos nocivos quando são realizados ensaios de toxicidade, ou o inverso, os parâmetros químicos estão acima dos limites legais e não apresentam qualquer efeito nocivo ou tóxico nos organismos testados (Mendonça *et al.*, 2007 e 2009).

A toxicidade da água é avaliada por testes de toxicidade aguda e por testes de toxicidade crónica.

Testes de toxicidade aguda: Avaliam uma resposta rápida dos organismos a um determinado estímulo, que se manifesta, em geral, num intervalo entre 0 a 96 horas. Os testes agudos são os mais utilizados e, muitas vezes, são os únicos. Estes testes fornecem informação útil sobre os efeitos de exposição aguda (ex. descarga de poluentes acidental e/ou intermitente).

Nos testes de toxicidade aguda é observada a mortalidade ou outra manifestação fisiológica (e.g. imobilização, inibição da reprodução ou do crescimento). Estes testes têm como objetivo determinar a **Concentração Letal média – CL₅₀**, ou **Concentração Efetiva média – CE₅₀**, isto é, a concentração da substância ou mistura que causa mortalidade ou outra manifestação fisiológica a 50 % dos organismos testados. Quanto mais baixos forem estes valores, mais tóxica é a mistura testada.

Testes de toxicidade crónica: Avaliam uma resposta mais lenta dos organismos a um determinado estímulo, que se manifesta, em geral, depois de um período de 72 horas. Os testes crónicos são úteis para impedir uma subavaliação da toxicidade, permitindo uma avaliação da toxicidade a mais de um estágio de vida dos organismos expostos e possibilitam a previsão do efeito à exposição contínua ou de longo prazo.

Nos testes de toxicidade crónica determina-se a **Concentração sem efeitos observáveis (NOEC)**, parâmetro que determina a “concentração de ensaio imediatamente inferior à concentração de ensaio mais baixa que produziu um efeito adverso significativo do ponto de vista estatístico.” (Regulamento (UE) n.º 286/2011).

Os testes de toxicidade devem ser padronizados e aplicados a organismos de diferentes níveis tróficos, uma vez que possuem sensibilidade diferente aos diversos tóxicos. O Regulamento (CE) n.º 440/2008 recomenda os métodos a utilizar para a determinação da ecotoxicidade (parte C do anexo). Os organismos também devem ser preferencialmente obtidos em laboratório, de forma a padronizar os ensaios e a evitar falsos resultados. O Regulamento (UE) n.º 286/2011 recomenda o seguinte para a determinação de toxicidade aguda em ambiente aquático:

- CL_{50} – 96 horas em peixes;
- CE_{50} – 48 horas em crustáceos;
- CE_{50} – 72 ou 96 horas em algas.

3.5. Exercícios

Exercício 3.5.1 – Determinação do caudal médio

As ARU afluentes a uma ETAR provêm de uma população de 10 000 hab e de uma indústria de lacticínios com um caudal de 5 m³/d. A captação de produção de AR é de 150 L/(hab.d). Determinar o caudal médio da ARU afluente à ETAR.

Resolução

O caudal médio é determinado pela expressão 3.1, considerando $Q_{inf} = 0$.

$$Q_{méd} = pop \times cap_{AR} + Q_{inf} + Q_{ind} \quad (3.1)$$

$$Q_{méd} = 10\,000 \text{ (hab)} \times 0,150 \text{ (m}^3\text{/(hab.d))} + 5 \text{ (m}^3\text{/d)} = 1\,505 \text{ m}^3\text{/d}$$

$$\text{Resposta: } Q_{méd} = 1\,505 \text{ m}^3\text{/d.}$$

Exercício 3.5.2 – Determinação do caudal médio e do caudal de ponta

Uma ETAR serve uma população de 13 000 hab, cuja capitação de consumo de água é de 160 L/(hab.d). Considerar um coeficiente de afluência à rede de 0,90 e um fator de ponta de 2,4.

Determinar:

- o caudal médio afluente à ETAR;
- o caudal de ponta afluente à ETAR.

Resolução

- O caudal médio é determinado pela expressão 3.2.

$$Q_{\text{méd}} = \text{pop} \times \text{cap}_{\text{água}} \times \text{Coef}_{\text{afi}} + Q_{\text{inf}} + Q_{\text{ind}} \quad (3.2)$$

$$Q_{\text{méd}} = 13\,000 \text{ (hab)} \times 0,160 \text{ (m}^3\text{/(hab.d))} \times 0,90 = 1\,872,0 \text{ m}^3\text{/d}$$

- O caudal de ponta é determinado pela expressão 3.3.

$$Q_{\text{pta}} = Q_{\text{méd}} \times f_{\text{pta}} \quad (3.3)$$

$$Q_{\text{pta}} = 1\,872 \text{ (m}^3\text{/d)} \times 2,4 = 4\,492,8 \text{ m}^3\text{/d}$$

$$\text{Resposta: } Q_{\text{méd}} = 1\,872 \text{ m}^3\text{/d e } Q_{\text{pta}} = 4\,493 \text{ m}^3\text{/d.}$$

Exercício 3.5.3 – Determinação do teor de SST

O volume da amostra de uma AR é de 50 mL. A massa do cadinho e do filtro antes do ensaio é de 25,6732 g. Após filtração, evaporação e secagem da amostra de água a massa do cadinho e do filtro é de 25,6829 g. Determinar a concentração da água em SST, expressa em mg/L.

Resolução

O teor em SST é determinado pela seguinte expressão:

$$\text{SST (mg/L)} = \frac{A - B}{\text{Volume de amostra (mL)}} \times 1000$$

Em que:

A = Massa do cadinho + resíduo seco (mg);

B = Massa do cadinho (mg).

$$\text{SST (mg/L)} = \frac{(25\,682,9 - 25\,673,2) \times 1\,000}{50} = 194,0 \text{ (mg/L)}$$

Resposta: 194 mg/L

Exercício 3.5.4 – Determinação do teor de SST

Um cadinho com filtro de 26,1349 g é utilizado para determinar a concentração em SST de uma amostra de 25 mL de uma AR não tratada. A massa do cadinho com o filtro após evaporação, secagem e arrefecimento é de 26,1425 g. Determinar a concentração dessa água em SST.

Resposta: 304 mg/L

Exercício 3.5.5 – Determinação da carga de SST

A AR afluyente a uma ETAR apresenta um teor em SST de 192 mg/L. O caudal é de 17 600 m³/d. Determine a carga de SST afluyente à ETAR, expressa em kg/d.

Resolução

A carga de SST afluyente à ETAR é determinada pela seguinte expressão:

$$\text{Carga de SST (kg/d)} = \frac{[\text{SST}](\text{g/m}^3) \times Q(\text{m}^3/\text{d})}{1\,000 \text{ (g/kg)}}$$

$$\text{Carga de SST (kg/d)} = \frac{192 \times 17\,600}{1\,000} = 3\,379,2 \text{ (kg/d)}$$

Resposta: 3 379 kg/d

Exercício 3.5.6 – Determinação da percentagem de ST

Pretende-se determinar a percentagem de ST numa lama primária. A massa do cadinho é 21,34 g. Na pesagem da amostra de lama e do cadinho obtém-se a massa de 74,56 g. Após evaporação e secagem, o cadinho com os sólidos secos (resíduo seco) tem a massa de 22,07 g. Determinar a percentagem de ST na amostra de lama.

Resolução

A percentagem de ST numa lama primária é determinada pela seguinte expressão:

$$ST (\%) = \frac{A - B}{C - B} \times 100$$

Em que:

A = Massa do cadinho + resíduo seco (g);

B = Massa do cadinho (g);

C = Massa do cadinho + lama (g).

$$ST (\%) = \frac{22,07 - 21,34}{74,56 - 21,34} \times 100 = 1,37 (\%)$$

Resposta: 1,4 %.

Exercício 3.5.7 – Determinação da CBO_u e CBO_1

Uma AR apresenta uma CBO_5 de 200 mg/L O_2 . Considere que a constante de velocidade da reação é 0,23 1/d. Determinar a CBO_u e a CBO ao fim de 1 d.

Resolução

A CBO_u é determinada pela expressão 3.28.

$$CBO_t = CBO_u (1 - e^{-kt}) \quad (3.28)$$

$$\begin{aligned} 200 \text{ (mg/L } O_2) &= CBO_u (1 - e^{(-0,23 \times 5)}) \\ CBO_u &= 292,7 \text{ (mg/L } O_2) \end{aligned}$$

A CBO ao fim de 1 d é determinada pela expressão 3.28.

Para $t = 1$ d.

$$\begin{aligned} CBO_1 &= 292,7 \times (1 - e^{(-0,23 \times 1)}) \\ CBO_1 &= 60,1 \text{ (mg/L } O_2) \end{aligned}$$

Resposta: $CBO_u = 293$ mg/L O_2 e $CBO_1 = 60$ mg/L O_2 .

Exercício 3.5.8 – Determinação da CBO_5

Uma amostra de AR duma leitaria foi submetida à determinação de CBO_5 pelo método das diluições, tendo sido utilizada uma diluição de 0,5 %. Os resulta-

dos da determinação de oxigénio dissolvido antes da incubação (OD_0) e após 5 dias de incubação (OD_5) à temperatura de 20 °C são os seguintes:

$$OD_0 = 8,2 \text{ mg/L O}_2$$

$$OD_5 = 2,4 \text{ mg/L O}_2$$

Determinar a CBO_5 da amostra.

Resolução

A CBO_5 é determinada pela seguinte expressão:

$$CBO_5 = \frac{OD_0 - OD_5}{\text{diluição}} = \frac{8,2 - 2,4}{0,005} = 1\,160,0 \text{ mg/L O}_2$$

Resposta: $CBO_5 = 1\,160 \text{ mg/L O}_2$.

Exercício 3.5.9 – Determinação do azoto total

Uma AR foi caracterizada em termos de compostos de azoto. Os resultados dessa caracterização são os seguintes:

Nitritos = 13 mg/L NO_2 ;

Azoto orgânico = 2 mg/L N;

Nitratos = 30 mg/L NO_3 ;

Azoto amoniacal = 3 mg/L NH_4 .

Determinar o azoto total da amostra.

Resolução

O azoto total determinado tendo em conta a massa molar de cada uma das formas azotada.

Massa molar de $NO_2 = 14,0 + 2 \times 16,0 = 46 \text{ g/mol}$

Massa molar de $NO_3 = 14,0 + 3 \times 16,0 = 62 \text{ g/mol}$

Massa molar de $NH_4 = 14,0 + 4 \times 1,0 = 18 \text{ g/mol}$

$$N_{\text{total}} = \frac{13 \times 14}{46} + \frac{30 \times 14}{62} + 2 + \frac{3 \times 14}{18} = 15,1 \text{ mg/L N}$$

Resposta: Azoto total = 15 mg/L N.

Exercício 3.5.10 – Determinação do fósforo total

Uma AR foi caracterizada em termos de compostos de fósforo. Os resultados dessa caracterização são os seguintes:

Fósforo orgânico = 8 mg/L P;

Fosfatos = 12 mg/L PO_4 ;

Fósforo = 3 mg/L P_2O_5 .

Determine o fósforo total da amostra.

Resolução

O fósforo total determinado tendo em conta a massa molar de cada uma das formas de fósforo.

Massa molar de $\text{PO}_4 = 31,0 + 4 \times 16,0 = 95 \text{ g/mol}$

Massa molar de $\text{P}_2\text{O}_5 = 2 \times 31,0 + 5 \times 16,0 = 142 \text{ g/mol}$

$$P_{\text{total}} = 8 + \frac{12 \times 31}{95} + \frac{3 \times 31}{142} = 12,6 \text{ mg/L P}$$

Resposta: Fósforo total = 13 mg/L P.

Exercício 3.5.11 – Determinação do equivalente populacional

Uma ETAR recebe ARI proveniente da indústria de lacticínios. A ARI tem um caudal de $200 \text{ m}^3/\text{h}$ e uma CBO_5 de 610 mg/L O_2 . Determinar o equivalente populacional.

Resolução

Determinação da carga orgânica produzida diariamente:

$$C_{\text{org}} = Q \times \text{CBO}_5$$

$$C_{\text{org}} = 200 \text{ m}^3/\text{h} \times 610 \text{ g/m}^3 \times 24 \text{ h/d} = 2\,928\,000 \text{ g/d CBO}$$

$$1 \text{ e.p.} = 60 \text{ g/d CBO}$$

$$\text{Eq. pop (e.p.)} = \frac{2\,928\,000 \text{ (g/d)}}{60 \text{ (g/d)}} = 48\,800 \text{ e.p.}$$

Resposta: Eq. pop = 48 800 e.p.

Exercício 3.5.12 – Determinação da CBO₅, SST e CQO

Um aglomerado de 650 hab produz AR. Considerar os seguintes dados:

Capitação de água = 120 L/(hab.d);

Capitação de CBO₅ = 50 g/(hab.d);

Capitação de SST = 90 g/(hab.d);

Coefficiente de afluência = 0,90;

Razão CBO₅/CQO = 0,45.

Determinar a concentração em CBO₅, SST e CQO da AR.

Resolução

A concentração de poluente é calculada a partir da expressão 3.7.

$$\text{Conc}_{\text{poluente}} = \frac{C_{\text{pol}}}{Q}$$

A carga de poluente é obtida pela expressão 3.8.

$$C_{\text{pol}} = \text{Pop} \times \text{Cap}_{\text{pol}} \quad (3.8)$$

$$C_{\text{CBO}_5} = 650 \text{ hab} \times 50 \text{ g}/(\text{hab.d}) = 32 500 \text{ g/d}$$

O caudal médio é determinado pela expressão 3.2.

$$Q_{\text{méd}} = \text{pop} \times \text{cap}_{\text{água}} \times \text{Coef}_{\text{afl}} + Q_{\text{inf}} + Q_{\text{ind}} \quad (3.2)$$

$$Q = 650 \text{ hab} \times 120 \text{ L}/(\text{hab. d}) \times 0,90 = 70 200 \text{ L/d}$$

$$\text{Conc}_{\text{CBO}_5} = \frac{32 500 \text{ (g/d)}}{70 200 \text{ (L/d)}} = 0,4630 \text{ g/L} = 463,0 \text{ mg/L O}_2$$

$$\text{Carga}_{\text{SST}} = 650 \text{ hab} \times 90 \text{ g}/(\text{hab.d}) = 58 500 \text{ g/d}$$

$$\text{Conc}_{\text{SST}} = \frac{58 500 \text{ (g/d)}}{70 200 \text{ (L/d)}} = 0,83333 \text{ g/L} = 833,3 \text{ mg/L}$$

$$0,45 = \frac{\text{CBO}_5}{\text{CQO}}$$

$$\text{Conc}_{\text{CQO}} = \frac{463}{0,45} = 1\,028,9 \text{ mg/L O}_2$$

Resposta: CBO₅ = 463 mg/L O₂, SST = 833 mg/L e CQO = 1 029 mg/L O₂

Exercício 3.5.13 – Determinação do caudal, da carga orgânica, do equivalente populacional e da CBO₅

A ARU afluyente a uma ETAR provém de uma população de 100 000 hab que produz 150 L/(hab.d) de AR e de uma indústria de lacticínios, com queijaria e recuperação de soro, com um caudal de 5 m³/d e uma carga orgânica de 1,2 kg/h CBO₅. A indústria funciona continuamente. A concentração em CBO₅ da ARD é de 120 mg/L O₂.

Determinar:

- O caudal médio da ARU afluyente à ETAR;
- A carga orgânica afluyente à ETAR;
- O equivalente populacional total, considerando o valor 60 g/(hab.d) para população (Decreto-Lei n.º 152/97) e o valor de 1 e.p. = 140 g/(hab.d) CBO₅, retirado do Quadro I.1 do Anexo I, para a indústria de lacticínios, com queijaria e recuperação de soro;
- A CBO₅ afluyente à ETAR.

Resposta:

$$\begin{aligned} Q_{\text{méd}} &= 15\,000 + 5 = 15\,005 \text{ m}^3/\text{d}; \\ \text{Carga orgânica} &= 1\,800 + 28,8 = 1\,828,8 \text{ kg/d}; \\ \text{e.p. total} &= 30\,205,7 \text{ hab}; \\ \text{CBO}_5 &= 121,9 \text{ mg/L O}_2. \end{aligned}$$

CONCEPTUALIZAÇÃO DA FILEIRA DE TRATAMENTO

4.1. Nota introdutória

Neste capítulo são apresentados os fatores a ponderar na seleção dos processos e operações unitárias de tratamento que podem integrar a fileira de tratamento de uma ETAR, consoante o nível de tratamento e os objetivos de qualidade pretendidos para a ART.

A apresentação de cada operação e processo de tratamento não segue a ordem da sua inserção na fileira de tratamento, pois podem ser inseridos em mais do que um nível (por exemplo, a decantação pode ser incluída no tratamento primário, secundário e até terciário). Embora a medição de caudal não seja uma operação de tratamento, optou-se por incluir a sua descrição no Capítulo 5, visto ser fundamental para a operação de uma ETAR e, tal como as operações unitárias de tratamento, a medição de caudal utilizar mecanismos físicos.

4.2. Fatores condicionantes da conceptualização da fileira de tratamento

Uma ETAR é uma instalação que engloba uma fileira de operações e processos unitários de tratamento destinados a remover as substâncias poluentes e também, em certos casos, os microrganismos patogénicos presentes nas AR, de modo a produzir um efluente (ART) com a qualidade pretendida, geralmente definida na licença de descarga do efluente no meio receptor²⁹.

Os conceitos de operação unitária e processo unitário são frequentemente utilizados indistintamente, o que se compreende, na medida em que ambos os termos se referem a remoção de poluentes. Geralmente são aceites as seguintes definições (Metcalf & Eddy, 2003 e Davis, 2010):

²⁹ A licença de descarga é um título de utilização dos recursos hídricos emitida pela autoridade do ambiente, com base na legislação relativa ao tratamento de ARU.

- **Operação unitária** – método de tratamento em que os poluentes são removidos pela ação de agentes predominantemente físicos (ex. gradagem, sedimentação, flotação, filtração);
- **Processo unitário** – método de tratamento em que a remoção ou a degradação dos poluentes ocorre predominantemente por meio de reações químicas (ex. precipitação, desinfecção por cloragem) ou por reações bioquímicas (ex. remoção da matéria orgânica biodegradável, nitrificação e desnitrificação).

A seleção das operações e processos que devem ser associados para estabelecer a fileira de tratamento que assegure a produção de um efluente que satisfaça os requisitos estabelecidos na licença de descarga é condicionada principalmente pelas características qualitativas e quantitativas das AR a tratar, mas também por outros fatores conforme indicado no Quadro 4.1. Por exemplo, quando se trata de ampliar a capacidade ou o nível de tratamento ou qualquer outra beneficiação de uma ETAR existente, há, naturalmente, que ter em atenção as características do local e das infraestruturas já existentes.

Recorde-se que, de acordo com a legislação em vigor, a generalidade das ETAR deve assegurar tratamento secundário, com exceção dos casos em que o efluente é lançado num meio recetor sensível – situação em que o tratamento terá que ser terciário – ou quando o efluente é lançado num meio recetor classificado como menos sensível – em que poderá ser admitido tratamento primário, dependendo da dimensão do aglomerado (ver secção 2.3).

No Quadro 4.2 apresentam-se as operações e processos de tratamento que podem ser considerados em cada um dos níveis de tratamento, com exceção do tratamento preliminar, visto que este não se destina à remoção de sólidos dissolvidos ou em suspensão, mas à remoção de sólidos grosseiros. Na Figura 4.1 apresenta-se o esquema de tratamento de uma ETAR que assegura tratamento terciário (com desinfecção após o tratamento secundário).

Quadro 4.1 Fatores a considerar na conceptualização da fileira de tratamento de uma ETAR

Fatores	Justificação
Caraterísticas pretendidas para as ART	Restringem as operações e processos unitários de tratamento a considerar àqueles que apresentam eficiências de remoção de poluentes ao nível das caraterísticas pretendidas.
Caraterísticas de qualidade das AR brutas	Determinam: <ul style="list-style-type: none">– o tipo de operações e processos unitários de tratamento a considerar;– a eficiência dos processos de tratamento.
Compatibilidade com condições existentes	Influencia a seleção de soluções compatíveis com: <ul style="list-style-type: none">– condições hidráulicas;– caraterísticas locais (ex. a disponibilidade de área e topografia local, condicionantes à ocupação e uso do solo – REN³⁰ e RAN³¹);– processos e infraestruturas existentes.
Flexibilidade dos processos	Deve ser considerada perante a possibilidade de: <ul style="list-style-type: none">– alterações de caudal e/ou das caraterísticas das águas residuais afluentes;– alterações de regulamentação.
Requisitos de O&M	Deve ser avaliado: <ul style="list-style-type: none">– equipamento a substituir (no caso de ETAR já existente);– vida útil de componentes-chave (lâmpadas de UV, membranas, etc.);– necessidades de formação de pessoal;– aquisição de sistema de supervisão e controlo.
Requisitos de energia	Deve ser avaliado: <ul style="list-style-type: none">– consumo energético dos equipamentos;– disponibilidade de energia no local (necessidade de produção e/ou de transporte);– previsão da evolução futura do custo da energia;– impacto do aumento das necessidades de energia.
Produtos químicos	Deve ser avaliado: <ul style="list-style-type: none">– efeito dos reagentes sobre a qualidade da ART (ex: coagulantes, produtos da desinfeção);– efeito dos reagentes sobre os materiais da instalação (ex. o efeito do ozono sobre o material das membranas);– requisitos de O&M.

(continua)

³⁰ REN – Reserva Ecológica Nacional (Decreto-Lei n.º 239/2012, de 2 de novembro).

³¹ RAN – Reserva Agrícola Nacional (Decreto-Lei n.º 73/2009, de 31 de março).

(continuação)

Fatores	Justificação
Requisitos de pessoal	Determina: – número de pessoas necessário para operar e manter o sistema, turnos, qualificações funcionais necessárias; – nível de automação necessário.
Impactes ambientais	Deve ser considerado: – possível produção de ruído, odores e tráfego; – distância a zonas habitadas; – remoção e destino final de resíduos do processo.

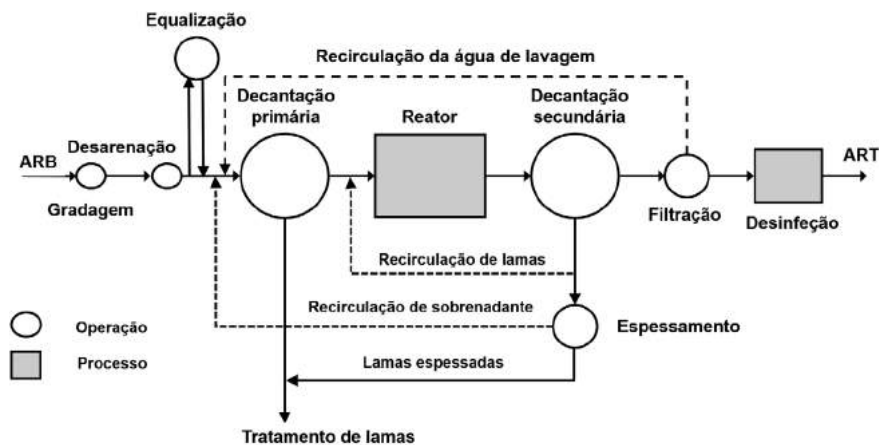
Quadro 4.2 Operações e processos de tratamento por nível de tratamento

Tratamento	Operações e processos de tratamento	Classe de constituintes									
		Sólidos em suspensão	Matéria coloidal	Matéria orgânica particulada	Matéria orgânica dissolvida	Azoto	Fósforo	Compostos vestigiais	Sólidos dissolvidos totais	Bactérias	Vírus
Primário	Coagulação	✓	✓	✓	✓				✓		
	Decantação	✓		✓							
	Flotação	✓		✓							
Secundário	Lamas ativadas	✓		✓	✓	✓					
	Leitos percoladores	✓		✓	✓	✓					
	Discos biológicos	✓		✓	✓	✓					
	Reator de membranas	✓		✓	✓	✓					
	Lagoas de estabilização	✓		✓	✓	✓					
	Leitos de macrófitas	✓		✓	✓	✓					

(continua)

Tratamento	Operações e processos de tratamento	Classe de constituintes									
		Sólidos em suspensão	Matéria coloidal	Matéria orgânica particulada	Matéria orgânica dissolvida	Azoto	Fósforo	Compostos vestigiais	Sólidos dissolvidos totais	Bactérias	Vírus
Terciário	Lamas ativadas				✓	✓	✓				
	Filtros biológicos	✓			✓	✓	✓				
	Reator de membranas	✓			✓	✓	✓	✓			
	Lagoas de macrófitas	✓			✓	✓	✓	✓			
	Desinfecção									✓	✓
Avançado	Microfiltração	✓	✓	✓						✓	
	Ultrafiltração	✓	✓	✓						✓	✓
	Flotação	✓	✓	✓							✓
	Nanofiltração			✓	✓			✓	✓	✓	✓
	Osmose inversa				✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	Adsorção com carvão ativado				✓			✓			
	Permuta iônica					✓	✓	✓	✓		
	Desinfecção				✓					✓	✓

Figura 4.1 Exemplo de uma fileira de tratamento de AR

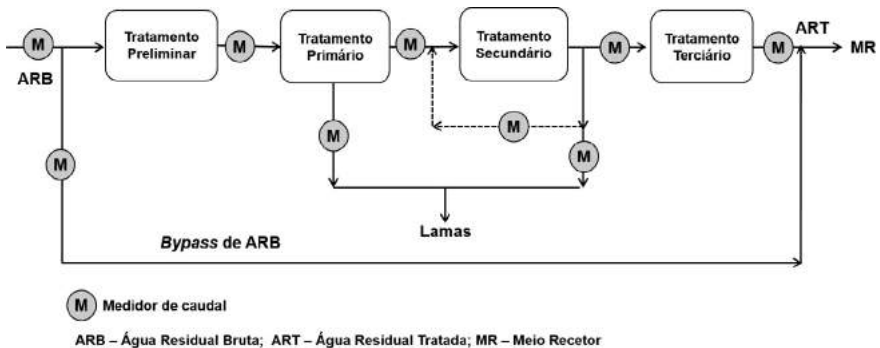


5.1. Nota introdutória

A eficiente operação de uma ETAR depende do conhecimento do caudal a tratar (Henriques *et al.*, 2007), pelo que é importante dispor de medidores de caudal instalados, pelo menos, nos seguintes locais: à entrada da ETAR, a montante do respetivo desvio para o coletor de recurso (*bypass*) e à saída da ETAR (Figura 5.1).

A medição de caudal também pode ser instalada em diversos pontos da fileira de tratamento nomeadamente, para monitorizar o caudal do efluente primário, do efluente secundário, das lamas primárias, da recirculação de lamas (processo biológico), de lamas para espessamento, da água do processo (Metcalf & Eddy, 1991), conforme ilustrado na Figura 5.1.

Figura 5.1 Locais de medição de caudal na ETAR



O presente capítulo descreve o funcionamento dos medidores de caudal mais utilizados em AR, tanto em escoamento em pressão como em superfície livre, as suas vantagens e os requisitos de instalação.

5.2. Tipo de medidores de caudal em ETAR

5.2.1. Seleção do tipo de medidor de caudal

Normalmente um medidor de caudal permite medir o caudal instantâneo e fazer a integração temporal dos valores medidos, de modo a obter-se o volume de líquido escoado durante um determinado intervalo tempo.

Na seleção do medidor de caudal devem ser considerados diversos fatores, nomeadamente (Metcalf & Eddy, 1991):

- condições de aplicação – escoamento em pressão (conduta fechada) ou escoamento em superfície livre (conduta aberta ou parcialmente cheia);
- intervalo de variação do caudal a medir;
- composição do fluido – conteúdo em sólidos e consequente degradação do medidor provocada pelo fluido;
- precisão³² e repetibilidade³³;
- perda de carga introduzida pelo medidor;
- requisitos de instalação – e.g. localização adequada relativamente a válvulas, bombas e outros acessórios, necessidade de troços retos;
- condições ambientais – equipamento resistente à humidade e gases corrosivos;
- manutenção – limpeza e calibração.

Existem diversos tipos de medidores de caudal aplicáveis em ETAR. Atualmente são mais utilizados os medidores eletromagnéticos e ultrassónicos para escoamento em pressão, sendo o canal Parshall o mais aplicado em escoamento em superfície livre (Metcalf & Eddy, 2014). Assim, no presente documento é apresentada uma breve descrição de medidores de caudal em canal Parshall e eletromagnéticos.

5.2.2. Medidor de caudal em canal Parshall

O medidor de caudal em Parshall é constituído por um canal e por um medidor de nível (Henriques *et al.*, 2007), em que o canal apresenta três secções distintas: uma secção convergente (A), uma secção estrangulada –

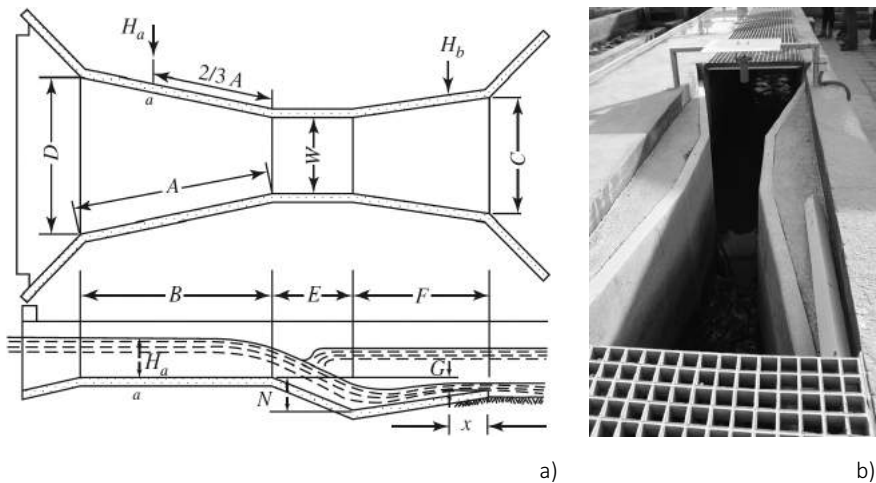
³² A precisão de uma medição avalia o grau de reprodutibilidade, exclusivamente função dos erros acidentais, que é preciso distinguir do erro sistemático, que mede o valor da exatidão.

³³ A repetibilidade representa a capacidade de um medidor, usado por múltiplos operadores, de reproduzir consistentemente a mesma medição sob as mesmas condições.

a garganta (W) – onde também ocorre um abaixamento da soleira do canal (N) e uma secção divergente, em que existe uma ligeira sobrelevação da soleira (G), conforme esquematizado na Figura 5.2 a).

O caudal é obtido mediante a medição do nível (H_a), que deve ser efetuada na secção convergente, a uma distância de $2/3$ do comprimento da parede convergente, conforme indicado pelo ponto (a) representado na Figura 5.2.

Figura 5.2 Medidor de caudal em canal Parshall: a) esquema e b) fotografia



(a) adaptada de Davis, 2010)

$$Q = K H_a^u \quad (5.1)$$

Em que:

- Q – caudal (m^3/s);
- H_a – nível no ponto a (m);
- K e u – coeficientes (Quadro II.1 do Anexo II).

Para que não ocorra afogamento deve assegurar-se que a razão entre as alturas do líquido a jusante (h') e a montante (h) do estrangulamento cumpra os limites do Quadro II.2 do Anexo II (Lencastre, 1991).

No medidor em canal, doravante designado abreviadamente por canal Parshall, utilizam-se medidores de nível por radar, ultrassônicos e de pressão hidrostática.

O canal Parshall apresenta as seguintes vantagens:

- permite medir o caudal de AR com uma significativa variedade de sólidos, como por exemplo trapos, areia e outros objetos de grandes dimensões, que danificam outros equipamentos de medição de caudal (Davis, 2010);
- permite que, em caso de calibração incorreta ou de falha do equipamento, a medição de nível da água seja efetuada manualmente (Metcalf & Eddy, 2014);
- apresenta uma zona de mistura rápida, sendo possível efetuar a adição de reagentes por ocorrer a alteração de regimes de velocidades;
- tem manutenção simples quando comparado com outros medidores.

No entanto, também apresenta algumas desvantagens:

- só permite a medição de caudal em canal aberto;
- necessidade de espaço para instalação do canal Parshall: a área ocupada para a estrutura do canal tem que assegurar o espaço necessário para atingir caudal uniforme na entrada e na saída do canal;
- necessidade que ocorra escoamento livre, o que induz maior perda de carga relativamente a outros medidores.

No que se refere ao dimensionamento do canal Parshall, a largura da garganta W é utilizada para definir as outras dimensões. Essas dimensões estão padronizadas pelas normas ISO 9826:1992 e ASTM D1941:1991.

W pode variar de 25 mm a 15 m, permitindo medir caudais de 1 a 300 000 m³/h. As dimensões do canal Parshall para caudais entre 5 a 130 m³/h ($1,4 \times 10^{-3}$ a $3,6 \times 10^{-3}$ m³/s) são apresentadas no Quadro II.2 do Anexo II (Davis, 2010).

5.2.3. Medidor de caudal eletromagnético

O medidor eletromagnético (Figura 5.3) é utilizado para medir caudais em escoamento sob pressão. Este tipo de medidor baseia-se na lei da indução eletromagnética (lei de Faraday), ou seja, a corrente elétrica induzida pelo escoamento do fluido perpendicularmente a um campo magnético é proporcional ao caudal.

O medidor eletromagnético é constituído por um elemento primário (tubo de secção circular) que é instalado na tubagem e um conversor de sinal. O tubo não deve ser composto por material ferromagnético, pois dessa forma interferiria com o campo magnético que o atravessa. Os materiais mais utilizados são os seguintes: aço inoxidável, PVC, alumínio, bronze e latão.

A precisão dos medidores eletromagnéticos depende da sua instalação entre secções retas de tubagem.

As condições para que um medidor eletromagnético funcione adequadamente são determinadas pelas características do fluido:

- gradientes de temperatura de utilização – evitar variações repentinas de temperatura superiores a 50 °C;
- pressão – a gama de pressão depende do diâmetro do medidor e diminui com este;
- condutividade do fluido – é exigido um valor mínimo;
- densidade do fluido – não interfere com a medição de caudal;
- viscosidade do fluido – pode ser aplicado com qualquer regime de escoamento, laminar ou turbulento, fluidos newtonianos³⁴ ou não newtonianos³⁵.

É ainda necessário ter em atenção as características dos medidores, nomeadamente a gama de medida, a precisão e a perda de carga. O fornecedor de equipamento deve ser consultado para indicar as condições de funcionamento.

O medidor eletromagnético apresenta as seguintes vantagens:

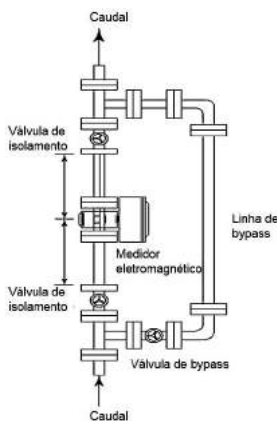
- mede o caudal quando o fluido circula em qualquer dos sentidos no interior da tubagem;
- aplicável em casos em que o caudal varia dentro de amplo intervalo de valores;
- praticamente não introduz perda de carga no escoamento;
- boa exatidão³⁶.

³⁴ Num fluido newtoniano a viscosidade permanece constante, indendentemente da tensão de corte aplicada a uma dada temperatura.

³⁵ A viscosidade de um fluido não newtoniano a uma dada temperatura varia com a tensão aplicada.

³⁶ A exatidão de uma medição indica quão próximo o valor medido está do valor real.

Figura 5.3 Medidor eletromagnético em escoamento sob pressão



(Adaptada de Davis, 2010)

No entanto, também apresenta algumas desvantagens:

- não permite a medição de caudal em fluidos de baixa condutividade, sendo necessário condutividade superior a 1 mS/cm (Adams *et al.*, 1999);
- dificuldade de medição do caudal para baixa velocidade de escoamento;
- os elétrodos do medidor devem estar instalados no plano horizontal.

No caso da aplicação dos medidores eletromagnéticos às AR e às lamas deve-se prevenir a acumulação de lamas e gorduras, o que é conseguido através de lavagem com água ou pela aplicação de elétrodos que permitam a autolimpeza, por meio de ondas ultrassônicas de alta frequência ou de calor (Metcalf & Eddy, 1991).

5.3. Exercícios

Exercício 5.3.1 – Determinação das dimensões do canal Parshall

Dimensionar um canal Parshall, especificando a largura da garganta e estimando a profundidade máxima da caleira, para medição de caudal de AR em escoamento em superfície livre.

Considerar as seguintes condições: caudal afluyente variando entre 0,056 a 1,25 m³/s, 0,5 m de rebordo livre acima do nível do líquido.

Resolução

Para a gama de caudais $Q_{\min} = 0,056 \text{ m}^3/\text{s}$ e $Q_{\text{pta}} = 1,25 \text{ m}^3/\text{s}$ seleciona-se do Quadro II.2 do Anexo II a gama de caudais 0,028 a 1,417 m^3/s , em que se insere o dado do exercício, a que corresponde a largura da garganta $W = 0,91 \text{ m}$.

A profundidade máxima da caleira é determinada pela expressão 5.1. Os valores de K e u são retirados do Quadro II.1 do Anexo II, considerando que a gama de caudais é 0,0176 a 1,427 m^3/s ($K = 2,184$ e $u = 1,566$).

$$Q = K H_a^u \quad (5.1)$$

$$H_a = \left(\frac{Q_{\text{pta}}}{K} \right)^{1/u} = \left(\frac{1,25 \text{ m}^3/\text{s}}{2,184} \right)^{1/1,566} = 0,70 \text{ m}$$

A profundidade total da caleira é obtida por $0,70 + 0,5 = 1,2 \text{ m}$

Resposta: Profundidade total da caleira = 1,2 m.

Exercício 5.3.2 – Determinação da altura máxima de líquido a jusante no canal Parshall

Utilizando os dados do exercício 5.3.1 determinar a altura máxima de líquido a jusante (h'), para que não ocorra transbordo.

Resolução

Para a mesma gama de caudais considerada no exercício 5.3.1 na escolha de K e u , verifica-se que os limites para a altura do líquido a montante (h) são 0,046 a 0,76 m e a razão h'/h de 0,70 m. Considerando $h = 0,70 \text{ m}$ então $h' = 0,49 \text{ m}$.

Resposta: A altura máxima de líquido a jusante = 0,5 m.

GRADAGEM E TAMISAÇÃO

6.1. Objetivo

A gradagem tem como objetivo a remoção de sólidos em suspensão e flutuantes de grande dimensão, tais como trapos, panos, plásticos, pedaços de madeira, latas, a fim de proteger os equipamentos a jusante, designadamente bombas, válvulas, tubagens, arejadores, entre outros, assim contribuindo para aumentar a eficiência dos processos de tratamento a jusante.

A remoção de sólidos de menor dimensão é conhecida como **tamisação**.

Geralmente a gradagem é a primeira operação da fileira de tratamento, incluindo-se no tratamento preliminar, podendo a tamisação ser aplicada a diversos níveis de tratamento de AR (Metcalf & Eddy, 2003 e Ondeo Degrémont, 2007), desde o preliminar ao tratamento de afinação e ainda no circuito de tratamento de lamas.

6.2. Mecanismos da remoção de sólidos por gradagem

A remoção dos sólidos flutuantes e em suspensão na gradagem e na tamisação é conseguida pela retenção dos sólidos de tamanho superior ao do espaçamento entre barras ou da abertura da malha de telas perfuradas.

O material retido nas grades e tamisadores deve ser removido com uma frequência adequada, de modo a não impedir a passagem do líquido, provocando a subida do nível da água a montante e o aumento da perda de carga do sistema, com o risco de, no limite, provocar o transbordo das AR e inundação do recinto com águas contaminadas.

A remoção dos sólidos retidos nas grades (gradados) é feita manual ou mecanicamente, com um ancinho ou pente, cujos dentes deslizam entre as barras e recolhem os detritos para um tabuleiro perfurado, que permite a escorrência da água, que por ser muito poluída, se faz entrar na linha de tratamento.

A remoção dos sólidos retidos nos tamisadores (tamisados) é feita com o auxílio de jatos de água, que soltam os tamisados das aberturas do tamisador.

6.3. Tipologia de grades e de tamisadores

As grades são formadas por barras paralelas, de secção paralelepípedica, cilíndrica ou mista, igualmente espaçadas, inseridas verticalmente ou inclinadas num canal, onde são atravessadas pela AR, retendo os sólidos de dimensão superior ao espaçamento entre barras.

A gradagem é classificada segundo dois critérios: pelo espaçamento entre barras das grades e pelo sistema de limpeza.

A classificação pelo espaçamento entre barras varia consoante os autores. No presente trabalho optou-se pela classificação apresentada no Quadro 6.1, que também refere a utilização mais usual para cada tipo de grades.

Quadro 6.1 Classificação das grades

Classificação	Espaçamento entre barras	Utilização típica
Grossas	40 – 150 mm	Para prevenir a entrada em sistemas de tratamento de troncos, e outros detritos de grandes dimensões. Utilizadas antes das grades médias nas ETAR e antes das estações de bombagem.
Médias	6 – 75 mm	Para remover sólidos grandes, trapos e outros detritos. Frequentemente utilizadas em ETAR.
Finas	1,5 – 6 mm	Para remover sólidos de pequena dimensão. Tipicamente, são colocadas a seguir a grades médias.
Muito finas	0,25 – 1,5 mm	Para remover SS a um nível idêntico ao tratamento primário. Geralmente são colocadas depois das grades médias e/ou finas.
Micro grades	1 μ m – 0,3 mm	Aplicadas em conjunto com grades finas para afinação do efluente.

(Adaptado de Davis, 2010)

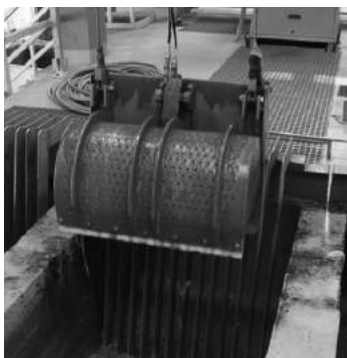
Alguns autores incluem as grades finas, muito finas e micro grades na categoria de tamisadores e microtamisadores.

Quanto ao sistema de limpeza, as grades podem ser classificadas como grades de limpeza manual (Figura 6.1) ou de limpeza mecânica (Figura 6.2).

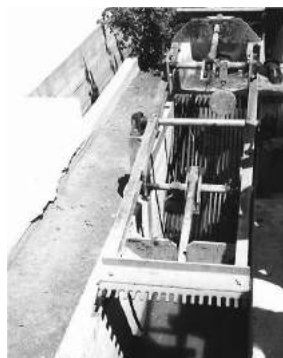
Figura 6.1 Grades de limpeza manual



Figura 6.2 Grades de limpeza mecânica: a) suspensa por cabos e b) braço rotativo



a)



b)

As grades de limpeza manual são geralmente colocadas inclinadas a 60 a 80 ° com a horizontal (Ondeo Degrémont, 2007), de modo a facilitar a operação de limpeza. Este tipo de grades exige pouca manutenção, mas obriga a limpezas frequentes, sendo geralmente utilizadas em ETAR de pequena dimensão e em canais de recurso.

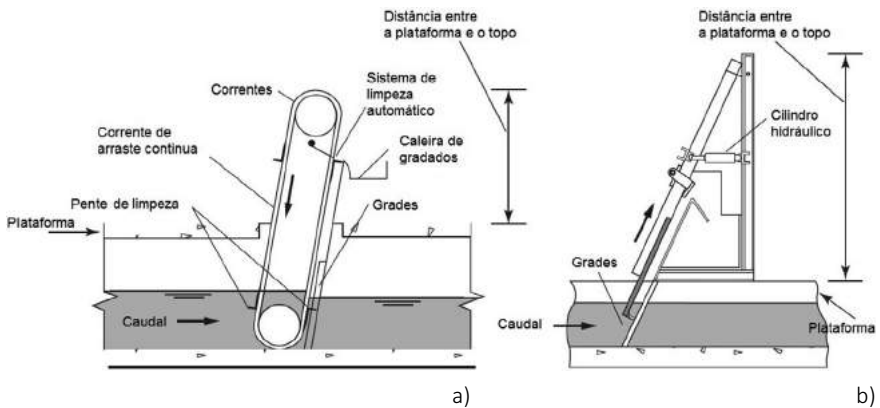
As grades de limpeza mecânica são utilizadas em ETAR de maior dimensão e praticamente em todas as novas ETAR, sendo essenciais para caudais gran-

des ou em AR com elevado teor de sólidos. As grades de limpeza mecânica exigem menos mão-de-obra, com a vantagem de induzirem melhoria das condições de escoamento e de remoção de sólidos, o que reduz a libertação de odores desagradáveis.

Atualmente existem muitos tipos de grades com limpeza mecânica, nomeadamente grades com sistemas de limpeza acionados por correntes ou por cabos, com limpeza pela frente ou por detrás das grades, grades com sistema de limpeza de funcionamento alternado, grades com pentes de limpeza suspensos por correntes e grades com limpeza contínua. Existem ainda as grades circulares de limpeza rotativa e as grades com prensagem integrada de gradados.

Na Figura 6.3 são apresentados dispositivos de limpeza mecânica pela frente e alternado.

Figura 6.3 Grades com limpeza mecânica: a) frontal – retorno frontal e b) de funcionamento alternado



(Adaptada de Metcalf & Eddy, 2003)

O Quadro 6.2 compara as vantagens e desvantagens dos diversos sistemas de limpeza mecânica das grades.

Quadro 6.2 Vantagens e desvantagens dos diversos sistemas de limpeza das grades

Tipo de limpeza mecânica	Vantagens	Desvantagens
<i>Acionada por correntes ou por cabos</i>		
Limpeza frontal – retorno ³⁷ frontal	Múltiplos pentes de limpeza (ciclo de limpeza curtos). Retêm os resíduos capturados de forma mais eficiente, por minimizar a trajetória de transporte.	Unidade com peças amovíveis submersas, sujeitas a obstrução ou encravamento por areias e trapos, que requer o esvaziamento do canal da grade para manutenção.
Limpeza frontal – retorno por detrás	Ciclos de limpeza curtos. Utilizadas em AR com elevado conteúdo de sólidos grosseiros.	Unidade com peças amovíveis submersas, que requer o esvaziamento do canal da grade para manutenção. Menor eficiência de remoção de gradados devido à possibilidade de retorno dos gradados para o escoamento.
Limpeza por detrás – retorno por detrás	Ciclos de limpeza curtos. O pente e o equipamento acessório estão protegidos de serem danificados por objetos pesados e de grandes dimensões pelas grades. Afasta os sólidos das grades, evitando que os mesmos sejam comprimidos e encravados contra as grades.	Unidade com peças amovíveis submersas que requer o esvaziamento do canal da grade para manutenção. Os longos dentes do pente de limpeza são mais suscetíveis de dobrar quando inseridos através das barras das grades do que os dentes dos sistemas de limpeza pela frente.

(continua)

³⁷ Retorno do ancinho ou pente de limpeza.

Tipo de limpeza mecânica	Vantagens	Desvantagens
<i>Limpeza de funcionamento alternado</i>	<p>Unidade sem peças amovíveis submersas, em que a manutenção e a reparação são realizadas acima do nível de água.</p> <p>Tem capacidade para reter objetos de grandes dimensões (tijolos ou pneus).</p> <p>Descarga eficiente dos gradados.</p> <p>Custos de O&M relativamente baixos.</p> <p>A construção em aço inox reduz a corrosão.</p> <p>Capacidade para caudais elevados.</p>	<p>O aumento do nível de água no canal pode submergir o motor, danificando-o.</p> <p>Requer mais espaço de topo.</p> <p>Ciclos de operação longos, logo limitada capacidade de gradagem.</p> <p>A acumulação de areias na parte frontal das grades pode impedir o movimento do sistema de limpeza.</p> <p>Investimento inicial elevado face à construção em aço inox.</p>
<i>Pentes de limpeza suspensos por correntes</i>	<p>A maior parte da manutenção é realizada acima do nível de água.</p> <p>O espaço de topo ocupado é relativamente baixo.</p> <p>Múltiplos pentes de limpeza (ciclo de limpeza curtos).</p> <p>Tem capacidade para reter objetos de grandes dimensões.</p>	<p>As correntes são pesadas e difíceis de operar.</p> <p>A grade ocupa uma grande superfície devido ao ângulo de inclinação (45 a 75 °).</p> <p>Quando os ancinhos de limpeza encravam pode ocorrer o desalinamento e empenamento das grades.</p> <p>Podem ocorrer a libertação de odores, por ser um sistema aberto.</p>
<i>Limpeza contínua</i>	<p>A maior parte da manutenção é realizada acima do nível de água.</p> <p>Entupimento difícil.</p>	<p>A manutenção ou substituição de peças do sistema de grades é uma operação demorada e dispendiosa.</p>

(Adaptado de Metcalf & Eddy, 2003)

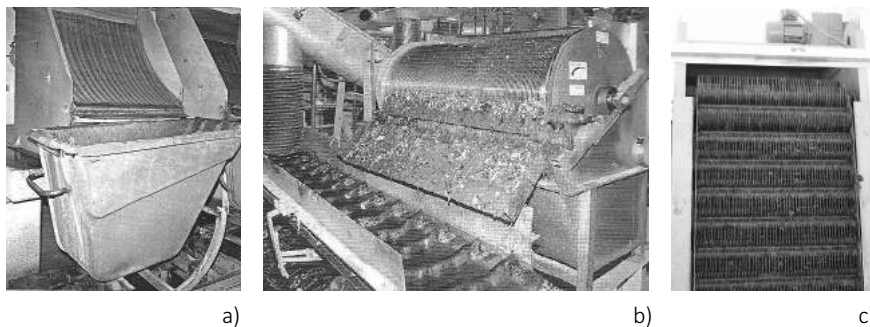
Na **tamisação** são removidos sólidos de pequena dimensão, que ficam retidos quando as AR atravessam superfícies com aberturas quadradas, poligonais ou com outras formas, praticadas em bandas móveis, discos ou tambores rotativos.

A tamisação é classificada em microtamisação (abertura da malha < 0,5 mm) e macrotamisação (abertura da malha entre 0,2 e 6 mm) (Metcalf & Eddy, 2003).

Os tamisadores podem ser fixos (ou estáticos), de tambor rotativo (ou *drum screen*) e de barras que sobem por passos (ou *step screen*), representados na Figura 6.4 a), b) e c), respetivamente.

Os tamisadores fixos têm geralmente aberturas de 0,2 a 1,2 mm, sendo constituídos por pequenas barras de aço inox em forma de cunha. Este tipo de tamisadores é aplicado em ETAR de pequena dimensão ou em instalações industriais (Metcalf & Eddy, 2014).

Figura 6.4 Tamisadores: a) fixos; b) de tambor rotativo e c) do tipo “step screen”



(a) e b) adaptadas de Metcalf & Eddy, 2003)

Os tamisadores de tambor rotativo são constituídos por um cilindro, que gira num canal de escoamento das AR. Existem várias formas de funcionamento deste tipo de tamisador: a entrada do afluente pode ser simples ou dupla e o sentido do escoamento do fluido pode ser do interior do tambor para o exterior (com a recolha de tamisados no interior) ou em sentido oposto (recolha de tamisados no exterior). Esta última situação só deve ser utilizada para caudais baixos (Metcalf & Eddy, 2014). Este tipo de tamisa-

dor está disponível em diversas dimensões, com diâmetro de 0,6 a 3 m e comprimento de 1,2 a 4 m (Metcalf & Eddy, 2003 e Huber, 2010 e 2014).

Os tamisadores do tipo *step screen* são constituídos por uma série de conjuntos de duas placas, uma fixa e outra móvel, com barras verticais de espaçamento fino. Com o movimento vertical da placa móvel, os tamisados são transportados para o patamar seguinte e assim sucessivamente, até ao topo do tamisador, para posterior descarga na caixa de recolha (Figura 6.4 c)). Este tipo de tamisador tem geralmente aberturas de 3 a 6 mm, embora também existam com abertura inferior a 1 mm (Metcalf & Eddy, 2003).

6.4. Disposições construtivas

A operação de gradagem pode incluir mais do que uma grade, colocadas em série na mesma caleira, sendo a grade de jusante de menor espaçamento entre barras do que a grade de montante. Deste modo, é possível remover sólidos de diferentes dimensões com maior eficiência. Deve existir sempre uma grade que constitua reserva, instalada em caleira paralela, que assegura o *bypass* ao circuito principal, para funcionar quando a(s) grade(s) deste circuito se encontrar(em) fora de serviço, para manutenção ou reparação, conforme indicado na Figura 6.5. Frequentemente, opta-se por uma grade de limpeza manual para grade de reserva.

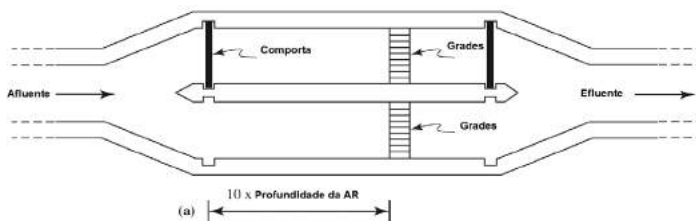
O canal deve ser suficientemente longo para que a velocidade de aproximação às grades seja uniforme. Por exemplo, no caso das grades grossas, o canal antes das grades deve ter o comprimento igual a 10 vezes a profundidade do nível do líquido (Figura 6.5).

A flexibilidade do circuito hidráulico é muito importante para a O&M da gradagem, pelo que deve ser possível isolar cada canal através de comportas, as quais devem ser de material leve e não corrosível, como por exemplo chapa de alumínio ou de PVC. A manufatura das calhas que guiam o movimento de levantar e baixar as comportas deve ser cuidada, a fim de ser assegurado o fácil deslizamento dessas comportas.

As grades e os tamisadores são geralmente feitos em material resistente à corrosão, nomeadamente em aço inox, plástico e pultrudido.

O fundo do canal deve ser nivelado ou ter uma inclinação para jusante das grades, sem formar reentrâncias onde possam ficar retidos sólidos.

Figura 6.5 Câmara de grades



(Adaptada de Davis, 2010)

Na construção de um sistema de gradagem deve ser considerada a localização do equipamento de remoção dos gradados, de modo a ser de fácil acesso e permitir a escorrência da água dos mesmos. Um tabuleiro de fundo perfurado, instalado transversalmente à caleira, constitui uma solução simples e eficiente para um sistema de grades de limpeza manual, como representado na Figura 6.6.

A configuração das grades de limpeza manual não deve obstaculizar a movimentação do ancinho de limpeza, nomeadamente com barras transversais de travamento das barras.

Figura 6.6 Cesto de recolha de gradados



Nas grades com limpeza mecânica deve ainda ser considerado suficiente espaço acima da plataforma para todo o sistema de limpeza (pente de limpeza e motor), dependente do tipo de grade e do fabricante.

6.5. Dimensionamento de sistemas de gradagem

6.5.1. Sistema de grades

O sistema de grades, também denominado câmara de grades, compõe-se de uma parte de construção civil – canal em betão ou alvenaria – onde é instalado o equipamento metálico – as grades.

O dimensionamento das grades consiste na definição de:

- espessura e da forma das barras;
- espaçamento entre as mesmas;
- ângulo com a vertical (ou a horizontal);
- altura do nível do líquido;
- determinação do número de barras.

O dimensionamento do canal consiste na determinação da sua largura, comprimento e altura, o que, naturalmente, depende da dimensão da grade.

O dimensionamento da secção transversal do canal deve ter em conta que velocidades de escoamento baixas, que ocorrem durante uma parte significativa do dia, provocam a deposição de matéria orgânica no canal a montante das grades e que as velocidades elevadas, que ocorrem nas horas de ponta, podem levar ao arrastamento do material gradado. Assim, devem ser verificadas boas condições de funcionamento para caudal médio no ano de arranque da instalação e no ano horizonte de projeto e também para as condições extremas de caudal (caudal de ponta no ano horizonte de projeto e caudal mínimo no ano de arranque), de acordo com os critérios de dimensionamento indicados no Quadro 6.3.

É também necessária a determinação do perfil hidráulico do sistema de grades, ou seja a determinação da perda de carga nas várias secções do sistema.

O dimensionamento inicia-se com a escolha da espessura das barras, do espaçamento entre as mesmas e do ângulo com a horizontal (soleira do canal), em função da dimensão dos sólidos que se pretende remover da AR, com base nos critérios apresentados no Quadro 6.3.

Quadro 6.3 Parâmetros típicos de dimensionamento de uma instalação de gradagem

Parâmetro	Limpeza manual	Limpeza mecânica
Dimensões das barras		
Largura (mm)	5 – 15	5 – 15
Profundidade (mm)	25 – 38	25 – 38
Espaçamento entre as barras (mm)	25 – 50	15 – 75
Inclinação com a horizontal (°)	45 – 60	60 – 90
Velocidade de aproximação		
máx. (m/s)	0,3 – 0,6	0,6 – 1,0
min. (m/s)		0,3 – 0,5
Velocidade de atravessamento para		
caudal de ponta (m/s)	< 1,0	< 1,0
caudal médio (m/s)	0,6	0,6
Perda de carga (mm)	150	150 – 600

(Adaptado de Metcalf & Eddy, 2003)

Numa primeira aproximação, o valor da área útil da grade aberta ao escoamento (A) é calculado pela expressão 6.1, devendo depois este valor ser aferido para o número inteiro de barras.

$$A = \frac{Q}{v} \quad (6.1)$$

Em que:

A – área útil aberta ao escoamento da grade;

Q – caudal de ponta;

v – velocidade de atravessamento máxima.

A área total (S) da grade – área das barras e dos espaçamentos entre elas – calcula-se pela expressão 6.2.

$$S = \frac{A C}{\epsilon} \quad (6.2)$$

Em que:

C – coeficiente de colmatação;

ϵ – coeficiente de eficiência ou porosidade da grade.

O coeficiente de colmatação (C) representa a fração da área da grade que, em média, está obstruída por sólidos gradados. Geralmente, não é conveniente operar com colmatação superior a 30 %, a que corresponde um coeficiente de colmatação de $C = 1,30$.

O coeficiente de eficiência ou porosidade (ϵ) é determinado pela expressão 6.3.

$$\epsilon = \frac{a}{a + t} \quad (6.3)$$

Em que:

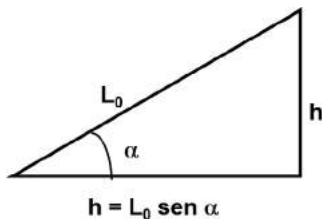
a – espaço livre entre barras consecutivas;

t – espessura das barras.

Considerando a instalação de uma grade inclinada, formando com a horizontal um ângulo (α), o comprimento molhado da grade (L_0) na Figura 6.7, é determinada pela expressão 6.4.

$$L_0 = \frac{h}{\text{sen } \alpha} \quad (6.4)$$

Figura 6.7 Relação entre o comprimento molhado da grade (L_0) e o nível de água no canal (h)



A largura do canal (L) é determinada a partir da área da grade (S) dividida por L_0 , conforme a expressão 6.5.

$$L = \frac{Q C (a + t) \text{ sen } \alpha}{v a h} \quad (6.5)$$

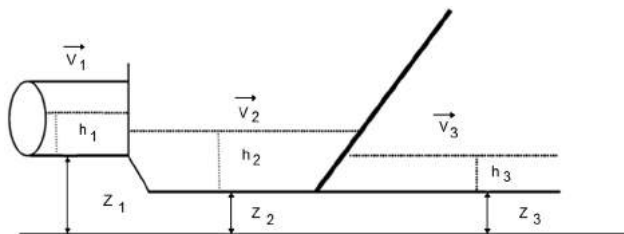
Se se considerar que existem (n) barras e ($n-1$) espaçamentos entre barras o número de barras (n) é determinado pela expressão 6.6.

$$n = \frac{L + a}{t + a} \quad (6.6)$$

Após a determinação do número de barras (tem que ser um número inteiro) devem ser recalculadas a largura do canal L e a área total da grade (S) e efetuadas as verificações das condições de funcionamento (velocidades de aproximação e atravessamento das grades) para caudais médio, mínimo e máximo, no ano de arranque e no ano horizonte de projeto. Também é importante determinar a perda de carga para as condições referidas e o nível real da água nas diversas secções do sistema de grades: Z_1 – a montante da câmara de grades; Z_2 – na câmara de grades, a montante da grade; Z_3 – na câmara de grades, a jusante da grade. Para tal aplica-se a equação da conservação de energia³⁸, de acordo com a expressão 6.7, obtendo-se o perfil hidráulico do sistema de grades, representado na Figura 6.8.

³⁸ A energia de um fluido ideal (sem viscosidade nem atrito) em circulação numa conduta fechada, permanece constante ao longo de seu percurso.

Figura 6.8 Perfil hidráulico de um sistema de grades



A conservação da energia é traduzida pela expressão 6.7.

$$Z_1 + h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_L \quad (6.7)$$

Em que:

Z_1, Z_2 – altura acima do plano de referência (m);

h_1, h_2 – nível do líquido nas secções 1 e 2 (m);

v_1, v_2 – velocidade nas secções 1 e 2 (m/s);

h_L – perda de carga na grade (m);

g – aceleração da gravidade (9,81 m/s²).

A perda de carga (h_L) através de uma grade limpa ou parcialmente colmatada é calculada pela expressão 6.8, sendo função da velocidade de aproximação (v_b) e da velocidade de atravessamento (v_a).

$$h_L = k_e \left(\frac{v_a^2 - v_b^2}{2g} \right) \quad (6.8)$$

Em que:

h_L – perda de carga;

k_e – coeficiente de perda de carga (tipicamente 1,43 para um estreitamento e 0,3 para um alargamento);

v_a – velocidade de atravessamento;

v_b – velocidade de aproximação;

g – aceleração da gravidade (9,81 m/s²).

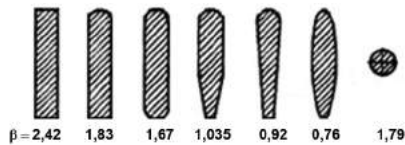
Outra forma de determinar a perda de carga através de grades limpas, tendo em conta a forma (Figura 6.9), a dimensão e a inclinação das barras é a utilização da fórmula de Kirschmer (expressão 6.9).

$$h_L = \beta \left(\frac{\omega}{b} \right) 1,33 h \sin \Phi \quad (6.9)$$

Em que:

- h_L – perda de carga (ft);
- β – fator de forma da barra (Figura 6.9);
- ω – largura máxima das barras face ao escoamento (ft);
- b – afastamento mínimo entre as barras (ft);
- h – altura cinética do escoamento a montante das grades (ft);
- ϕ – ângulo da grade com a horizontal.

Figura 6.9 Fatores de forma de barras de grades



(Adaptada de Negulescu, 1985)

6.5.2. Tamisadores

No dimensionamento dos tamisadores devem ser considerados os seguintes aspectos:

- o tipo de tamisador;
- o tipo de sólidos a remover, que depende do nível de tratamento onde a tamisação é aplicada (tratamento preliminar, tratamento de afinação ou tratamento de lamas);
- o caudal afluyente – caudal médio no ano de arranque da instalação e no ano horizonte de projeto e também as condições extremas de caudal (caudal de ponta e caudal mínimo).

As dimensões do tamisador são geralmente obtidas pela consulta de catálogos.

Algumas pequenas ETAR (com caudal de dimensionamento inferior a $0,13 \text{ m}^3/\text{s}$) recorrem a microtamisação e dispensam a decantação primária.

No Quadro 6.4 indica-se a percentagem de remoção de CBO_5 e SST suscetível de ser conseguida nestes casos.

Quadro 6.4 Eficiência da tamisação

Tipo de tamisador	Abertura (mm)	Remoção (%)	
		CBO_5	SST
Fixo	1,6	5 – 20	5 – 30
Tambor rotativo	0,25	25 – 50	25 – 45

(Adaptado de Metcalf & Eddy, 2003)

Os tamisadores fixos são adequados para carga hidráulica variando de 400 a 1 200 L/(m².min), com uma perda de carga de 1,2 a 4 m.

Os tamisadores de tambor rotativo são utilizados para caudais de 0,03 a 0,8 m³/s, dependendo da alimentação ser efetuada pelo interior ou exterior.

A perda de carga na utilização dos tamisadores depende dos seguintes fatores: dimensão e quantidade dos sólidos das ARU, dimensão das aberturas da superfície de tamisação e do método de limpeza (Metcalf & Eddy, 2003). Geralmente, a perda de carga através de um tamisador é determinada pela consulta de catálogos ou pela expressão 6.10.

$$h_L = \frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{CA} \right)^2 \quad (6.10)$$

Em que:

h_L – perda de carga (m);

C – coeficiente de descarga (0,6 para tamisador limpo);

Q – caudal (m³/s);

A – área das aberturas (m²);

g – aceleração da gravidade (9,81 m/s²).

Os parâmetros C e A devem ser obtidos pelos catálogos ou determinados experimentalmente.

6.6. Requisitos de O&M

6.6.1. Princípios gerais de O&M de instalações de gradagem e de tamisação

As tarefas de O&M devem ser efetuadas a todo o equipamento da instalação de gradagem, de modo a garantir o bom estado da mesma e o adequado funcionamento da operação de gradagem/tamisação.

A limpeza manual de um sistema de gradagem deve ser efetuada no mínimo uma vez por turno, com o auxílio de um ancinho (ou pente), cujos dentes tenham o afastamento adaptado ao espaçamento das barras e recolham eficientemente todos os gradados (Spellman, 2003).

A limpeza mecânica das grades pode ser acionada por um temporizador, programado com ciclos de aproximadamente 15 minutos (Metcalf & Eddy, 2003) e com uma frequência controlada de 1 min a 1 h. A frequência das limpezas deve ser ajustada às condições de funcionamento específicas da ETAR, designadamente no que se refere ao regime de afluência de caudal.

O sistema de limpeza mecânica pode ainda ser acionado por uma variável de controlo, geralmente a perda de carga devida à obstrução provocada pelos sólidos retidos na grade (traduzida pela subida do nível do líquido a montante da grade). Existem diversas formas de medir o nível da água, como por exemplo os sensores sónicos e os sensores de bolhas, que têm sido amplamente utilizados.

A limpeza dos tamisadores deve ser realizada com uma frequência que permita a remoção de sólidos e gorduras que ficam retidos. Os diferentes tipos de tamisadores têm um sistema de limpeza hidráulico ou mecânico (Ondeo Degrémont, 2007).

Nos tamisadores fixos a limpeza é, geralmente, realizada uma a duas vezes por dia, com água quente a pressão elevada, vapor ou com um detergente desengordurador, por forma a remover a gordura acumulada.

Nos tamisadores do tipo *step screen* a limpeza de cada patamar é assegurada pelo formato circular das placas móveis.

O recinto em volta das grades e dos tamisadores deve ser limpo com frequência, de modo a prevenir a acumulação de gorduras ou outras matérias que possam causar piso escorregadio, odores, aparecimento de insetos ou roedores.

Toda a parte móvel do sistema e a parte elétrica das grades mecânicas e dos tamisadores devem ser lubrificadas e mantidas em condições adequadas, tendo em conta o manual de O&M do fornecedor. Também o estado de corrosão das grades e dos tamisadores deve ser controlado, protegendo todos os pontos de corrosão. Os problemas operativos dos sistemas de gradagem/tamisação surgem ao nível do equipamento, das condições sanitárias para os operadores e das condições de escoamento.

No Quadro 6.5 indicam-se os problemas que ocorrem mais frequentemente no decurso da operação de instalações de gradagem/tamisação e algumas soluções para os mesmos.

Quadro 6.5 Problemas de operação mais frequentes nos sistemas de gradagem/tamisação

Problema	Causa possível	Solução
Cheiros desagradáveis, moscas e outros insetos	Acumulação de detritos.	Aumentar a frequência de limpeza das grades/tamisador. Depositar os gradados no contentor adequado.
Excesso de areias na câmara de grades/tamisador	Irregularidades do fundo do canal. Velocidade de escoamento muito baixa.	Eliminar irregularidades e/ou corrigir a inclinação da soleira. Aumentar se possível a velocidade de escoamento e lavar a câmara com descargas sistemáticas de mangueira de alta pressão.
Colmatação excessiva das grades/tamisador	Frequência de limpeza inadequada. Quantidade invulgar de detritos.	Aumentar a frequência de limpeza das grades/tamisador. Pode ser necessário introduzir uma grade com um espaçamento maior a montante.
Paragem do sistema de limpeza	Mecanismo encravado. Correntes ou cabos partidos. Avaria nos circuitos elétricos. Avaria no motor.	Remover possíveis obstruções. Substituir cabos ou correntes. Reparar os circuitos. Reparar ou substituir o motor.

(Adaptado de Spellman, 2003)

A área de gradagem/tamisação é o primeiro local em que o operador está exposto à AR. Qualquer substância tóxica, inflamável ou explosiva presente na AR pode ser libertada. A área envolvente pode ser escorregadia, devido à presença de gorduras ou de outras matérias. Tendo em conta estes dois factos, os operadores que frequentam estes locais devem estar equipados com equipamentos de proteção individual (EPI) adequados e o local deve ser devidamente ventilado e limpo (Spellman, 2003).

6.6.2. Gradados e tamisados

Na gradagem são removidos os gradados, resíduos que incluem: pedras, ramos, folhas, papel, raízes, plásticos, trapos e alguma matéria orgânica. A acumulação de óleos e gorduras pode transformar-se num problema grave de colmatação do equipamento, especialmente em climas frios (Metcalf & Eddy, 2003).

Os resíduos removidos na tamisação, denominados tamisados, apresentam uma composição variada, consoante o nível de tratamento onde a operação é aplicada: sólidos de pequena dimensão, sólidos em suspensão e matéria orgânica. Tanto os gradados como os tamisados contêm também matéria putrescível, incluindo material fecal, que provoca odores desagradáveis, e por isso, devem ser manuseados de forma adequada e encaminhados para destino final apropriado (Metcalf & Eddy, 2003).

A quantidade de resíduos recolhidos depende dos seguintes fatores:

- tipo de sistema de gradagem ou de tamisação;
- largura do espaçamento livre entre barras do sistema de gradagem ou abertura da malha dos tamisadores;
- tipo de sistema de drenagem;
- hábitos dos utentes.

A melhor forma de prever a quantidade de resíduos é recorrer ao historial existente. No entanto, existem algumas indicações disponíveis na literatura, que se apresentam nos Quadros 6.6 e 6.7.

Quadro 6.6 Volumes e características de gradados

Parâmetro	Gama	Notas	
<i>Sistema de drenagem separativo</i>			
Volume de resíduos ($\text{m}^3/10^6 \text{ m}^3$)	3,5 – 35	Função do espaçamento entre grades e das características do sistema de drenagem.	
Fator de ponta (caudal horário)	1:1 – 5:1		
<i>Sistema de drenagem unitário</i>			
Volume de resíduos ($\text{m}^3/10^6 \text{ m}^3$)	3,5 – 84		
Fator de ponta (caudal horário)	2:1 a > 20:1		
Teor de ST (%)	10 – 20		
Massa volúmica (kg/m^3)	640 – 1 100		
Teor de SV (%)	70 – 95		

(Adaptado de Davis, 2010)

De acordo com EPA (1995) o volume diário de gradados recolhidos é de cerca de 0,01 a 0,03 $\text{m}^3/1\ 000 \text{ e.p.}$ por dia, com uma massa volúmica de 600 a 950 kg/m^3 e um grau de humidade entre 75 a 90 %.

Quadro 6.7 Volumes e características de tamisados

Parâmetro	Operação	
	Gradagem fina	Tamisação por tambor rotativo*
Aberturas (mm)	12,5	6,25
Teor de ST (%)	10 – 20	10 – 20
Massa volúmica (kg/m^3)	900 – 1 100	900 – 1 100
Volume de resíduos retidos ($\text{L}/1\ 000 \text{ m}^3$)		
Intervalo	44 – 110	30 – 60
Típico	75	45

* Após gradagem grossa.

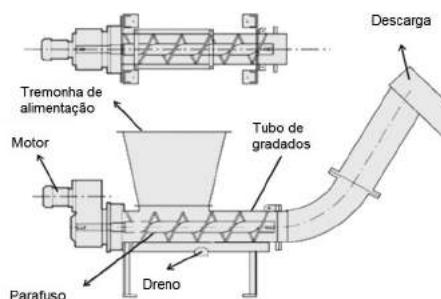
(Adaptado de Metcalf & Eddy, 2003)

Nos sistemas de limpeza manual os gradados são recolhidos em caixas com drenos. No entanto, estas caixas com drenos não permitem uma secagem eficaz, verificando-se um elevado conteúdo em água desses resíduos, o que aumenta os custos de transporte e destino final. Depois de drenados, os gradados/tamisados devem ser recolhidos em contentores adaptados e dimensionados para o efeito, colocados junto da instalação de gradagem/tamisação.

Tipicamente, os gradados/tamisados recolhidos em instalações de limpeza mecânica são descarregados em tapetes rolantes, em sistemas transportadores hidráulicos ou sistemas de injetor pneumático, após o que são compactados mecanicamente, para redução do teor de água, a qual é enviada para a linha de tratamento.

Os compactadores (Figura 6.10) permitem reduzir o teor de água dos gradados/tamisados até 50 % e o volume até 75 % (Metcalf & Eddy, 2003).

Figura 6.10 Compactador de gradados/tamisados



(Adaptada de Metcalf & Eddy, 2003)

O destino final dos gradados/tamisados consiste geralmente numa das seguintes opções:

- deposição em aterro – no local da estação de tratamento (pequenas ETAR apenas) ou em aterro dedicado e/ou em conjunto com os resíduos urbanos (RU);
- incineração isolada ou combinada com lamas e areias (grandes ETAR apenas);
- e descarga para trituradores, desintegradores ou moinhos, onde são triturados/moídos e devolvidos às AR (Metcalf & Eddy, 2003 e Mara, 2004).

Em Portugal o destino final dos gradados/tamisados continua a ser predominantemente o aterro. No entanto, a legislação de gestão de resíduos (Decreto-Lei n.º 73/2011, de 17 de Junho) obriga a respeitar a seguinte ordem de prioridades: prevenir e reduzir a produção de resíduos, reutilizar, reciclar, ou outro tipo de valorização, tal como a energética e a agrícola. Atualmente a deposição em aterro é considerada a última das hipóteses em termos de gestão de resíduos, e apenas deve ser aplicada quando não existe alternativa viável de valorização. Deste modo, a diminuição da quantidade de gradados/tamisados produzidos (através de campanhas de sensibilização da população para não colocar resíduos sólidos nas AR) e a sua valorização, contribui para atingir as metas comunitárias estabelecidas no âmbito da diminuição de resíduos depositados em aterro e do aumento da quantidade de resíduos valorizados.

6.7. Exercícios

Exercício 6.7.1 – Determinação das dimensões de uma instalação de gradagem

Dimensionar dois canais de grades para uma ETAR com as condições apresentadas no Quadro 6.7.1.

Quadro 6.7.1 Condições de afluência à ETAR para ano 0 e hp

Ano	População (hab)	$Q_{méd}$ (m ³ /s)	Q_{pta} (m ³ /s)
0	50 000	0,104	0,208
hp	59 600	0,140	0,278

As grades selecionadas são médias, com limpeza mecânica com as seguintes dimensões: espessura (t) de 10 mm, espaçamento entre barras (a) de 25 mm e ângulo de inclinação com a horizontal (α) de 75 °. Considerar que o nível do líquido no canal é 0,250 m.

- Determinar o número de barras do sistema de gradagem.
- Determinar as alturas do nível no líquido nas diversas secções do canal e respetivas velocidades, utilizando a equação de conservação de energia.

Resolução

a) Cálculo do número barras

O dimensionamento é realizado para caudal de ponta no horizonte do projeto. Do Quadro 6.3 verifica-se que a velocidade de atravessamento para caudal de ponta deve ser < 1 m/s, assumindo-se que esta velocidade será de 0,9 m/s.

A área útil é determinada pela expressão 6.1.

$$A = \frac{Q_{pta}}{V_{pta}} \quad (6.1)$$

$$A = \frac{0,278}{0,9} = 0,309 \text{ m}^2$$

A área total da grade é calculada pelas expressões 6.2 e 6.3 e considerando $C = 1$ (colmatação zero).

$$S = A \times \frac{(a + t)}{a} = 0,309 \text{ m}^2 \times \frac{(25 + 10)}{25} = 0,4326 \text{ m}^2$$

O comprimento molhado da grade (L_0) é determinada pela expressão 6.4.

$$L_0 = \frac{h}{\text{sen } \alpha} \quad (6.4)$$

$$L_0 = \frac{0,250}{\text{sen } 75^\circ} = 0,2588 \text{ m}$$

A largura do canal (L) é calculada por:

$$L = \frac{S}{L_0} = \frac{0,4326}{0,2588} = 1,672 \text{ m}$$

O número de barras (n) é obtido pela expressão 6.6.

$$n = \frac{L + a}{t + a} \quad (6.6)$$

$$n = \frac{1,672 + 0,025}{0,010 + 0,025} = 48,5 \text{ barras}$$

Resposta:

A grade deve ter 49 barras, pois o valor de n deve ser um número inteiro.

Posteriormente é necessário recalculer a largura do canal (L_2) e verificar as velocidades de aproximação e atravessamento das grades para caudal médio e nas condições extremas (caudais mínimo e máximo) no ano 0 e hp. Deste modo a L_2 é calculada por:

$$L_2 = n t + (n-1) a = 49 \times 0,010 + 48 \times 0,025 = 1,69 \text{ m}$$

b) Cálculo das alturas do nível no líquido nas diversas secções do canal e respectivas velocidades.

O nível do líquido no canal a montante da grade (h_2), conforme representado na Figura 6.8, é calculado pela equação da conservação da energia (expressão 6.7). Posteriormente determina-se a velocidade de aproximação à grade (v_2).

$$Z_1 + h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_L$$

A perda de carga é determinada pela expressão 6.8.

$$h_L = k_e \left(\frac{v_a^2 - v_b^2}{2g} \right) \quad (6.8)$$

A aplicação da equação da conservação de energia presume as seguintes condições:

1. O fundo do canal de grades é horizontal;
2. O plano de referência é a soleira do canal de grades ($Z_2 = 0$);
3. O rebaixamento da soleira do canal de grade em relação ao fundo do coletor é de 0,08 m;
4. $k_e = 0,3$ (alargamento) e 1,43 (estreitamento).

Considerar ainda as seguintes condições para a tubagem de alimentação do canal de grades:

- diâmetro da tubagem = 0,575 m;
- velocidade de escoamento na tubagem para caudal de ponta = 0,80 m/s;
- nível do líquido na tubagem para caudal máximo = 0,25 m.

Substituindo os valores na equação da conservação de energia (expressão 6.7) para as secções 1 e 2 obtém-se um valor de h_2 pela expressão seguinte:

$$0,08 + 0,25 + \frac{0,80^2}{2 \times 9,81} = 0 + h_2 + \frac{\left(\frac{0,278}{1,69 h_2}\right)^2}{2 \times 9,81} + 0,3 \left[\frac{0,80^2}{2 \times 9,81} - \frac{\left(\frac{0,278}{1,69 h_2}\right)^2}{2 \times 9,81} \right]$$

A expressão anterior pode ser resolvida por tentativa e erro, substituindo valores de h_2 , partindo do valor de 0,25 m, até que o valor do segundo membro da equação tenha valor igual ao do primeiro membro da equação, obtendo-se $h_2 = 0,350$ m e $v_2 = 0,470$ m/s.

A velocidade de atravessamento (v_a) da grade limpa é determinada pela expressão seguinte:

$$v_a = \frac{Q_{pta}}{A_{\text{útil}}}$$

A $A_{\text{útil}}$ é a área da secção transversal do canal menos a área ocupada pelas barras. O seu valor é dado por:

$$A_{\text{útil}} = L_{\text{útil}} \times h_2$$

sendo $L_{\text{útil}} = 1,69 - 49 \times 0,010 = 1,20$ m.

A velocidade de atravessamento é dado por:

$$v_a = \frac{0,278}{1,20 \times 0,35} = 0,662 \text{ m/s}$$

Como a velocidade de atravessamento para caudal de ponta é inferior ao valor de 0,9 m/s admitido (resolução da alínea a)), deve-se recalculer o

número de barras admitindo uma velocidade de atravessamento mais elevada, até se encontrar uma velocidade de atravessamento real próxima de 0,9 m/s.

A perda de carga na grade é calculada pela expressão 6.8, sendo $k_e = 1,43$ e considerando $v_b = v_2$.

$$h_L = k_e \left(\frac{v_a^2 - v_b^2}{2g} \right) = 1,43 \times \left(\frac{0,662^2 - 0,470^2}{2 \times 9,81} \right) = 0,016 \text{ m}$$

Este valor de h_L é baixo, inferior aos valores típicos indicados no Quadro 6.3, sendo portanto aceitável.

Resposta: $h_2 = 0,35 \text{ m}$ e $v_2 = 0,47 \text{ m/s}$.

Para determinar h_3 e v_3 é necessário aplicar novamente a equação da conservação de energia nas secções 2 e 3.

Exercício 6.7.2 – Verificação do funcionamento de um sistema de gradagem

Uma ETAR, com um sistema de grades de limpeza manual para remoção de sólidos grosseiros, recebe ARU de uma povoação que sofreu uma expansão considerável nos últimos anos. O sistema de grades instalado foi construído há 10 anos e é constituído por 11 barras com 10 mm de espessura, um espaçamento de 30 mm e com uma inclinação de 75 ° com a horizontal.

Considerar os seguintes dados:

- Fator de ponta = 2,4;
- Capitação de água de abastecimento = 180 L/(hab.d);
- Coeficiente de afluência à rede de coletores = 0,8;
- Coeficiente médio de colmatação das grades = 25 %;
- Altura máxima de água no canal da grade = 200 mm;
- Velocidade de escoamento para caudal médio = 0,9 m/s.

- a) Determinar o caudal ponta afluente utilizado no dimensionamento do sistema de grades.
- b) Verificar se o sistema de grades instalado é adequado para a população atual (15 000 hab), considerando que os restantes dados não variaram nos 10 anos.

Resolução

a) Caudal médio

Determina-se L, aplicando a expressão 6.6 e resolvendo em ordem a L.

$$n = \frac{L + a}{t + a} \quad (6.6)$$

$$L = n \times t + (n - 1) \times a = 11 \times 10 + (11 - 1) \times 30 = 410 \text{ mm}$$

O comprimento molhado da grade (L_0) é determinada pela expressão 6.4 e considerando que o nível do líquido no canal (h) é de 0,200 m.

$$L_0 = \frac{h}{\text{sen } \alpha} = \frac{0,200}{\text{sen } 75^\circ} = 0,207 \text{ m}$$

A área total da grade (S) é calculada por:

$$S = L \times L_0 = 0,410 \times 0,207 = 0,0849 \text{ m}^2$$

O coeficiente de eficiência ou porosidade (ϵ) é determinado pela expressão 6.3.

$$\epsilon = \frac{a}{a + t} \quad (6.3)$$

$$\epsilon = \frac{30}{30 + 10} = 0,75$$

O caudal médio é determinado por:

$$Q_{\text{méd}} = \frac{S \times v \times \epsilon}{C} = \frac{0,0849 \times 0,9 \times 0,75}{1,25} = 0,0458 \text{ m}^3/\text{s} = 165,0 \text{ m}^3/\text{h}$$

Resposta: O caudal médio utilizado no dimensionamento é de 165 m³/h.

b) Verificação do sistema de grades para a nova população

O caudal médio é determinado pela expressão 3.2.

$$Q_{\text{méd}} = \text{pop} \times \text{cap}_{\text{água}} \times \text{Coef}_{\text{an}} + Q_{\text{inf}} + Q_{\text{ind}} \quad (3.2)$$

Considerando que Q_{inf} e Q_{ind} são nulos:

$$Q_{méd} = 15\,000 \text{ hab} \times 0,180 \text{ m}^3/(\text{hab. d}) \times 0,8 = 2\,160 \text{ m}^3/\text{d} = 0,025 \text{ m}^3/\text{s}$$

O caudal de ponta é calculado pela expressão 3.3.

$$Q_{pta} = Q_{méd} \times f_{pta} \quad (3.3)$$

$$Q_{pta} = 0,025 \text{ m}^3/\text{s} \times 2,4 = 0,060 \text{ m}^3/\text{s}$$

A velocidade de atravessamento da grade para caudal médio é determinada por:

$$v_{méd} = \frac{Q_{méd} \times C}{S \times \varepsilon} = \frac{0,025 \times 1,25}{0,0849 \times 0,75} = 0,5 \text{ m/s}$$

A velocidade de atravessamento da grade para o caudal de ponta é determinada por:

$$v_{pta} = \frac{Q_{pta} \times C}{S \times \varepsilon} = \frac{0,060 \times 1,25}{0,0849 \times 0,75} = 1,2 \text{ m/s}$$

Resposta: O sistema de grades funciona bem para caudal médio, ou seja, a velocidade de atravessamento é inferior a 0,6 m/s. No entanto, para caudal de ponta a velocidade ultrapassa o limite de 0,9 m/s.

EQUALIZAÇÃO

7.1. Objetivo

A operação de equalização consiste na retenção das AR em bacias ou tanques, durante um curto período de tempo, com o objetivo de amortecer flutuações de caudal e/ou de carga poluente.

A equalização do caudal e de carga poluente permite otimizar a eficiência das operações e processos de tratamento a jusante na fileira de tratamento, possibilitando ainda a redução da dimensão dessas unidades e dos inerentes custos de construção e de O&M, na medida em que a equalização proporciona as seguintes vantagens:

- amortecimento das flutuações do caudal afluente às unidades de tratamento físico-químico ou biológico, principalmente em períodos de tempo de chuva e/ou de paragem e arranque de unidades industriais;
- redução dos picos da carga afluente e eventual diluição de substâncias de difícil tratabilidade;
- contribuição para a neutralização do pH, através da mistura de AR com diferentes pH, minimizando a necessidade de doseamento de reagentes;
- recuperação da eficiência em ETAR sobrecarregadas com caudais de ponta muito elevados, o que origina tempos de retenção insuficientes nos diversos órgãos de tratamento.

Os custos associados à inclusão da operação de equalização na fileira de tratamento são normalmente baixos face aos benefícios alcançados. No entanto, a equalização não é necessária em todas as ETAR, sendo particularmente útil naquelas que registam uma acentuada variação de caudal afluente, decorrente de entrada de água pluvial na rede e/ou de variações de carga poluente, associada a ARI provenientes da atividade industrial.

7.2. Mecanismos da equalização

Os objetivos da equalização são conseguidos graças a dois mecanismos: o simples armazenamento das AR durante um certo período; e a homogeneização do líquido, por ação de agitação mecânica ou pneumática.

Geralmente, as bacias de equalização são dotadas de equipamento de agitação e arejamento, que assegura a homogeneização da carga poluente e evita a deposição de sólidos em suspensão e o consequente desenvolvimento de condições anaeróbias, com libertação de gases nocivos e de odores intensos.

7.3. Tipologia de bacias de equalização

A localização mais usual das bacias de equalização é a montante do tratamento primário e a jusante da obra de entrada (gradagem e desarenação), depois da remoção dos sólidos de maior dimensão e mais densos presentes nas AR, por forma a minimizar o consumo de energia necessário para garantir condições de mistura e/ou arejamento.

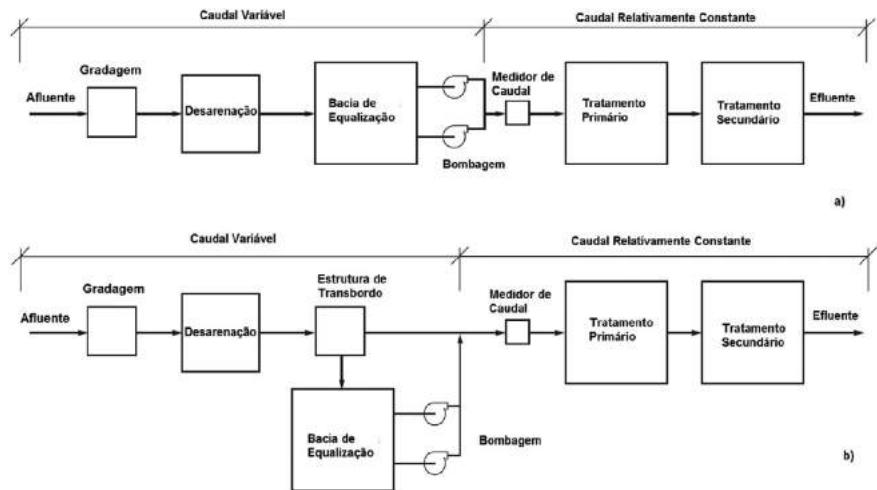
Geralmente as bacias de equalização são inseridas em série na fileira de tratamento (Figura 7.1 a)), mas em alguns casos são ligadas em paralelo (Figura 7.1 b)).

Quando as bacias de equalização estão em paralelo são normalmente designadas por **bacia de retenção de excessos**. Neste caso apenas o caudal acima de um valor pré-definido aflui à bacia de retenção. O nível de AR neste tipo de bacias de equalização pode ser mantido constante ou pode ser variável. Este método das bacias de retenção de excessos não é utilizado para neutralizar o pH, serve apenas para equalização do caudal e equalização reduzida da CBO₅.

Uma bacia de equalização em que qualquer variação no caudal afluente se reflete no caudal efluente da bacia é denominada **bacia de equalização com nível constante**. Este tipo de bacia de equalização não permite a regularização de caudal e aplica-se quando os objetivos são apenas a homogeneização da concentração de poluentes ou a neutralização de pH. Caso existam grandes oscilações no caudal afluente é necessário utilizar outra bacia de equalização.

Uma **bacia de equalização com nível variável** permite a saída do efluente da bacia a caudal constante. Este método permite simultaneamente a equalização de caudais e de cargas, a neutralização parcial e a homogeneização da composição.

Figura 7.1 Localização da bacia de equalização relativamente aos outros tratamentos:
a) em linha e b) paralelamente à linha



(Adaptada de Davis, 2010)

7.4. Disposições construtivas

As bacias de equalização podem ser constituídas por: bacias limitadas por diques de terra compactada, protegidos com tela impermeabilizante; tanques em betão (Figura 7.2); tanques em aço (no caso das ETAR industriais de pequena dimensão).

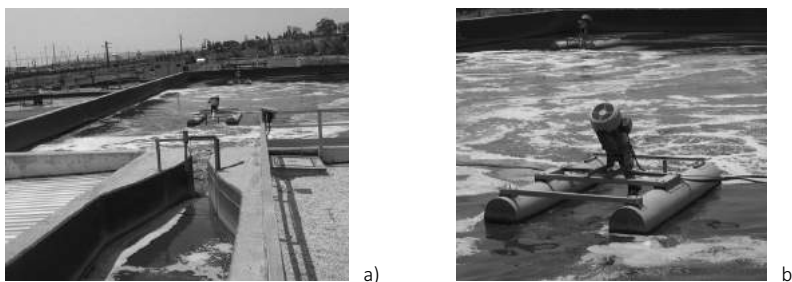
O equipamento instalado nas bacias de equalização para impedir a sedimentação dos SST e a anaerobiose consiste em:

- equipamento de arejamento, que também assegura a mistura, constituído por arejadores superficiais de pás rotativas e/ou arejadores de ar difuso com difusores de bolha grossa ou média;
- controladores de nível mínimo, para proteger os equipamentos de mistura e/ou arejamento de funcionarem em seco;
- raspadores superficiais e de fundo, para remoção de escumas e sedimentos, respetivamente.

Se a carga poluente das AR for muito elevada poderá ser necessário instalar sondas de medição de OD, para adaptar o nível de arejamento à manutenção de condições aeróbias no meio.

Nos casos em que é necessário o controlo de odores pode equacionar-se a cobertura da bacia de equalização, de modo a permitir a recolha e tratamento dos gases libertados.

Figura 7.2 Bacia de equalização: a) medidor de caudal de afluente e b) equipamento flutuante de mistura e arejamento



As bacias de equalização com diques de terra compactada e camada impermeabilizante têm custos menores que os tanques de betão. Geralmente, a inclinação dos taludes dessas bacias varia entre 3:1 a 2:1 (h:v).

A altura mínima da lâmina líquida varia de 1,5 a 2 m, dependendo do equipamento de mistura e/ou arejamento.

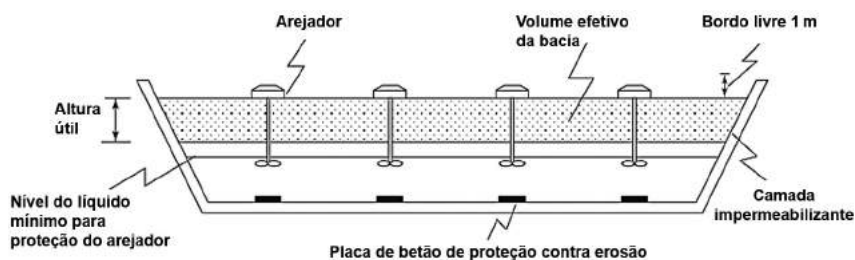
O bordo livre dos taludes da bacia deve estar protegido da erosão provocada pela ondulação da superfície líquida induzida pelo vento e o coroaamento deve ser suficientemente largo para facilitar a manobra de veículos.

Para proteger o fundo da bacia da erosão provocada por arejadores mecânicos devem ser aplicadas placas de betão, conforme indicado na Figura 7.3.

À volta das bacias deve ser colocada uma cerca de proteção para impedir o acesso público (Davis, 2010).

A geometria das bacias de equalização deve permitir que estas funcionem como um tanque de mistura completa, ou seja, devem ser evitados tanques retangulares longos. A entrada e saída devem estar localizadas de modo a impedir curto-circuito hidráulico. A entrada deve ser feita próximo do equipamento de mistura.

Figura 7.3 Bacia de equalização de terra compactada com camada impermeabilizante



(Adaptada de Davis, 2010)

O fundo da bacia deve ser inclinado no sentido de jusante, para facilitar a limpeza.

Em bacias de equalização circulares (mais utilizadas nas ETAR industriais) pode ser necessário prever a instalação de anteparas, para assegurar a mistura conveniente.

7.5. Dimensionamento de uma instalação de equalização

Apresenta-se nesta secção o dimensionamento de bacias de equalização de nível variável, por serem as que permitem em simultâneo a equalização de caudais e de cargas.

O dimensionamento de uma bacia de equalização consiste na determinação do volume da mesma e da capacidade do equipamento eletromecânico necessário para homogeneizar o líquido e para evitar condições de anaerobiose, através do fornecimento de ar. O dimensionamento de uma bacia de equalização deve satisfazer as condições de afluência mais desfavoráveis, que correspondem ao caudal máximo diário (máximo caudal que ocorre num período de 24 h ao longo de 1 ano – ver Quadro 3.3).

O cálculo do volume teórico da bacia de equalização assenta no balanço entre o caudal que entra (afluente) e o que sai (efluente) da bacia, num dado intervalo de tempo. O cálculo pode ser efetuado segundo dois métodos, os quais se baseiam:

- no registo do caudal afluente durante 24 horas, ao longo de um ano, sendo a frequência mínima do registo de hora a hora;
- no diagrama de massa do balanço de caudal afluente e efluente, sendo o volume da bacia de equalização determinado com base na Figura 7.4.

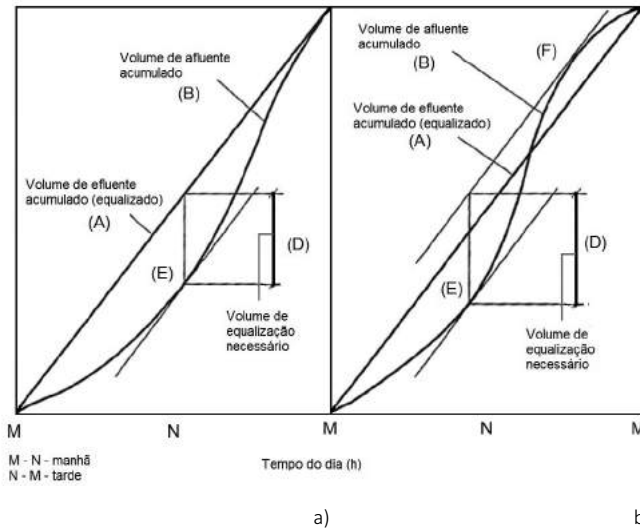
No primeiro método, o volume teórico da bacia de equalização é igual ao máximo valor absoluto da diferença entre os volumes acumulados de afluente e de efluente. O volume de efluente acumulado é determinado pelo caudal equalizado, ou seja, pelo quociente por 24 h do somatório do caudal horário afluente.

No método de diagrama de massa, o volume da bacia de equalização é calculado graficamente. Para o perfil 1 (Figura 7.4 a) traça-se uma reta paralela à curva A e tangente à curva B (no ponto E). No caso do perfil 2 (Figura 7.4 b) é necessário traçar duas paralelas à curva A e tangentes aos dois pontos de inflexão (E e F) da curva B. O volume da bacia é determinado pelo comprimento do segmento D. O ponto E representa o instante em que teoricamente a bacia está vazia.

Ao volume teórico calculado é necessário acrescentar 10 a 20 % desse volume, dependendo das condições específicas (Metcalf & Eddy, 2003), a fim de a bacia ter capacidade para:

- não ficar vazia, para que os equipamentos de mistura e arejamento não funcionem em seco;
- receber os caudais recirculados para a entrada da ETAR;
- acomodar mudanças não previstas dos caudais diários.

Figura 7.4 Diagrama de massa de afluentes para determinação dos volumes de equalização: a) perfil de caudal 1 e b) perfil de caudal 2



Após a determinação do volume da bacia e do instante em que teoricamente a bacia se encontra vazia, é possível realizar a determinação de carga poluente equalizada, geralmente em termos de CBO_5 .

A equalização de cargas poluentes é obtida pelos seguintes passos:

- determinação do instante em que teoricamente a bacia está vazia, como foi efetuado para a equalização de caudais;
- determinação da concentração equalizada ($Conc_{eq}$) no intervalo de tempo n , utilizando a expressão 7.1.

$$Conc_{eq\ n} = \frac{V_n Conc_n + V_{n-1} Conc_{n-1}}{V_n + V_{n-1}} \quad (7.1)$$

Em que:

V_n – Volume de AR afluente no instante n (m^3);

V_{n-1} – Volume de AR armazenada na bacia de equalização no instante $n - 1$ (m^3);

$Conc_n$ – concentração média do poluente no afluente no instante n (g/m^3);

$Conc_{n-1}$ – concentração do poluente na AR armazenada na bacia de equalização no instante $n - 1$ (g/m^3).

A expressão 7.1 é baseada na assunção da mistura completa do conteúdo da bacia de equalização.

A homogeneização do meio e o arejamento são assegurados pelo mesmo equipamento: turbinas de arejamento superficial ou arejadores de ar difuso. É possível minimizar a potência necessária para agitação instalando desarenadores a montante da equalização.

O arejamento é necessário para evitar que as AR entrem em condições sépticas e libertem odores. O arejamento para evitar a anaerobiose pode ser dispensado no caso da bacia de equalização ser utilizada após tratamento primário e se o tempo de retenção for inferiores a 2 h (Metcalf & Eddy, 2003).

Como critérios de orientação para dimensionamento do equipamento refere-se que (Metcalf & Eddy, 2003):

- a potência de agitação para a mistura de ARU com um teor de SS de 210 mg/L varia de 0,004 a 0,008 kW/m³;
- para manter condições aeróbias, o ar deve ser fornecido a taxas que variam de 0,01 a 0,015 m³/(min.m³).

Os arejadores mecânicos têm uma capacidade de transferência de oxigênio que varia de 4 a 6 kg O₂/kW em água limpa e em condições padrão, mas as condições de transferência de oxigênio em AR são muito inferiores: 1,2 e 2,4 kg O₂/kW (Metcalf & Eddy, 2003). Devem ser considerados os valores indicados pelos fornecedores do equipamento de arejamento.

Geralmente os equipamentos de arejamentos por ar difuso são difusores de bolha grossa ou média. Os difusores cerâmicos de bolha fina são inadequados, devido à possibilidade de colmatação, pelo crescimento do filme biológico e pela precipitação de substâncias inorgânicas. No caso dos sistemas de volume variável (e portanto com profundidades de água variáveis), é necessário assegurar que os compressores sejam equipados com dispositivos de regulação de pressão.

O caudal unitário de ar comprimido para agitação é da ordem de 0,5 a 0,8 L/(s.m³) de volume das bacias de equalização.

7.6. Requisitos de O&M

A manutenção deve ser efetuada a todo o equipamento, de modo a garantir o bom estado da instalação e adequado funcionamento da operação de equalização e os seus requisitos dependem do equipamento instalado na bacia de equalização.

No Quadro 7.1 indicam-se os problemas que ocorrem mais frequentemente na operação de bacias de equalização, bem como algumas soluções para os mesmos.

Quadro 7.1 Problemas e soluções mais frequentes em bacias de equalização

Problema	Causa possível	Solução
Odores desagradáveis	Formação de condições anaeróbias.	Aumentar o arejamento.
Excesso de sedimentos na bacia de equalização	Acumulação de detritos.	Aumentar a agitação.
Fornecimento insuficiente de OD em sistemas de arejamento por ar difuso	Colmatação por formação de biofilme.	Aumentar o caudal de arejamento.

(Adaptado de Spellman, 2003)

7.7. Exercícios

Exercício 7.7.1 – Determinação do volume da bacia de equalização de nível variável

Dimensionar uma bacia de equalização de nível variável e verificar o efeito na equalização da carga de CBO.

Considerar os dados apresentados no Quadro 7.7.1.

Quadro 7.7.1 Caudal e CBO afluente

Tempo (h)	Caudal médio (m ³ /s)	CBO (mg/L)	Tempo (h)	Caudal médio (m ³ /s)	CBO (mg/L)
0-1	0,1833	100,0	12-13	0,2833	146,7
1-2	0,1467	76,7	13-14	0,2700	140,0
2-3	0,1100	50,0	14-15	0,2567	133,3
3-4	0,0867	33,3	15-16	0,2333	126,7
4-5	0,0700	30,0	16-17	0,2167	120,0
5-6	0,0667	40,0	17-18	0,2167	113,3
6-7	0,0800	60,0	18-19	0,2200	116,7
7-8	0,1367	86,7	19-20	0,2430	140,0
8-9	0,2367	116,7	20-21	0,2667	186,7
9-10	0,2733	133,3	21-22	0,2667	203,3
10-11	0,2833	143,3	22-23	0,2533	163,3
11-12	0,2867	146,7	23-24	0,2300	120,0

Resolução

a) Cálculo do volume da bacia de equalização

O cálculo do volume da bacia de equalização pode ser efetuado por dois métodos referidos na secção 7.5.

1.º Método – Determinação do volume afluente acumulado ao longo das 24 h, em m³.

O volume acumulado é obtido através do caudal afluente ao fim do intervalo de uma hora (Q_n) mais o acumulado no instante anterior (n-1). O V_n acumulado ao fim de 1 h = 3 600 s é determinado de acordo com a seguinte expressão:

$$v_n = Q_n(\text{m}^3/\text{s}) \times t(\text{h}) \times (3600 \text{ s/h})$$

Por exemplo, para n = 0-1h obtém-se:

$$V_{0-1} = 0,1833 \text{ m}^3/\text{s} \times 3\,600 \text{ s/h} \times 1 \text{ h} = 660 \text{ m}^3$$

Para n= 1-2 h obtém-se:

$$V_{1-2} = 0,1467 \text{ m}^3/\text{s} \times 3\,600 \text{ s/h} \times 1 \text{ h} = 528 \text{ m}^3$$

O volume de afluente acumulado em cada instante é dado por V₀₋₁ = 660 m³ e V₁₋₂ = 660 + 528 = 1 188 m³ e assim sucessivamente para os restantes intervalos de tempo, como apresentado na segunda coluna do Quadro 7.7.2.

Quadro 7.7.2 Volume da bacia de equalização

Tempo (h)	Volume acumulado afluente (m ³)	Volume acumulado efluente (m ³)	ΔV (m ³)	Volume na bacia (m ³)
0-1	660	738	-78	2 655
1-2	1 188	1 475	-287	2 445
2-3	1 584	2 213	-629	2 104
3-4	1 896	2 950	-1 054	1 678
4-5	2 148	3 688	-1 540	1 193
5-6	2 388	4 425	-2 037	695
6-7	2 676	5 163	-2 487	246
7-8	3 168	5 900	-2 732	0

(continua)

(continuação)

Tempo (h)	Volume acumulado afluente (m ³)	Volume acumulado efluente (m ³)	ΔV (m ³)	Volume na bacia (m ³)
8-9	4 020	6 638	-2 618	115
9-10	5 004	7 375	-2 371	361
10-11	6 024	8 113	-2 089	644
11-12	7 056	8 850	-1 794	938
12-13	8 076	9 588	-1 512	1 221
13-14	9 048	10 325	-1 277	1 455
14-15	9 972	11 063	-1 091	1 642
15-16	10 812	11 800	-988	1 744
16-17	11 592	12 538	-946	1 787
17-18	12 372	13 275	-903	1 829
18-19	13 164	14 013	-849	1 884
19-20	14 040	14 750	-710	2 022
20-21	15 000	15 488	-488	2 245
21-22	15 960	16 225	-265	2 467
22-23	16 872	16 963	-91	2 642
23-24	17 700	17 700	0	2 732

O volume acumulado afluente ao longo do dia (17 700 m³) dividido por 24 h representa o caudal equalizado horário (738 m³/h).

O volume acumulado efluente é obtido pelo produto do caudal equalizado horário e do intervalo de tempo, como apresentado na terceira coluna do Quadro 7.7.2.

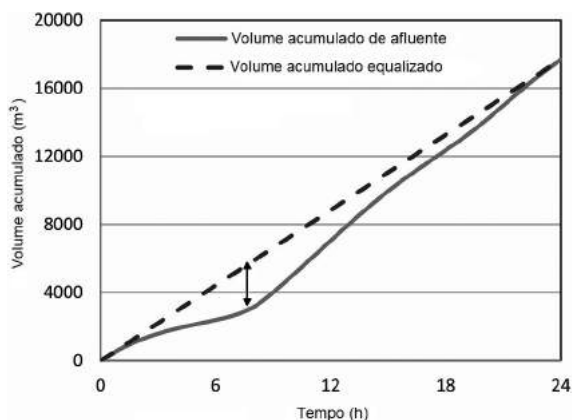
O volume na bacia de equalização é obtido considerando o maior valor absoluto de $|\Delta V| = |\text{volume acumulado afluente} - \text{volume acumulado efluente}|$ que é $|-2 732| = 2 732$, sendo o volume contido na bacia ao longo das 24 h representado pela última coluna do Quadro 7.7.2.

Assim o volume teórico da bacia é de 2 732 m³, ao qual deve ser acrescentado cerca de 10 a 20 %, como referido na secção 7.5.

2.º Método – Representação gráfica do volume acumulado afluyente e do volume equalizado acumulado.

O método gráfico consiste na representação de duas curvas: a curva do volume acumulado equalizado, obtido a partir do caudal equalizado horário (738 m³/h), calculado pelo volume afluyente acumulado ao longo do dia (17 700 m³) dividido por 24 h (Figura 7.7.1), e a curva do volume afluyente acumulado.

Figura 7.7.1 Volumes acumulados afluyente e equalizado



O volume da bacia de equalização é determinado pela distância vertical entre o ponto de tangência da curva do volume acumulado afluyente e a curva do volume acumulado de efluente equalizado (Figura 7.7.1), ou seja cerca de 2 732 m³.

Resposta: O volume teórico da bacia é de 2 732 m³ e o volume real da bacia é de 3 142 m³ (2 732 m³ + 15 %).

b) Cálculo do efeito da equalização na carga de CBO

Apesar de existirem diversos métodos para determinar o efeito na carga de CBO, o mais simples é aquele que começa no balanço de massa com a bacia de equalização vazia (teoricamente).

1.º Determinação do volume da bacia em cada instante

Em cada instante n o volume de AR armazenado é determinado pela seguinte expressão:

$$V_n = V_{n-1} + V_{af.n} - V_{ef.n}$$

Em que:

V_n – Volume de AR armazenado na bacia de equalização no intervalo n (m^3);

V_{n-1} – Volume de AR armazenado na bacia de equalização no intervalo $n-1$ (m^3);

$V_{af.n}$ – Volume de AR afluente à bacia de equalização no intervalo n (m^3);

$V_{ef.n}$ – Volume de AR efluente à bacia de equalização no intervalo n (m^3);

Como a bacia de equalização está vazia às 8 h, os cálculos da CBO equalizada iniciam-se a essa hora (1.ª coluna do Quadro 7.7.3).

2.º Determinação da concentração equalizada ($Conc_{eq.n}$) no intervalo n

A determinação da $Conc_{eq.n}$ é efetuada aplicando a expressão 7.1.

$$Conc_{eq.n} = \frac{V_n Conc_n + V_{n-1} Conc_{n-1}}{V_n + V_{n-1}} \quad (7.1)$$

Para o intervalo 8-9 h a concentração equalizada é calculada por:

$$Conc_{eq.(8-9\ h)} = \frac{115 \times 116,7 + 0 \times 0}{115 + 0} = 116,7 \text{ mg/L}$$

Analogamente, para o intervalo 9-10 h a concentração equalizada é determinada por:

$$Conc_{eq.(9-10\ h)} = \frac{984 \times 113,3 + 115 \times 116,7}{984 + 115} = 131,6 \text{ mg/L}$$

Quadro 7.7.3 Volume da bacia de equalização e CBO eq

Tempo (h)	Caudal médio (m ³ /h)	Volume na bacia (m ³)	CBO af (mg/L)	CBO eq (mg/L)
8-9	852	115	116,7	117,0
9-10	984	361	133,3	131,6
10-11	1 020	644	143,3	140,7
11-12	1 032	938	146,7	145,4
12-13	1 020	1 221	146,7	146,7
13-14	972	1 455	140,0	143,7
14-15	924	1 642	133,3	137,4
15-16	840	1 744	126,7	131,1
16-17	780	1 787	120,0	124,6
17-18	780	1 829	113,3	118,0
18-19	792	1 884	116,7	114,3
19-20	876	2 022	140,0	124,1
20-21	960	2 245	186,7	155,0
21-22	960	2 467	203,3	191,7
22-23	912	2 642	163,3	192,5
23-24	828	2 732	120,0	153,0
0-1	660	2 655	100,0	116,1
1-2	528	2 445	76,7	96,1
2-3	396	2 104	50,0	72,9
3-4	312	1 678	33,3	47,8
4-5	252	1 193	30,0	32,9
5-6	240	695	40,0	31,7
6-7	288	246	60,0	45,9
7-8	492	0	86,7	77,8

No Quadro 7.7.4 é apresentada a CBO equalizada ($C_{CBO_{eq}}$) e a carga de CBO equalizada ($C_{CBO_{eq}}$), determinada pela expressão 3.7, ao longo das 24 h.

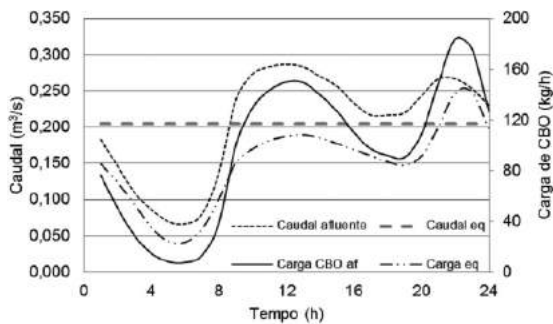
$$C_{CBO_{eq(n)}} = Conc_{eq.} \times Q_{eq} \text{ (kg/h)} \quad (3.7)$$

Para o intervalo 0-1 h a carga equalizada é calculada por:

$$C_{CBO_{eq(0-1h)}} = 0,1161 \times 738 = 85,6 \text{ kg/h}$$

Na Figura 7.7.2 são representados o caudal afluyente e equalizado e as cargas de CBO afluyente e equalizada.

Figura 7.7.2 Caudais afluyente e efluente e carga de CBO



Quadro 7.7.4 Volume da bacia de equalização e CBO eq

Tempo (h)	Volume na bacia (m³)	CBO af (mg/L)	Carga de CBO af (kg/h)	CBO eq (mg/L)	Carga de CBO eq (kg/h)
0-1	2 655	100,0	76,6	116,1	85,6
1-2	2 445	76,7	50,8	96,1	70,9
2-3	2 104	50,0	28,9	72,9	53,8
3-4	1 678	33,3	14,9	47,8	35,3
4-5	1 193	30,0	8,3	32,9	24,3
5-6	695	40,0	7,6	31,7	23,4

(continua)

(continuação)

Tempo (h)	Volume na bacia (m ³)	CBO af (mg/L)	Carga de CBO af (kg/h)	CBO eq (mg/L)	Carga de CBO eq (kg/h)
6-7	246	60,0	13,2	45,9	33,8
7-8	0	86,7	38,3	77,8	57,4
8-9	115	116,7	99,4	117,0	86,0
9-10	361	133,3	129,5	131,6	97,1
10-11	644	143,3	143,5	140,7	103,8
11-12	938	146,7	150,0	145,4	107,2
12-13	1 221	146,7	149,6	146,7	108,2
13-14	1 455	140,0	139,7	143,7	106,0
14-15	1 642	133,3	127,0	137,4	101,3
15-16	1 744	126,7	110,1	131,1	96,7
16-17	1 787	120,0	97,2	124,6	91,9
17-18	1 829	113,3	92,0	118,0	87,0
18-19	1 884	116,7	90,6	114,3	84,3
19-20	2 022	140,0	108,7	124,1	91,5
20-21	2 245	186,7	148,8	155,0	114,3
21-22	2 467	203,3	184,0	191,7	141,3
22-23	2 642	163,3	175,6	192,5	142,0
23-24	2 732	120,0	126,7	153,0	112,8

Resposta: A carga equalizada é apresentada na Figura 7.7.2 ou última coluna do Quadro 7.7.4, observando-se menores oscilações que na carga afluente.

Exercício 7.7.2 – Verificação do volume da bacia de equalização

Uma bacia de equalização de nível variável foi construída com um volume igual a 2 000 m³. Verificar se a bacia foi dimensionada corretamente, considerando os dados do Quadro 7.7.5.

Quadro 7.7.5 Caudal e CBO afluente

Tempo (h)	Caudal médio (m ³ /h)
0-2	90
2-4	40
4-6	25
6-8	70
8-10	130
10-12	290

Tempo (h)	Caudal médio (m ³ /h)
12-14	350
14-16	400
16-18	330
18-20	210
20-22	250
22-24	140

Resposta: O volume da bacia equalização adequado é de 1 218 m³, pelo que a bacia não foi corretamente dimensionada, encontrando-se sobredimensionada.

MISTURA RÁPIDA

8.1. Objetivo

A mistura é a operação unitária que promove a distribuição aleatória de uma ou de várias fases inicialmente separadas noutra fase, com o objetivo de conseguir um produto homogêneo, com um gradiente de concentração e/ou de temperatura muito reduzido.

A mistura aplica-se em operações e processos unitários de tratamento de AR, com a finalidade de:

- manter partículas em suspensão, e.g. nos reatores biológicos de biomassa suspensa;
- reduzir gradientes de concentração e/ou térmicos, e.g. na equalização;
- misturar reagentes com a água a tratar, e.g. na coagulação química e na desinfecção.

8.2. Mecanismos de mistura

Para conseguir a mistura de fases é necessário proporcionar a agitação das mesmas, o que pode ser conseguido recorrendo a energia hidráulica, mecânica ou pneumática.

O grau de mistura obtido em qualquer tipo de misturador é avaliado pelo **gradiente de velocidade G**. Este parâmetro mede a velocidade relativa entre dois elementos de fluido em função da distância entre eles³⁹, traduzindo a potência de agitação dissipada por unidade de volume, conforme a expressão 8.1. Quanto maior o valor de G (expresso em 1/s), mais forte será a mistura.

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}} \quad (8.1)$$

Em que:

G – gradiente de velocidade (1/s);

P – potência de agitação (W);

V – volume de AR (m³);

μ – viscosidade dinâmica da AR (N.s/m²).

³⁹ Por exemplo, dois elementos de fluido que se movam entre si a uma velocidade relativa de 1,0 m/s e que distem entre si de 0,01 m, têm um G de 100 1/s: $\frac{1,0 \text{ m/s}}{0,01 \text{ m}} = 100 \text{ 1/s}$.

Em alguma literatura classifica-se a operação de mistura em rápida e lenta, consoante a intensidade da agitação, avaliada pelo gradiente de velocidade G . Esta classificação não é aqui adotada, visto que a mistura lenta, também denominada floculação, não tem por objetivo alcançar uma fase homogênea, mas antes conseguir a aglomeração de coágulos em partículas de maior dimensão – os flocos.

Distingue-se, porém, entre **mistura rápida** e **mistura contínua**, consoante o tempo necessário para efetivar a operação é inferior a 30 s ou a mesma deva ser realizada continuamente.

A **mistura hidráulica** é obtida pela agitação proporcionada pelo movimento turbulento da água. Esse regime de escoamento turbulento pode ser provocado pelo escoamento da água em:

- elevada velocidade em condutas fechadas (Figura 8.1);
- canais com uma configuração geométrica suscetível de provocar turbulência no regime de escoamento, e.g. o chamado canal Parshall, representado na Figura 5.2;
- canais dotados de dispositivos, como chicanas ou anteparas, que criam turbulência geralmente suficiente para permitir uma boa homogeneização.

A eficiência da mistura hidráulica depende do caudal, diminuindo quando este diminui, podendo originar mistura incompleta e ineficiente, razão pela qual a mistura hidráulica é pouco adequada a baixos caudais. As câmaras de chicanas são mais utilizados como floculadores, pelo que são tratadas no Capítulo 17. Os dispositivos de mistura hidráulica introduzem uma elevada perda de carga no escoamento.

Na **mistura mecânica** a homogeneização das fases é conseguida pela turbulência provocada por agitadores mecânicos inseridos num tanque ou cuva, num canal ou numa tubagem. A perda de carga é menor do que nos dispositivos de mistura hidráulica e a sua eficiência não depende do caudal.

No Quadro 8.1 comparam-se as vantagens e desvantagens da mistura hidráulica e da mistura mecânica.

Quadro 8.1 Vantagens e desvantagens da mistura hidráulica e mecânica

	Vantagens	Desvantagens
Mistura hidráulica	<ul style="list-style-type: none">– Menor custo;– Inexistência de partes móveis;– Menos manutenção.	<ul style="list-style-type: none">– Elevada perda de carga;– Reduzida flexibilidade na intensidade da mistura;– Bom desempenho apenas quando o escoamento e a qualidade da água são constantes.
Mistura mecânica	<ul style="list-style-type: none">– É possível controlar a intensidade da mistura;– Não depende do caudal;– Menor perda de carga.	<ul style="list-style-type: none">– Custo inicial maior do que na mistura hidráulica;– Possui partes móveis;– Maior manutenção;– Consumo de energia elétrica.

Na **mistura pneumática** a homogeneização das fases é provocada pela injeção de um gás na água – ar comprimido, biogás e até oxigénio, em alguns casos – podendo combinar o objetivo da mistura com outros objetivos do tratamento das AR. Por exemplo, o fornecimento de ar ou de oxigénio puro (O_2) a reatores biológicos de biomassa suspensa cumpre dois objetivos: assegurar o tratamento biológico pela dissolução de ar ou de O_2 puro no líquido e manutenção da biomassa em suspensão, por meio da agitação provocada pela injeção do gás comprimido.

8.3. Tipologia das instalações de mistura

As instalações de mistura são constituídas por um tanque, canal ou troço de tubagem, onde ocorre a mistura e pelo equipamento de agitação, no caso de a mistura ser mecanizada ou pneumática.

A seleção do tipo de misturador depende fundamentalmente dos seguintes fatores: objetivo (e.g. mistura de reagentes, manutenção de partículas em suspensão); do tempo requerido para efetuar a mistura (pode ser contínua, no caso de manutenção de partículas em suspensão ou da ordem de poucos segundos, na mistura de reagentes); e da perda de carga introduzida e do caudal a tratar. O Quadro 8.2 apresenta as condições de aplicação mais frequentes dos diversos tipos de misturadores.

Quadro 8.2 Condições típicas de aplicação de diversos tipos de misturadores

Tipo de misturador	Tempo de mistura (s)	Condições de aplicação
Em linha estáticos	<1	Adição de reagentes que requerem mistura instantânea, e.g. sais de Al^{3+} , Fe^{3+} , Cl_2 , polímeros.
Em linha com agitador	<1	
Injetores pressurizados	<1	
Turbinas	2-20	Tanques de preparação de soluções de reagentes.
Hidráulicos	1-10	Ressalto hidráulico, descarregadores, canal Parshall.
Mecanizados	Contínua	Fornecimento de ar, O_2 ou biogás e manutenção de sólidos em suspensão.
Pneumáticos	Contínua	

(Adaptado de Metcalf & Eddy, 2003)

8.3.1. Misturadores hidráulicos

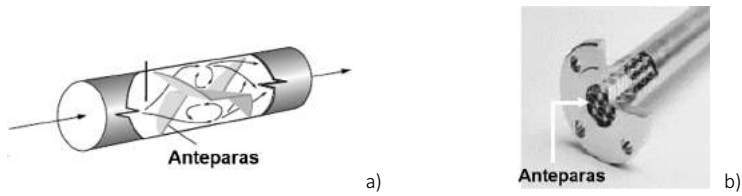
As instalações de mistura hidráulica utilizadas em ETAR utilizam três formas de provocar turbulência no escoamento: pela inserção na tubagem ou na caleira de peças estáticas; pela inserção de injetores; e pela criação de ressalto hidráulico em canais do tipo Parshall. Conforme referido atrás, as câmaras de chicanas são mais utilizadas como floculadores e como câmaras de desinfecção por cloração do que como misturadores.

Os misturadores estáticos, com placas perfuradas, peças helicoidais e diafragmas, provocam mudanças súbitas de direção das linhas de corrente das AR, com a conseqüente turbulência propiciadora da mistura.

A eficiência da mistura aumenta com o comprimento da tubagem, mas a perda de carga também aumenta. A eficiência da mistura depende ainda do número e do tamanho das anteparas e do tipo de orifícios (Figura 8.1).

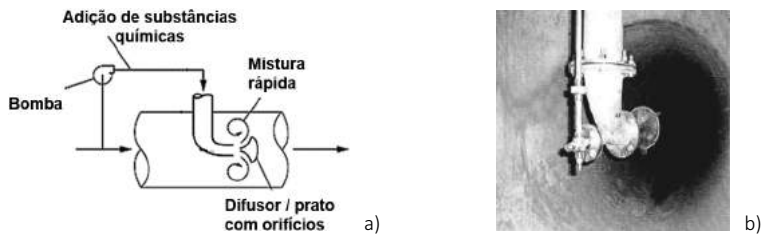
A mistura hidráulica por ação de injetores promove a injeção submersa de um jato pressurizado da fase a misturar (geralmente uma solução de reagente a adicionar) numa conduta ou caleira onde passam as AR. Esta é introduzida a uma pressão superior à da água na conduta, por ação de uma bomba doseadora (Figura 8.2).

Figura 8.1 Misturador em linha estático: a) esquema e b) fotografia



(Adaptada de Howe *et al.*, 2012)

Figura 8.2 Mistura em linha com injetores: a) esquema e b) fotografia



(Adaptada de Howe *et al.*, 2012)

Nos misturadores de ressalto hidráulico a fase a misturar com as águas residuais é adicionada na zona do ressalto hidráulico, conforme ilustrado na Figura 8.3, com a mistura de reagente (e.g. coagulante) inserido por tubagem perfurada sobre a zona turbulenta.

Figura 8.3 Misturador de ressalto hidráulico



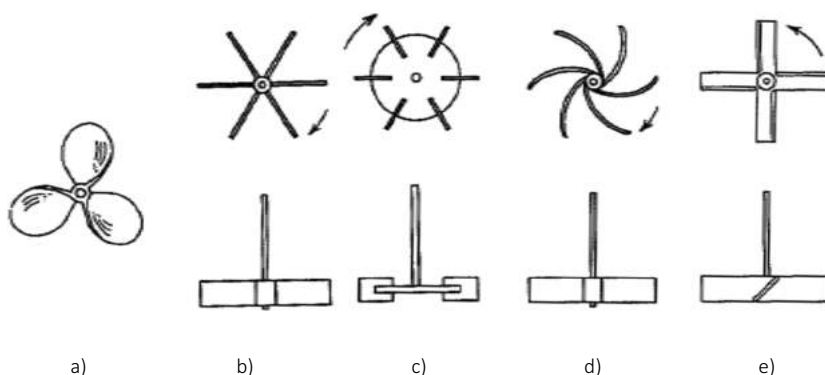
8.3.2. Misturadores mecânicos

Os misturadores mecânicos podem ser de três tipos:

- misturador em linha não estático, com um dispositivo mecânico no interior da tubagem para aumentar a eficiência da mistura;
- misturador de alta velocidade, o qual, por elevada rotação das pás de um impulsor acionado por um motor (da ordem de 3 450 rpm), provoca um vácuo sobre as pás, que induz a mistura – este tipo de misturador é utilizado para a adição de diversos reagentes, como o cloro;
- misturador com agitador mecânico, constituído por uma cuva equipada por um agitador rotativo de pás ou de hélice acionado por um motor. Existem três tipos de agitadores rotativos – hélices, pás e turbinas (agitadores de pás curtas e de alta velocidade) –, mas apenas as hélices e as turbinas são utilizadas em mistura em AR, sendo as pás utilizadas na manutenção de sólidos em suspensão e em floculação.

Na Figura 8.4 apresentam-se diferentes tipos de agitadores para líquidos de viscosidade baixa a moderada, como as AR.

Figura 8.4 Agitadores: a) hélice de três lâminas; b) turbina de lâminas finas c) turbina de disco com lâminas ou turbina de Rushton; d) turbina vertical de lâminas curvas e e) turbina vertical de lâminas inclinadas



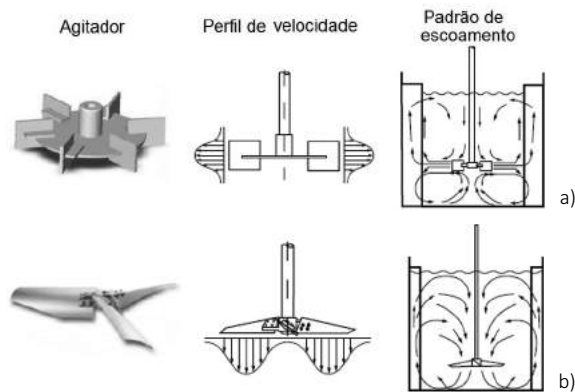
(Adaptada de McCabe, 1993)

Os misturadores de hélices ou de turbinas podem ser colocados em tanques com diferentes formas e capacidade, com ou sem anteparas (*baffles*,

na designação em inglês) para inibir a formação de vórtices. Este tipo de misturadores é utilizado para mistura de reagentes, para manter o material em suspensão e para arejamento.

As hélices (designadas em inglês por *propellers*) e as turbinas de pás inclinadas tipicamente a 45 ° (*paddles* na designação inglesa), promovem escoamento axial, e as de pás verticais promovem escoamento radial, conforme evidenciado pelo perfil de velocidades no esquema central da Figura 8.5.

Figura 8.5 Agitadores de hélice ou turbina com fluxo: a) radial e b) axial



(Adaptada de Howe *et al.*, 2012)

8.3.3. Misturadores pneumáticos

O ar ou O₂ comprimidos são uniformemente distribuído pelo fundo do tanque por meio de difusores porosos, provocando a ascensão do gás, na forma de bolhas, através da massa líquida, assim promovendo a agitação do meio e contribuindo para a homogeneização do mesmo. Em alguns casos, os difusores também são colocados nas paredes laterais, a fim de garantir melhor homogeneização do líquido. A Figura 8.6 mostra um sistema de difusão de ar comprimido num tanque.

A homogeneização das lamas nos digestores anaeróbios pode ser realizada por mistura pneumática, em que o gás utilizado é o próprio biogás proveniente da digestão das lamas, o qual é comprimido e injetado no digestor, por bocais distribuídos radialmente.

Figura 8.6 Difusores de ar comprimido



8.4. Disposições construtivas

No projeto de instalações de mistura devem ser atendidos alguns requisitos construtivos relacionados com a eficiência da operação de mistura, as características das fases a misturar e com a operacionalidade e facilidade de manutenção da instalação.

No que concerne à eficiência da operação de mistura em cuvas mecanizadas, sabe-se que a mesma é mais elevada em câmaras de mistura de planta quadrada ou retangular do que de planta circular (Alves, 2010). As arestas vivas das cuvas de geometria quadrada ou retangular devem ser chanfradas, de modo a alargar o ângulo da aresta, a fim de reduzir as zonas de mistura difícil.

Nos tanques cilíndricos, colocam-se geralmente quatro anteparas, montadas verticalmente, duas a duas em posição oposta, junto à parede do tanque; para evitar a formação de vórtice, que constitui uma zona de não mistura. Em muitos casos, deixa-se um pequeno espaço entre a anteparas e a parede (McCabe, 1993).

Os misturadores hidráulicos oferecem a vantagem de não obrigarem ao consumo de energia elétrica, mas introduzem uma perda de carga apreciável, da ordem de 0,5 m.

A mistura é frequentemente destinada a misturar substâncias químicas com as AR ou as lamelas, substâncias geralmente aplicadas na forma de solução, por vezes muito corrosiva, mas também na forma sólida ou gasosa (caso

do Cl_2 , por exemplo). Assim, os materiais das cuvas de mistura, das condutas de transporte, das turbinas e das hélices, devem ser compatíveis com as substâncias químicas a misturar. A preparação das soluções é feita geralmente a partir da substância química no estado sólido, pois esta é a forma mais prática para o seu fornecimento, em vagões de comboio ou em camiões. Há assim que prever o armazenamento dos reagentes, o sistema transportador e o sistema de alimentação gravimétrico ou volumétrico das cuvas de preparação das soluções. Estes aspetos são desenvolvidos no Capítulo 20, dedicado aos requisitos de gestão de substâncias químicas.

Do ponto de vista da operacionalidade é importante prever:

- facilidade de acesso às instalações, nomeadamente para efetuar operações de limpeza e de reparação, o que implica prever espaço suficiente para um operador se poder movimentar;
- unidades de reserva para assegurar o funcionamento da operação de mistura em situações de avaria e/ou de reparação;
- espaço para armazenamento dos reagentes, em função da sua validade, da facilidade de transporte e até da otimização da carga.

As disposições construtivas relevantes no que concerne à facilitação da manutenção das instalações de mistura são as que possibilitam a limpeza (através de fundo inclinado no sentido de uma descarga de fundo, e existência de mangueira para lavagens) e as que previnem o derrame de líquidos no pavimento.

8.5. Dimensionamento de misturadores

8.5.1. Critérios gerais

O dimensionamento de instalações de mistura consiste essencialmente na determinação de: volume necessário para assegurar o tempo de contacto adequado para o caudal de dimensionamento; gradiente de velocidade G , que assegure o grau de agitação pretendido. Nos misturadores mecanizados há ainda que calcular a potência do agitador, que proporcione o gradiente de velocidade desejado.

O valor de G varia entre 500 e 6 000 1/s, consoante o grau de agitação pretendido, que é mais elevado quando o objetivo é a mistura de reagentes.

No Quadro 8.3 apresentam-se valores típicos de G e de tempo de retenção hidráulico (t_R) para diversos tipos de instalações de mistura (Brito *et al.*, 2010).

Quadro 8.3 Valores típicos de G para instalações de mistura

Tipo de misturador	t_R (s)	G (1/s)
Misturadores em linha	0,5	3500
Ressaltos hidráulicos	2	800
Misturadores mecânicos	10 – 20	1000
	20 – 30	900
	30 – 40	800
	> 40	700

(Adaptado de Brito *et al.*, 2010)

8.5.2. Dimensionamento de misturadores em linha estáticos

O conceito de gradiente de velocidade definido pela expressão 8.1 não é adequado para os misturadores em linha estáticos, uma vez que neste tipo de misturador o grau de mistura está relacionado com a perda de carga. Assim, o gradiente de velocidade para misturadores em linha estáticos é calculado pela expressão 8.2.

$$G = \sqrt{\frac{g h_L}{\nu t}} \quad (8.2)$$

Em que:

- G – gradiente de velocidade (1/s);
- ν – viscosidade cinemática (m^2/s);
- g – aceleração da gravidade (m/s^2);
- h_L – perda de carga (m);
- t – tempo de retenção hidráulico (s).

A perda de carga é determinada pela expressão 8.3.

$$h_L \approx k \left(\frac{v^2}{2g} \right) \approx K_{SM} v^2 \quad (8.3)$$

Em que:

- k – constante empírica da mistura;
- v – velocidade de escoamento do fluido (m/s);
- K_{SM} – coeficiente de mistura (s^2/m).

Os valores típicos para K_{SM} variam entre 1 a 4,0, sendo 2,5 o valor típico para aplicações no tratamento de AR. Geralmente para cada tipo de misturador o fabricante fornece gráficos que ajudam a estimar a perda de carga. Deste modo, a potência dissipada para cada tipo de misturador estático é calculada pela expressão 8.4.

$$P = \frac{\gamma Q h_L}{\eta} \quad (8.4)$$

Em que:

- P – energia dissipada (kW);
- γ – peso específico do líquido (kN/m^3);
- Q – caudal (m^3/s);
- η – eficiência da agitação.

8.5.3. Dimensionamento de misturadores mecanizados

8.5.3.1. Tanque de mistura com agitador rotativo

A potência necessária para assegurar a mistura depende do tipo de equipamento que efetua a agitação (sua velocidade de rotação) e das características do fluido, designadamente a massa volúmica e a viscosidade. A mistura ocorre em regime turbulento, condições em que a potência de agitação pode ser calculada através da expressão 8.5 (Rushton, 1952).

$$P = k \rho_L N^3 d_{pás}^5 \quad (8.5)$$

Em que:

- P – potência de agitação (W);
- ρ_L – massa volúmica do líquido (kg/m^3);
- k – constante de proporcionalidade adimensional;
- N – velocidade de rotação do agitador (rps);
- d – diâmetro do agitador (m).

No Quadro 8.4 apresentam-se valores típicos da constante k para cálculo da potência requerida por diversos tipos de agitador mecânico.

Quadro 8.4 Valores típicos da constante k para diversos tipos de agitadores

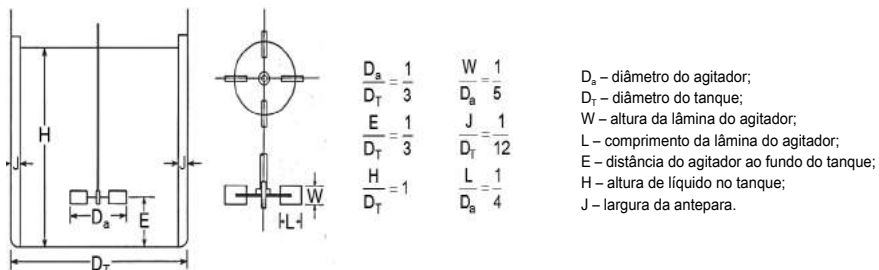
Tipo de agitador	k
Hélice com veio quadrado e 3 pás	0,32
Hélice com veio de 2 ou 3 pás	1,00
Turbina com 6 pás planas	6,30
Turbina com 6 pás curvas	4,80
Roda de pás com duas lâminas	1,70

(Adaptado de Alves, 2010)

As dimensões do agitador em relação ao tanque devem respeitar determinadas proporções. Nos tanques de mistura cilíndrica recomendam-se os critérios representados na Figura 8.7 (McCabe, 1993).

A configuração dos agitadores rotativos é variável no que se refere ao número e dimensão das pás, das anteparas, o que determina proporções variáveis entre as dimensões do agitador e do tanque de mistura. Por exemplo, pode ser conveniente colocar o agitador mais ou menos perto do fundo ou ter um tanque mais profundo.

Figura 8.7 Dimensões típicas do tanque misturador com turbina



(Adaptada de McCabe, 1993)

Nas câmaras de mistura mecanizadas com geometria quadrada ou retangular os critérios recomendados são referentes a proporções entre o diâmetro das pás do agitador e o diâmetro equivalente da cuva (D_E), definido conforme a expressão 8.6 (Metcalf & Eddy, 2003).

$$D_E = 1,13\sqrt{L \times W} \quad (8.6)$$

Em que:

D_E – Diâmetro equivalente da cuva;

L – comprimento;

W – largura.

No Quadro 8.5 apresentam-se os parâmetros de dimensionamento de um tanque de mistura com agitação mecânica.

Quadro 8.5 Parâmetros de dimensionamento de tanques de mistura com agitador rotativo

Tanque	Parâmetro	Unidade	Gama
Cilíndrico	Tempo de mistura	s	20 – 60
	Diâmetro do tanque de mistura, D_T	m	1 – 3
	Diâmetro do agitador, D_a	m	0,2 – 0,4
	Velocidade da turbina de pás planas	rpm	10 – 150
	Velocidade da hélice	rpm	150 – 1 500
	Gradiente de velocidade	1/s	700 – 1 000
Quadrado ou retangular	<i>Fluxo horizontal</i>		
	Gradiente de velocidade	1/s	500 – 2 500
	Velocidade de rotação	rpm	40 – 125
	Razão entre diâmetro do agitador e diâmetro equivalente do tanque, D_a/D_E		0,25 – 0,40
	<i>Fluxo vertical</i>		
	Gradiente de velocidade	1/s	500 – 2 500
	Velocidade de rotação	rpm	25 – 45
	Razão entre diâmetro do agitador e diâmetro equivalente do tanque, D_a/D_E		0,40 – 0,50

(Adaptado de Alves, 2010 e Metcalf & Eddy, 2003)

8.5.3.2. Mistura em linha mecanizada

Os sistemas de mistura em linha não estáticos têm dispositivos de elevada potência de agitação e são unidades padronizadas ajustadas à canalização existente (Davis, 2010). O dimensionamento baseia-se na informação dos catálogos do fabricante e considerando o gradiente de velocidade pretendido, o tempo de retenção hidráulico e a perda de carga introduzida pelo dispositivo.

8.6. Requisitos de O&M

Do ponto de vista da operação de instalações de mistura, as variáveis que se podem controlar são: a potência dissipada, o gradiente de velocidade G e o tempo de retenção hidráulico.

A monitorização da potência dissipada permite controlar o gradiente de velocidade adequado ao grau de agitação pretendido.

Como a viscosidade de um fluido é influenciada pela temperatura, a mistura pode ser ajustada à temperatura ambiente através do controlo do gradiente de velocidade ou do tempo de retenção hidráulico (sempre que possível).

A manutenção das instalações de mistura consiste na realização das ações de lubrificação dos equipamentos eletromecânicos e outras recomendadas pelos fornecedores dos equipamentos e na limpeza periódica dos recipientes (condutas, canais, cuvas) onde se realiza a mistura, para o que é indispensável dispor de mangueira de água pressurizada junto da instalação de mistura.

8.7. Exercícios

Exercício 8.7.1 – Dimensionamento uma câmara de mistura com agitação mecânica

Uma ETAR trata um caudal de $1\,150\text{ m}^3/\text{d}$ de águas residuais urbanas. A temperatura média anual é $15\text{ }^\circ\text{C}$. Dimensionar uma câmara de mistura com agitação mecânica para adição de um coagulante. Considerar que a câmara tem forma cilíndrica e que o tempo de retenção é de 30 s.

Resolução:

1.º – Determinação do volume útil da câmara de mistura

$$\begin{aligned}V &= Q \times t_R \\ Q &= 1\,150 \text{ m}^3/\text{d} = 0,0133 \text{ m}^3/\text{s} \\ t_R &= 30 \text{ s}\end{aligned}$$

$$V = 0,3993 \text{ m}^3 = 0,4 \text{ m}^3$$

Considerando um tanque de mistura com formato cilíndrico, com um diâmetro de 1 m, a altura útil é dada pela expressão abaixo.

$$V = \frac{\pi \times D_T^2}{4} \times h \qquad h = \frac{4 \times 0,4 \text{ m}^3}{\pi \times 1 \text{ m}^2} = 0,5 \text{ m}$$

Ao volume útil haverá que adicionar o volume correspondente a um rebordo de segurança da altura útil, que poderá ser de 0,3 m.

2.º – Determinação da potência do agitador

Considerando $G = 900 \text{ 1/s}$ (Quadro 8.3) e utilizando a expressão 8.1, calcula-se a potência do agitador.

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}} \qquad (8.1)$$

$$P = \mu V G^2$$

$T = 15 \text{ }^\circ\text{C}$, $\mu = 1,139 \times 10^{-3} \text{ N.s/m}^2$ (Quadro I.2 do ANEXO I)

$$P = 1,139 \times 10^{-3} \text{ N.s/m}^2 \times 0,4 \text{ m}^3 \times 900^2 (1/\text{s})^2 = 369,04 \text{ W}$$

Para que o agitador garanta esta potência de agitação é necessário dividir a potência teoricamente necessária ($P = 369,04 \text{ W}$) pelo rendimento do motor do agitador, variável que se obtém por consulta aos catálogos dos fabricantes de agitadores.

Resposta: Câmara de mistura: $V_{\text{útil}} = 0,4 \text{ m}^3$ e $P = 369 \text{ W}$

Exercício 8.7.2 – Dimensionamento de uma câmara de mistura em linha mecanizada

Determinar a potência de agitação e o gradiente de velocidade requeridos para proceder à injeção em linha mecanizada de uma solução de coagulante, sabendo que o caudal de AR é de 0,1 m³/s, a temperatura média da água é de 15 °C.

O equipamento de agitação comercialmente disponível tem a potência de 0,37 kW por cada 43,8 L/s de caudal.

Resolução:

1.º – Determinação do volume da conduta onde se processa a mistura

$$V = Q \times t$$

Considerando $t = 0,5$ s (Quadro 8.3)

$$V = 0,1 \text{ m}^3/\text{s} \times 0,5 \text{ s} = 0,05 \text{ m}^3$$

Sabendo o diâmetro da conduta, determina-se a área da secção transversal, o que permite calcular o comprimento do troço da conduta necessário para obter o volume de mistura atrás determinado.

2.º – Determinação da potência de agitação

A potência de agitação disponível para o caudal de 0,1 m³/s é:

$$P = \frac{0,37 \text{ kW}}{43,8 \text{ L/s}} \times 100 \text{ L/s} = 0,845 \text{ kW}$$

3.º – Determinação do gradiente de velocidade G pela expressão 8.1

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}}$$

$T = 15$ °C, $\mu = 1,139 \times 10^{-3}$ N.s/m² (Quadro I.2 do ANEXO I)

$$G = \sqrt{\frac{845 \text{ W}}{1,139 \times 10^{-3} \text{ N.s/m}^2 \times 0,05 \text{ m}^3}} = 3 \ 852 \ 1/\text{s}$$

Resposta: $P = 0,845$ kW e $G = 3 \ 852$ 1/s

TEORIA DA SEPARAÇÃO GRAVÍTICA DE PARTÍCULAS EM SUSPENSÃO

9.1. Objetivo

A separação gravítica de sólidos em suspensão em AR tem como principal objetivo a remoção das partículas por sedimentação ou por flotação, de modo a obter um efluente clarificado, com uma baixa concentração de SST, suscetível de complementar a depuração através da remoção dos poluentes dissolvidos ou em suspensão coloidal. Os sólidos removidos constituem as lamas, que mais não são do que um líquido mais concentrado em SST, em que a fração de SS pouco excede 2 %, sendo o restante constituído por água.

A separação das partículas em suspensão pode ocorrer por sedimentação, se a massa volúmica das partículas for superior à da água ou por flotação, se ocorrer o inverso.

A separação gravítica de partículas em suspensão é uma operação muito comum no tratamento de AR, aplicada ao longo da fileira de tratamento, tanto da fase líquida das AR como da fase sólida, designadamente na desarenação, na flotação, na decantação e no espessamento de lamas.

9.2. Mecanismos da separação de partículas em suspensão

9.2.1. Tipos de sedimentação

Uma partícula mergulhada num fluido fica sujeita à resultante de três forças, com sentidos diferentes: o seu peso (com o sentido da força da gravidade), a impulsão (de sentido oposto ao da gravidade) e a força de atrito (com sentido oposto ao do movimento). Se a massa volúmica da partícula for igual à do fluido ($\rho_p = \rho_l$), a partícula fica em suspensão no seio do fluido; se a partícula tiver massa volúmica superior à do fluido ($\rho_p > \rho_l$), move-se no sentido descendente, por ação da gravidade; se a partícula for menos densa do que o fluido em que está mergulhada ($\rho_p < \rho_l$), a força de impulsão será superior ao peso da partícula e esta tende a flutuar.

A modelação matemática do movimento de partículas mergulhadas num fluido não depende apenas da massa volúmica das partículas e do fluido,

mas também de outras características das partículas, como a sua forma e volume (que podem ser fixos ou variáveis) e da concentração de partículas, que condiciona as forças de interação entre as partículas. Nas águas residuais encontram-se: partículas em suspensão cuja forma e volume se mantêm constantes – são as chamadas **partículas discretas** – como por exemplo, grãos de areia e de siltes; e partículas cuja forma e volume se vão alterando, por fenómenos de fragmentação ou de adesão de outras partículas – são as chamadas **partículas floculentas** – de que os precipitados químicos e os flocos biológicos são exemplos. Quando a concentração de partículas presentes no fluido é elevada, além da força do seu peso e da sua impulsão e do atrito, estas ficam sujeitas a forças de atração entre partículas.

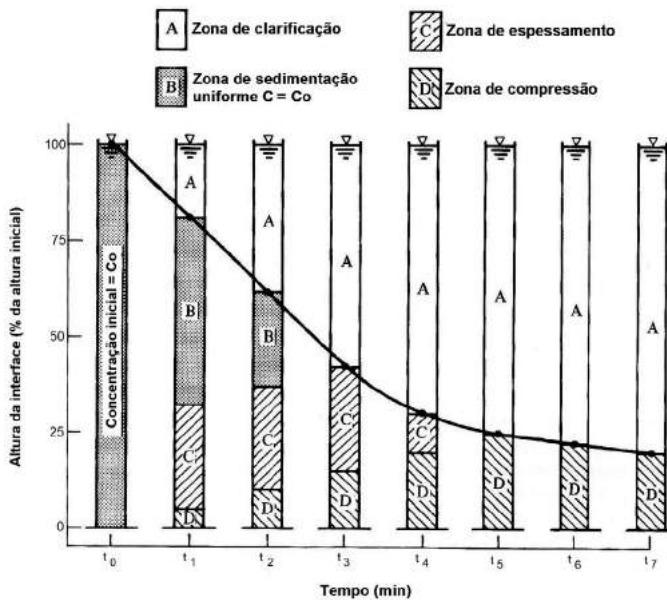
Assim, é possível considerar quatro tipos de sedimentação:

- **sedimentação de partículas discretas** (Tipo I) – a concentração de partículas é baixa, as partículas não têm tendência a aglomerar e conservam a sua forma, dimensão e massa volúmica. A partir do instante em que a força de atrito iguala o peso aparente da partícula⁴⁰, a velocidade do movimento de sedimentação é constante e não depende da concentração das partículas;
- **sedimentação de partículas floculentas** (Tipo II) – sedimentação de partículas cujas características físicas (forma, dimensão, massa volúmica) se vão alterando à medida que as partículas se aglutinam, formando flocos, com a conseqüente variação da velocidade de sedimentação;
- **sedimentação em manto** (Tipo III) – também conhecida como sedimentação zonal ou de queda impedida, é a sedimentação de partículas floculentas em suspensão de média concentração, que sedimentam como um todo, como se fosse um manto (o chamado “manto de lamas”), por se encontrarem em posições fixas, determinadas pelas forças de atração entre partículas próximas umas das outras, verificando-se a separação nítida entre água clarificada e as lamas de sedimentação;
- **sedimentação em compressão** (Tipo IV) – sedimentação em que a concentração de partículas é muito elevada, a sedimentação é muito lenta e ocorre devido à compressão das partículas pelo peso das novas partículas adicionadas à camada de lama, com a conseqüente deslocação de água.

⁴⁰ O peso aparente é a diferença entre o peso da partícula e a força da impulsão que sofre quando mergulhada num líquido.

Para alguns tipos de suspensões é possível identificar as zonas correspondentes a estes quatro tipos de sedimentação, tal como na proveta representada na Figura 9.1. À medida que o tempo decorre vão-se formando as diferentes zonas, até que se atinge apenas duas zonas – uma zona de líquido clarificado e uma zona de sólidos sedimentados, que constitui a zona de lamas.

Figura 9.1 Representação esquemática dos tipos de sedimentação



(Adaptada Peavy *et al.*, 1985)

No entanto, a predominância de um ou mais tipos de sedimentação depende da natureza das partículas (discretas ou floculentas) e da sua concentração. Assim, a sedimentação discreta é o processo de separação de SS que ocorre nos desarenadores de escoamento horizontal (secção 10.2); a sedimentação de partículas floculentas é a mais frequente na prática, ocorrendo, por exemplo, na decantação primária e na zona superior da decantação secundária; a sedimentação em manto ocorre, por exemplo, na decantação secundária, na remoção de flocos biológicos; a sedimentação em compressão ocorre nas camadas inferiores de um decantador secundário ou em espessadores de lamas.

Nas secções 9.2.2 a 9.2.5 descreve-se o mecanismo dos quatros tipos de sedimentação. O Quadro 9.1 sumaria as operações de separação gravítica de partículas utilizadas no tratamento de AR.

Quadro 9.1 Tipologia das operações de separação de SS no tratamento de AR

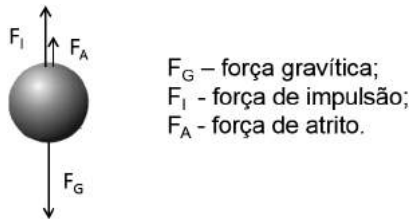
Operação	Aplicação
Sedimentação de partículas discretas	Desarenação – remoção de areias e outras partículas discretas.
Sedimentação de partículas floculentas	Decantação primária, decantação secundária, decantação de precipitados, sedimentação de SS que ocorre na parte superior da coluna de água dos decantadores.
Sedimentação em manto ou zonal	Decantação secundária de efluentes de reatores biológicos.
Sedimentação em compressão	Espessamento de lamas, sedimentação na zona de acumulação das lamas sedimentadas de decantadores secundários.
Flotação	Remoção de óleos e gorduras (O&G), espessamento de SS provenientes de reatores biológicos.

9.2.2. Sedimentação de partículas discretas

Uma partícula discreta mantém a sua forma, volume e massa volúmica inalterados ao longo da sedimentação. Quando a concentração de partículas em suspensão é baixa, a distância entre as partículas adjacentes é grande em comparação com o seu tamanho, pelo que o efeito de interferência mútua é desprezável, considerando-se assim, que a partícula sedimenta de uma forma individualizada, i.e. discreta, por ação da resultante das forças do seu peso, da impulsão e do atrito a que fica sujeita ao iniciar o seu movimento, devido à obstrução provocada pela viscosidade do fluido.

As forças que atuam na partícula estão representadas na Figura 9.2: a força gravítica " F_G " – o peso da partícula; e duas forças com sentido contrário, a força de impulsão " F_I " e a força de atrito " F_A " (expressões 9.1, 9.2 e 9.3 respetivamente).

Figura 9.2 Forças que atuam numa partícula em sedimentação



$$F_G = V_p \rho_p g \quad (9.1)$$

$$F_I = V_p \rho_L g \quad (9.2)$$

$$F_A = \frac{1}{2} C_A A_p \rho_L v_s^2 \quad (9.3)$$

Em que:

- V_p – volume da partícula;
- A_p – área projetada da partícula;
- ρ_p – massa volúmica da partícula;
- ρ_L – massa volúmica do líquido;
- C_A – coeficiente de atrito;
- v_s – velocidade de sedimentação;
- g – aceleração da gravidade.

No caso de $\rho_p > \rho_L$, a força resultante do peso e da impulsão será uma força constante, que provoca a queda da partícula em movimento uniformemente acelerado. Porém, este movimento é contrariado pela força de atrito F_A , a qual aumenta com o quadrado da velocidade (expressão 9.3), pelo que a partícula desacelera, até ao instante em que F_A equilibra a resultante entre o peso e a impulsão ($F_G - F_I$), a partir do qual a partícula cai em movimento uniforme, situação a que corresponde a expressão 9.4.

$$V_p g (\rho_p - \rho_L) = \frac{1}{2} C_A A_p \rho_L v_s^2 \quad (9.4)$$

Para uma partícula esférica de diâmetro “d”, volume “ V_p ” ($= 1/6 \pi d^3$) e com a área projetada perpendicular ao escoamento “ A_p ” ($= 1/4 \pi d^2$), a velocidade

de sedimentação v_s pode ser determinada a partir da expressão 9.5 ou obtida a partir do gráfico da Figura III.1 do Anexo III.

$$v_s = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{g}{C_A} \frac{\rho_p - \rho_L}{\rho_L} d} \quad (9.5)$$

O coeficiente de atrito é função da forma da partícula e do regime de escoamento, o qual está relacionado com o número de Reynolds, grandeza adimensional definida pela expressão 9.6.

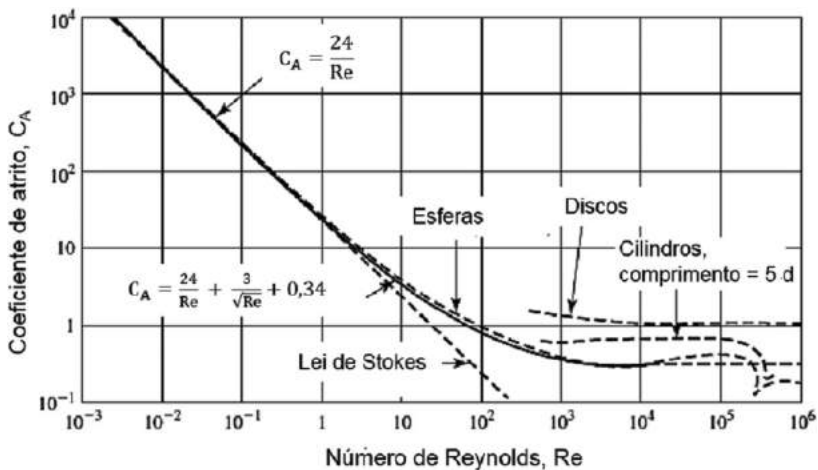
$$Re = \frac{d v \rho_L}{\mu_L} \quad (9.6)$$

Em que:

- Re – número de Reynolds;
- d – diâmetro das partículas;
- v – velocidade da partícula;
- μ_L – viscosidade dinâmica do líquido.

A Figura 9.3 representa a relação entre o coeficiente de atrito e o número de Reynolds.

Figura 9.3 Coeficiente de atrito em função do número de Reynolds e da forma da partícula



(Adaptada de Davis, 2010)

Para partículas esféricas a expressão do coeficiente de atrito pode ser descrita pelas expressões do Quadro 9.2.

Quadro 9.2 Coeficiente de atrito para partículas esféricas em diferentes regimes de escoamento

Regime	C_A
Laminar ($Re \leq 0,5$)	$C_A = 24/Re$
Transição ($0,5 < Re < 10^4$)	$C_A = 24/Re + 3/\sqrt{Re} + 0,34$
Turbulento ($Re \geq 10^4$)	$C_A \approx 0,4$

(Adaptado de Davis, 2010)

Quando a água flui em regime laminar, a velocidade terminal da partícula é calculada pela substituição de $C_A = 24/Re$ na expressão 9.5, obtendo-se a expressão 9.7, conhecida por lei de Stokes.

$$v_s = \frac{g (\rho_p - \rho_f) d^2}{18 \mu_f} \quad (9.7)$$

A lei de Stokes mostra que a velocidade de sedimentação de partículas discretas em regime laminar pode ser calculada, desde que seja conhecido o diâmetro das mesmas, bem como a sua massa volúmica e a do líquido e respetiva viscosidade. Como a massa volúmica e a viscosidade dependem da temperatura, a velocidade de sedimentação também é afetada pela temperatura. Compreende-se assim que os meses mais frios sejam mais desfavoráveis para a sedimentação de partículas.

Os estudos realizados por Hazen (1904) sobre sedimentação de partículas discretas mostraram que a eficiência da operação de decantação depende fundamentalmente do caudal e da área de sedimentação, nas seguintes condições ideais:

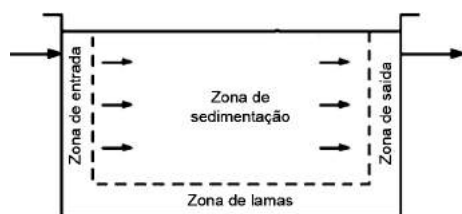
- o regime de escoamento deve ser laminar; as partículas estão uniformemente distribuídas em toda a secção transversal normal ao sentido do escoamento, o que significa que há uma distribuição uniforme da velocidade de sedimentação nessa secção;
- as partículas sedimentam no fundo antes de a água sair do tanque;

- não ocorre ressuspensão das partículas;
- o tempo de permanência de um elemento do fluido é igual ao tempo de retenção, isto é, não existem espaços mortos ou curto circuitos no volume do líquido na zona de sedimentação.

Segundo Camp (1936 e 1946), que procurou ajustar as condições de sedimentação reais às condições ideais, para que num tanque de sedimentação exista uma zona útil onde as condições de sedimentação sejam as ideais, haverá que adicionar ao volume útil da sedimentação o volume de mais três zonas – zona de entrada, zona de saída e zona de lamas – onde não se verificam condições ideais. A Figura 9.4 representa as quatro zonas para um tanque retangular:

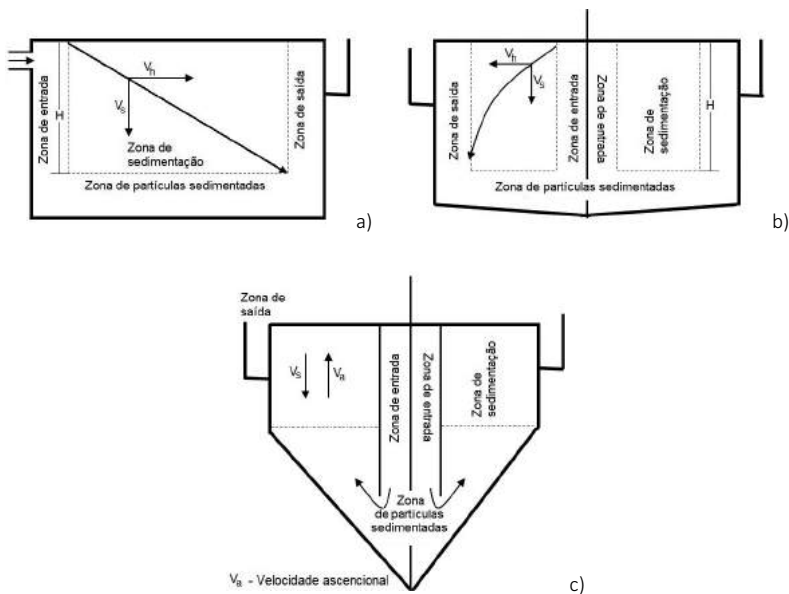
- *zona de entrada* – zona de regularização do escoamento – assume-se que no limite desta zona as partículas estão uniformemente distribuídas em toda a secção transversal do afluente;
- *zona de sedimentação* – zona onde as partículas sedimentam a uma velocidade constante;
- *zona de saída* – o efluente é recolhido antes de ser enviado para a próxima unidade de tratamento – todas as partículas que alcancem esta zona não são removidas das AR, sendo arrastadas com o efluente;
- *zona de lamas* – zona de acumulação das partículas sedimentadas dentro do tanque e assim removidas das AR.

Figura 9.4 Sedimentação num tanque ideal



Para que as partículas sejam separadas da água é necessário que o tempo de retenção das AR no tanque de sedimentação seja suficiente para que a trajetória percorrida pela partícula, na sua queda gravítica, assegure que a partícula atinja o fundo do tanque. Essa trajetória difere consoante a forma do sedimentador, como representado na Figura 9.5.

Figura 9.5 Trajetória das partículas discretas num tanque: a) retangular; b) circular de fluxo descendente e c) circular de fluxo ascendente



No caso do tanque retangular, a trajetória das partículas na zona de sedimentação é linear, sendo representada pela resultante de duas componentes vetoriais: a velocidade de sedimentação (v_s) e a velocidade do fluido (v_h). Para ser removida, uma partícula que entre no tanque no ponto mais desfavorável, ou seja, no ponto mais distante da zona de acumulação das lamelas, tem que percorrer a altura H do tanque, durante o tempo de retenção t_R . Dito de outra forma: a velocidade de sedimentação da partícula deve assegurar que a partícula sedimente ao longo da altura H durante o tempo de retenção das AR no tanque.

Assim, num tanque retangular, com as dimensões L (comprimento), W (largura) e H (altura), a velocidade de sedimentação que uma partícula deve ter para poder ser removida, também designada por **velocidade de sedimentação crítica da partícula** v_0 , pode ser calculada tendo em conta a expressão 9.8 (Figura 9.6).

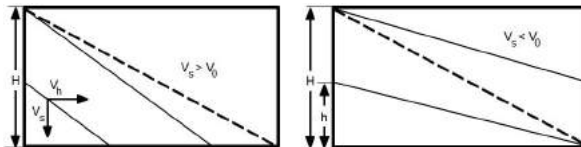
$$v_0 = \frac{H}{t_R} = \frac{H}{V/Q} = \frac{H Q}{V} = \frac{H Q}{W H L} = \frac{Q}{W L} = \frac{Q}{A} \quad (9.8)$$

Em que:

- v_0 – velocidade de sedimentação crítica da partícula;
- t_R – tempo de retenção do tanque ($t_R = V/Q$);
- V – volume do tanque com as seguintes dimensões H, W e L;
- Q – caudal de alimentação;
- A – área horizontal do tanque (= W L).

Todas as partículas com velocidade de sedimentação superior à velocidade crítica ($v_p > v_0$) sedimentam antes de a água sair do tanque e são removidas. As partículas com velocidade de sedimentação inferior à crítica ($v_p < v_0$) são parcialmente removidas: apenas são removidas as partículas que entram na zona de sedimentação a uma altura h inferior à altura mais desfavorável H (Figura 9.6).

Figura 9.6 Trajetória da sedimentação de partículas com velocidade: a) superior à crítica e b) inferior à crítica



A expressão 9.8 demonstra que o dimensionamento do tanque retangular é independente da profundidade do tanque (H) e que os parâmetros críticos no dimensionamento de um tanque de sedimentação de partículas discretas são: o caudal de alimentação e a área do tanque, ou seja a **carga hidráulica** ($C_H = Q/A$).

A indesejável ocorrência de ressuspensão de partículas sedimentadas pode verificar-se quando a componente horizontal da velocidade de queda da partícula (velocidade do escoamento) é suficientemente elevada, arrastando as partículas para a saída. Essa componente horizontal designa-se por **velocidade de rearrastamento** (v_{sc}) e corresponde ao quociente do caudal pela área vertical (W/H).

9.2.3. Sedimentação de partículas floculentas

Na sedimentação de partículas floculentas há alteração da sua dimensão, volume e massa volúmica, por aglutinação de partículas, devido a processos como a coagulação-floculação, ou a precipitação química, o que tem por consequência a variação da velocidade de sedimentação das partículas floculentas.

A aglomeração das partículas floculentas favorece a sua sedimentação, mesmo se a massa volúmica do floco for inferior à das partículas iniciais, visto a velocidade de sedimentação aumentar com o quadrado do diâmetro do floco (Alves, 2010).

A extensão com que a aglomeração de partículas ocorre depende da oportunidade de contacto entre partículas, a qual varia com o escoamento, a profundidade do tanque, os gradientes de velocidade no sistema, a concentração das partículas e a sua dimensão. O efeito destas variáveis só pode ser determinado por ensaios em colunas de altura igual à do tanque de sedimentação e com diâmetro geralmente compreendido entre 100 a 200 mm (Eckenfelder, 2000).

Os ensaios laboratoriais em colunas de sedimentação permitem determinar a percentagem de remoção de SS em função de diversos tempos de retenção e de diversas profundidades. No Anexo IV apresenta-se a descrição da metodologia destes ensaios.

9.2.4. Sedimentação em manto de lamas

A concentração de SS na água a tratar pode ser elevada, como no caso de águas muito turvas, e.g. o líquido de um reator de lamas ativadas, ou pode tornar-se elevada, como sucede na zona inferior da coluna de sedimentação, onde se vão acumulando as partículas sedimentadas da zona superior, mesmo que nesta zona a concentração inicial não seja elevada (ver Figura 9.1). Quando a concentração de SS é muito elevada, a distância

entre partículas não permite que a força de atração entre elas seja desprezável e as partículas mantêm-se em posições fixas, determinadas por essas forças, sedimentando como um todo mais ou menos homogêneo – o manto de lamas – embora as condições desta sedimentação possam variar ao longo do tempo, devido à variação da forma e da massa volúmica das partículas. O deslocamento ascensional do líquido à medida que o manto de lamas sedimenta tende a diminuir a velocidade de sedimentação até níveis inferiores ao da sedimentação das partículas discretas, pelo que este tipo de sedimentação também é conhecido por “sedimentação impedida”.

A velocidade de sedimentação depende da concentração de SS e das suas características. Assim, o parâmetro de dimensionamento de tanques de sedimentação de águas com elevada concentração de SS, em que predomina a sedimentação em manto, deve ser a massa de SS por unidade de superfície, designada por **carga de sólidos superficial**, abreviadamente designada por apenas carga de sólidos, geralmente expressa em $\text{kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{d SS})$.

Na verdade, o manto de lamas apresenta um gradiente de concentração de SS entre a zona superior do manto em contacto com a zona sobrejacente de líquido clarificado e a zona subjacente de lamas, na qual as partículas continuam o processo de sedimentação (em compressão). As características de sedimentação em manto só podem ser determinadas em ensaios de sedimentação, sendo de referir dois métodos (descritos no Anexo V e exemplificados nos exercícios apresentados em 11.7.2 e 11.7.3):

- método de Talmadge e Fitch – ensaios descontínuos com uma suspensão de elevada concentração de SST;
- método do fluxo de sólidos – baseado em ensaios de sedimentação com águas com diferentes valores de concentração de SS.

O manto de lamas deve manter-se abaixo de uma profundidade tal que não se aproxime do dispositivo de recolha do líquido clarificado, o que deve ser assegurado por uma adequada taxa de extração de lamas que impeça o aumento da altura do manto de lamas.

9.2.5. Sedimentação em compressão

A sedimentação por compressão ocorre nas lamas sedimentadas, onde a concentração de partículas é muito elevada. A sedimentação ocorre à

custa da compressão das partículas já sedimentadas pelo peso das novas partículas que se vão juntando à camada de lama, com a consequente deslocação de água.

O volume ocupado pelas lamas na zona de compressão pode ser determinado por ensaios de sedimentação. Este volume pode ser reduzido por meio da agitação lenta das lamas, que permite aumentar a compactação das lamas, ao fragmentar os flocos e libertar a água intersticial.

10.1. Objetivo

A desarenação ou desarenamento é a operação que tem como objetivo a remoção de partículas sólidas de natureza predominantemente inorgânica (e.g. areia, partículas metálicas, bagos de café, casca de ovo) com diâmetro mínimo de 0,3 mm, a que corresponde uma velocidade de sedimentação superior a 0,03 m/s (NP EN 12255-3, 2006), designadas por areias (*grit* na terminologia inglesa). Embora a definição de desarenação adotada na NP EN 12255-3 seja a de operação que remove partículas de dimensão superior a 0,3 mm, é objetivo corrente da desarenação a remoção de partículas mais pequenas, com 0,2 mm de dimensão (Metcalf & Eddy, 2003) e de densidade da ordem de 2,65⁴¹, cuja velocidade de sedimentação é da ordem de 0,016 a 0,022 m/s dependendo da forma das partículas (Peavy *et al.*, 1985).

Com a operação de desarenação pretende-se:

- proteger os equipamentos a jusante (nomeadamente bombas, válvulas, tubagens, arejadores e difusores) contra o desgaste por abrasão;
- evitar a deposição de areias em tubagens, canais, decantadores, arejadores e digestores.

No passado nem sempre as ETAR incluíram a desarenação, operação de tratamento que, atualmente, é aplicada na generalidade das ETAR, sendo mesmo considerada indispensável nas ETAR de localidades à beira-mar, bem como no caso de existência de centrífugas de desidratação de lamas e de bombas de diafragma.

A desarenação processa-se em órgãos designados por desarenadores e faz parte do tratamento preliminar, localizando-se normalmente a jusante da gradagem.

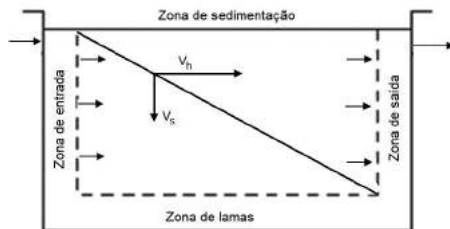
10.2. Mecanismos da desarenação

Na desarenação são removidas essencialmente partículas discretas, cujo mecanismo de sedimentação é descrito no Capítulo 9. As trajetórias des-

⁴¹ A densidade da areia pode variar entre 2,5 e 2,65 (Davis, 2010).

critas pelas partículas são retilíneas, correspondendo à resultante da velocidade de sedimentação (v_s) e da velocidade de escoamento ou velocidade horizontal (v_h), como apresentado na Figura 10.1.

Figura 10.1 Trajetória das partículas discretas na desarenação



A velocidade de sedimentação é determinada pela expressão 9.5, que em determinadas condições (ver secção 9.2.2) pode assumir a forma da equação de Stokes.

Nos desarenadores de escoamento horizontal é importante assegurar que a componente horizontal de trajetória das partículas (v_h) não é suficientemente elevada para arrastar as partículas para a saída.

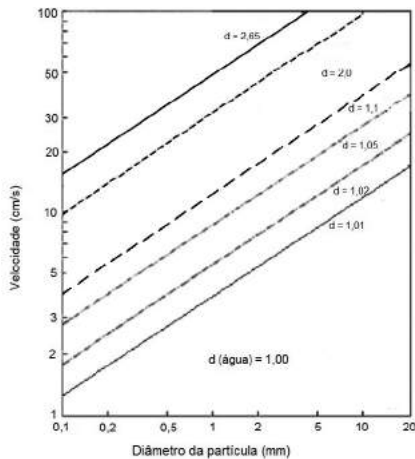
A variação da v_h em função do diâmetro das partículas com diferentes massas volúmicas é ilustrada na Figura 10.2. Para velocidades inferiores a 0,15 m/s ocorre a retenção de partículas com massa volúmica compreendida entre 1,01 e 1,02 g/cm³, situação indesejada, já que se trata de partículas maioritariamente orgânicas. Para valores de v_h superiores a 0,3 m/s ocorre retenção de partículas com massa volúmica superior a 2 g/cm³ (situação desejada, já que se trata de partículas inorgânicas).

No entanto, a prática revela que, para um bom funcionamento destes desarenadores, v_h deve variar entre 0,15 e 0,40 m/s, o que implica que a v_s das partículas com granulometria superior a 0,2 mm seja superior a 0,015 m/s. Dados reais demonstram que a dimensão real de partículas removidas varia entre 1,3 a 2,7 mm (Metcalf & Eddy, 2003).

A chave da operação de desarenação reside assim, no controlo da velocidade de escoamento das AR, independentemente das variações de caudal,

a qual deve permitir a sedimentação das areias sem arrastar as partículas já sedimentadas.

Figura 10.2 Velocidade horizontal em função do diâmetro e densidade de partículas



(Adaptada de Marais e Haandel, 1996)

O tempo de retenção das AR no desarenador deve ser suficiente para que a sedimentação das areias ocorra antes de as AR saírem do desarenador. A velocidade de rearrastamento, ou seja, a velocidade de escoamento que arrasta todas as partículas de diâmetro inferior a determinada dimensão, é dada pela equação de Camp-Shields (expressão 10.1).

$$V_{sc} = \sqrt{\frac{8 \beta (\rho_s - \rho_L) g d}{f}} \quad (10.1)$$

Em que:

- v_{sc} – velocidade de rearrastamento das partículas de diâmetro $\leq d$;
- ρ_p – massa volúmica da partícula;
- ρ_L – massa volúmica do líquido;
- g – aceleração da gravidade;
- d – diâmetro das partículas;
- β – constante⁴²;
- f – fator de fricção de Weisbach – D’Arcy⁴³.

⁴² $\beta = 0,04$ para areia uniforme e $\beta = 0,06$ para material não uniforme.

⁴³ $f = 0,03$ para o betão.

É possível melhorar a eficiência da desarenação, conseqüentemente reduzindo a área necessária, aumentando a força motriz de separação das partículas, através de uma força centrífuga criada por uma trajetória em espiral, provocada por injeção de ar (ver secção 10.3.3) ou por indução de um vórtice (ver secção 10.3.4).

O material retido no desarenador deve ser removido com uma frequência adequada, a fim de evitar o transbordo do poço de armazenamento localizado no desarenador. Parte das partículas removidas por desarenação podem ser de natureza orgânica e suscetíveis de gerar odores desagradáveis, o que recomenda a lavagem das areias removidas previamente à sua condução a destino final. A água de lavagem é lançada na fileira de tratamento da ETAR. Frequentemente, as areias lavadas são também classificadas em função da sua granulometria (ver secção 10.3.5), o que permite a sua posterior reutilização na construção.

10.3. Tipologia de desarenadores

10.3.1. Nota introdutória

Os tipos de desarenadores que têm sido aplicados com sucesso são os seguintes:

- desarenadores de escoamento horizontal;
- desarenadores arejados;
- desarenadores tangenciais ou tipo-vórtice;
- desarenadores tipo hidrociclone.

Na seleção do tipo de desarenador devem ser tidos em consideração os seguintes aspetos:

- quantidade e características das partículas a remover;
- perda de carga introduzida pelo desarenador;
- área necessária para a sua instalação;
- eficiência de remoção das partículas;
- custos.

10.3.2. Desarenador de escoamento horizontal

O tipo mais usual de desarenador de escoamento horizontal consiste num canal de secção retangular ou trapezoidal (como aproximação a uma secção parabólica desejável, mas de difícil execução), no qual a velocidade de escoamento horizontal se mantém constante, no valor pretendido, por efeito de um dispositivo do controlo de caudal instalado a jusante na secção transversal do canal (Figura 10.3). Tal dispositivo permite variações da altura do líquido no canal em função das flutuações de caudal, mas mantém constante a velocidade de escoamento.

Os dispositivos de controlo de caudal utilizados podem ser o canal Parshall (Figura 5.2) ou o descarregador Sutro (Figuras 10.4 e 10.5).

O canal Parshall é o dispositivo de controlo de caudal mais utilizado nos desarenadores, porque é simples de construir, tem baixos custos e é aplicado como medidor de caudal com baixa perda de carga.

O comprimento do canal é determinado por dois fatores:

- altura atingida pelo líquido, nas condições de velocidade condicionadas pelo dispositivo de controlo de caudal;
- área da secção transversal, definida pelo caudal e pela velocidade de escoamento.

Figura 10.3 Desarenador de escoamento horizontal



O descarregador Sutro caracteriza-se por a sua curva de vazão ser traduzida por uma equação linear, o que significa que o caudal descarregado varia linearmente com a carga. O perfil do descarregador é definido por uma zona retangular associada a uma zona curva, conforme representado nas Figuras 10.4. e 10.5.

Figura 10.4 Descarregador Sutro

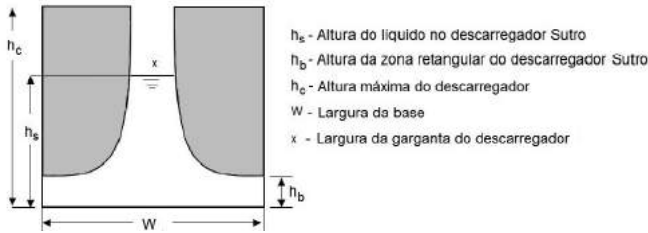
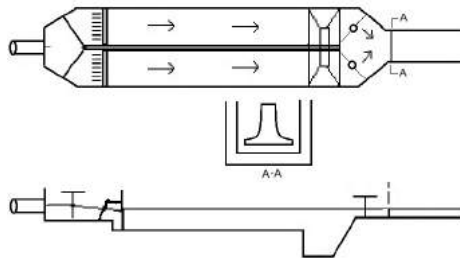


Figura 10.5 Esquema de um desarenador de escoamento horizontal e velocidade controlada com descarregador Sutro



Os desarenadores de escoamento horizontal são aconselháveis para instalações de tratamento de pequena e média dimensão, não sendo aplicáveis em ETAR de grande dimensão, onde seriam necessários canais de elevado comprimento, com o inconveniente adicional de uma operação difícil e morosa, em virtude da grande quantidade de areias acumuladas na soleira de um longo canal. Nestes casos, a melhor opção passa por desarenadores arejados, tangenciais ou hidrociclones.

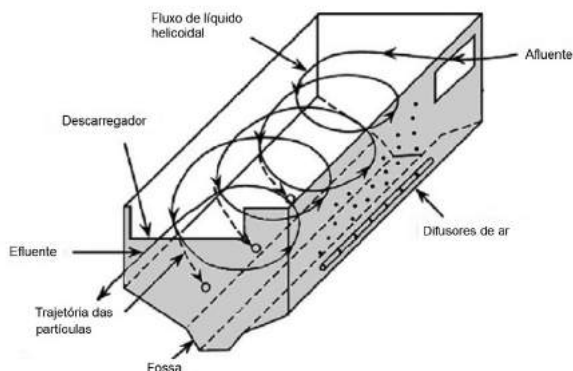
Os desarenadores de escoamento horizontal têm o fundo inclinado no sentido descendente para a entrada da AR, para facilitar o arrastamento das areias para o poço onde se acumulam e do qual são depois extraídas. Na maior parte dos casos, o arrasto das areias pelo fundo é feito por um

parafuso transportador, que empurra as areias sedimentadas para um poço localizado à entrada do tanque. Nos tanques mais compridos, existem dois parafusos, que conduzem a areia para a zona central do tanque. Também são utilizadas correntes e lâminas raspadoras em vez dos parafusos transportadores, especialmente em desarenadores de escoamento horizontal.

10.3.3. Desarenador arejado

Os desarenadores arejados mais usuais são constituídos por tanques de planta retangular, com escoamento horizontal, com injeção de ar difuso num dos lados do fundo do tanque, de modo a provocar um escoamento da água em espiral, conforme representado na Figura 10.6.

Figura 10.6 Trajetória das partículas num desarenador arejado



(Adaptada de Metcalf & Eddy, 2014)

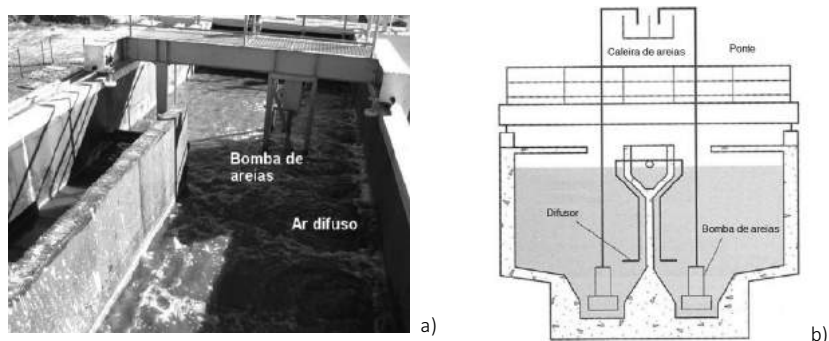
A taxa de injeção de ar e a forma do tanque determinam a velocidade do movimento em espiral e conseqüentemente a dimensão das partículas com determinada massa volúmica, que sedimentam. As partículas mais pesadas, com a inerente velocidade de sedimentação mais elevada, sedimentam no fundo e são arrastadas pelo movimento em espiral para uma caixa no topo do tanque. As partículas mais leves são mantidas em suspensão pelo movimento em espiral e saem com o efluente desarenado.

A taxa de injeção de ar serve, essencialmente, de método de controlo da velocidade (Vesilind, 2003), devendo ser suficientemente baixa para per-

mitir a sedimentação de partículas com diâmetro superior a 0,2 mm e massa volúmica da ordem dos 2,65 g/cm³, e suficientemente alta para não permitir a sedimentação de material orgânico com massa volúmica inferior a 1 g/cm³ (Metcalf & Eddy, 2003). A velocidade de escoamento de ar nas tubagens dos desarenadores não deve ser superior a 20 m/s a fim de diminuir o ruído produzido (NP EN 12255-3 2006).

Um desarenador arejado (Figura 10.7) é uma instalação flexível, pois o efeito rotacional induzido pela insuflação de ar depende do caudal de ar e da forma do tanque, mas é independente do caudal de AR, o que permite que um desarenador arejado possa operar sob larga variação de caudal afluyente.

Figura 10.7 Desarenador arejado de planta retangular: a) fotografia e b) esquema

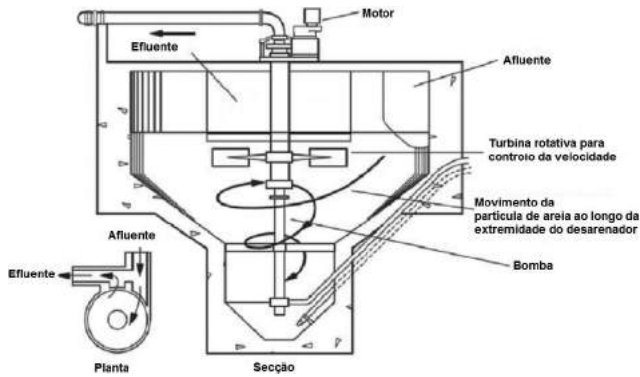


10.3.4. Desarenador tangencial ou tipo vórtice

Os desarenadores tangenciais ou tipo vórtice são tanques formados por uma parte cilíndrica sobreposta a uma parte cônica, onde é provocado um movimento de vórtice (escoamento em espiral em forma de “donut”). O objetivo é capturar graviticamente para o fundo do desarenador as partículas discretas com dimensão superior a 0,2 mm, enquanto as menos densas são mantidas em suspensão por ação da força centrífuga e saem com o efluente desarenado.

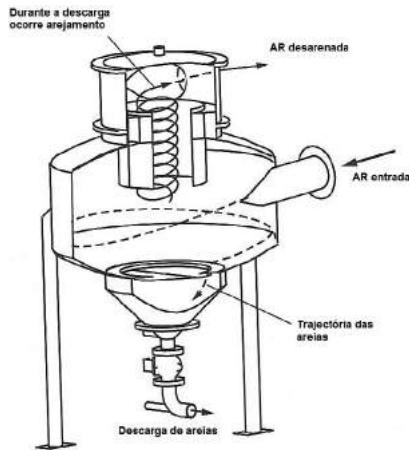
O vórtice pode ser provocado mecanicamente – por agitadores do tipo turbina – ou hidráulicamente – pela admissão tangencial da água na parte cilíndrica (hidrociclone). As Figuras 10.8 e 10.9 representam desarenadores tangenciais mecanizados e do tipo hidrociclone, respetivamente.

Figura 10.8 Desarenador tangencial mecanizado



(Adaptada de Metcalf & Eddy, 2003)

Figura 10.9 Desarenador do tipo hidrociclone



(Adaptada de Metcalf & Eddy, 2014)

Nos desarenadores tangenciais mecanizados a velocidade de sedimentação das partículas a remover é controlada pelos agitadores acionados por motor, de velocidade variável, colocados no centro do tanque, que controlam a velocidade tangencial da água, impedindo assim a sedimentação de partículas de matéria orgânica durante os períodos de afluência reduzida.

Geralmente as areias são extraídas do fundo do desarenador por um sistema de *air lift*.

Os desarenadores do tipo hidrociclone são particularmente úteis na beneficiação de ETAR que não têm desarenador ou espaço para a sua construção. Este tipo de desarenadores é utilizado para a remoção de areias de lamas primárias, nos casos em que não foi prevista desarenação antes da decantação primária, e por consequência, as lamas primárias contêm uma quantidade apreciável de areias. Também são utilizados para extrair diretamente as areias das AR em escoamento num emissário (Vesilind, 2003). A montante deve ser instalada uma grade fina, para remover partículas superiores a 5 mm.

Os hidrociclones funcionam melhor a valores de caudal e de pressão constantes. Se o caudal se afastar dos valores de dimensionamento, os sólidos perdem-se pela parte central do equipamento. Este tipo de desarenadores requer alturas manométricas da ordem de 4 a 9 m (Vesilind, 2003).

No Quadro 10.1 comparam-se as vantagens e desvantagens dos principais tipos de desarenadores.

Quadro 10.1 Vantagens e desvantagens dos desarenadores

Tipo	Vantagens	Desvantagens
Desarenadores de escoamento horizontal	Boa flexibilidade para controlo de nível e das velocidades de escoamento e sedimentação, através do ajustamento do dispositivo de controlo de caudal de jusante. Construção simples em alvenaria ou betão armado, dado que é retangular em planta. Boa limpeza nos sistemas com remoção mecânica de areias.	É difícil a manutenção da velocidade de escoamento e de sedimentação com descarregadores e válvulas de controlo manual. Desgaste excessivo nas correntes e nas lâminas submersas e nos dispositivos de suporte. Risco de deposição de matéria orgânica quando a velocidade de escoamento é muito baixa. Risco de saída de areias para velocidades elevadas. Os descarregadores de controlo manual normalmente induzem perdas de carga elevadas.

(continua)

Tipo	Vantagens	Desvantagens
Desarenadores arejados	<p>É possível conseguir uma boa eficiência de remoção de areias numa larga gama de caudais. A perda de carga ao longo da câmara arejada é mínima. Possível a remoção de areias com baixo teor de matéria orgânica através do controlo da taxa de arejamento. O arejamento possibilita alguma biodegradação da matéria orgânica, reduzindo a carga orgânica nos órgãos de jusante. Podem ser utilizados como tanques de mistura para a adição de reagentes (e.g. agentes para melhorar a pré-oxidação, floculação e decantação) a montante dos decantadores primários.</p>	<p>O consumo de energia é mais elevado do que em qualquer outro sistema de remoção de areias. É necessária mão-de-obra especializada para a sua operação e manutenção. Podem ser libertadas quantidades significativas de sólidos orgânicos voláteis e odores.</p>
Desarenadores tangenciais	<p>Eficientes para uma larga gama de caudais. Não inclui peças móveis submersas que possam exigir manutenção. Necessita de um espaço mínimo, reduzindo assim os custos de construção. A perda de carga é mínima (o valor representativo é de 6 mm). É eficiente em termos energéticos. Remove uma elevada percentagem de areias finas.</p>	<p>Geralmente, é um sistema patenteado. As pás podem favorecer a formação de rolos de materiais têxteis e plásticos. O poço ou tremonha das areias pode ficar compactado e entupir a tubagem de saída das areias. Exige uma agitação por ar e água. O <i>air lift</i> por vezes não é eficaz na remoção das areias.</p>
Desarenadores do tipo hidrociclone	<p>Boa adaptação a canais de gradagem ou ETAR sem desarenadores e com limitação de espaço para a construção de novos equipamentos. Eficientes para baixos caudais. Baixos custos de construção e manutenção.</p>	<p>Colmatam com facilidade se a AR tiver muitos óleos e gorduras. Se a quantidade de areias for elevada, o cone de extração pode ficar compactado e colmatar. Elevado consumo de energia.</p>

(Adaptado de Metcalf & Eddy, 2003)

10.3.5. Equipamento de extração de areias

A quantidade e características dos SS presentes nas AR a remover por desarenação são muito variáveis, dependendo a sua quantidade dos seguintes fatores:

- tipo e condições de sistema de drenagem de AR (unitário ou separativo, rede antiga ou nova);
- características da área de drenagem (AR de aglomerados junto de praias contêm mais areias);
- inclinação dos coletores;
- tipo de ARI afluentes.

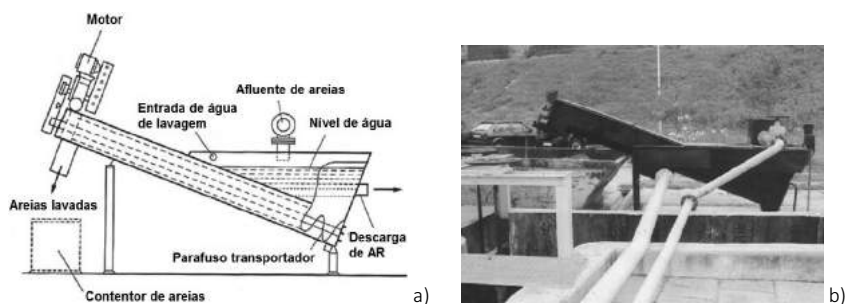
Geralmente, a remoção das partículas sedimentadas nos desarenadores é mecanizada. Os quatro principais métodos automáticos ou semiautomáticos de remoção de areias do poço de acumulação dos desarenadores são:

- transportadores de parafusos inclinados ou tubulares;
- elevadores de correntes;
- dragas;
- grupos eletrobomba.

Geralmente a extração de areias é feita por bombagem (com grupos submersíveis ou grupos de eixo horizontal instalados à superfície) ou por um sistema de *air lift*, consistindo num compressor de ar e num conjunto de tubagens, uma de injeção de ar e outra de extração de areias. Qualquer método de transporte de areias para o poço e para a sua extração do interior do poço, tem que ter em conta que o material em questão é pesado e abrasivo.

As areias passam geralmente por um lavador, para remover as partículas orgânicas geradoras de odores desagradáveis e um classificador, o que facilita a sua reutilização. Os classificadores de areias, quer os do tipo de parafuso inclinado, quer os do tipo de lâminas de funcionamento alternativo, combinam a lavagem e a classificação das areias, separando a matéria orgânica biodegradável das areias (Figura 10.10). Após lavagem, os resíduos podem ser reutilizados na construção civil pesada (e.g. fundações) ou transportados em camiões ou em contentores diretamente para o destino final (geralmente um aterro de RU). Para evitar a libertação de odores durante a fase de armazenamento e reboque os contentores são cobertos.

Figura 10.10 Extração por parafuso inclinado, lavagem e classificação de areias:
a) esquema e b) fotografia



(a) – adaptada de Metcalf & Eddy, 2003)

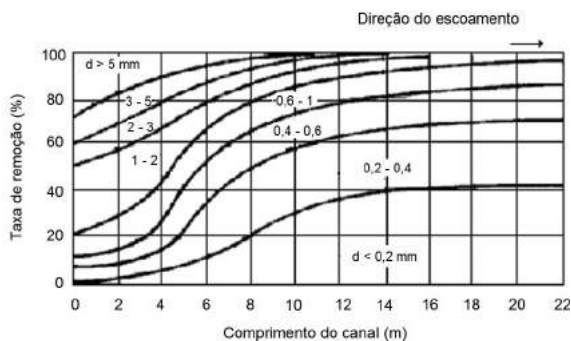
10.4. Disposições construtivas

Os desarenadores devem ser construídos em duplicado, funcionando um como reserva do outro, utilizado sempre que seja necessário limpar ou reparar o primeiro.

Na configuração mais simples, os desarenadores gravíticos de escoamento horizontal não possuem qualquer equipamento eletromecânico, incluindo apenas comportas, válvulas (em geral, de controlo manual) e pás raspadoras (manuais ou mecanizadas) para encaminharem as areias para o poço de armazenamento.

O canal deve ser suficientemente longo para que a velocidade de aproximação seja feita de forma uniforme. Na prática, o comprimento do canal (L) deve ser superior a 5 m, para permitir remover 20 % das partículas com granulometria entre 0,2 e 0,4 mm e 80 % das partículas com granulometria entre 3 e 5 mm (Figura 10.11). Já um canal com cerca de 12 m permite remover cerca de 40 e 100 % das partículas com igual granulometria (Figura 10.11).

Figura 10.11 Distribuição longitudinal em função do diâmetro de partículas sedimentáveis em desarenadores gravíticos de escoamento horizontal



(Adaptada de Horváth, 1994)

As partículas com diâmetro inferior a 0,2 mm necessitam de canais demasiado compridos (superiores a 20 m) para sedimentarem e mesmo assim, a percentagem de remoção não chega aos 50 %. Assim, para comprimento superior a 12 m os canais desarenadores deixam de ser eficientes, sendo preferível a seleção de um desarenador do tipo mecânico (Vesilind, 2003).

A flexibilidade do circuito hidráulico é muito importante para a boa O&M do canal desarenador, pelo que deve ser possível isolar cada canal através de comportas ou válvulas, que devem ser de material leve e não corrosível, como por exemplo chapa de PVC. As calhas que guiam o movimento das comportas devem proporcionar-lhes um fácil deslizamento.

A soleira do canal deve ser nivelada ou ter uma inclinação de cerca de 0,5 % para jusante, para proporcionar um fácil escoamento, sem formar reentrâncias onde possa ficar retido o material sólido.

Nos desarenadores arejados não devem ser esquecidos os equipamentos acessórios que permitem monitorizar e controlar a taxa de arejamento de cada bateria de difusores. Estes são colocados a uma distância entre 0,45 a 0,6 m do fundo do tanque (Metcalf & Eddy, 2003).

Geralmente, a altura dos desarenadores arejados varia entre 2 e 5 m, o comprimento entre 7 e 20 m, a largura entre 2 e 7 m e a razão largura/altura entre 1:1 e 1:5 (Metcalf & Eddy, 2003 e Punmia e Jain, 2005).

Os desarenadores tangenciais são tanques de altura elevada, que pode atingir 9 a 12 m.

A extração de areias é realizada por diversos métodos, essencialmente automáticos (ver secção 10.3.5). Algumas ETAR utilizam métodos manuais (com uma pá). Os canais devem ser equipados com comportas, que permitam o seu isolamento e remoção da água do seu interior.

10.5. Dimensionamento de desarenadores

10.5.1. Desarenadores de escoamento horizontal

O dimensionamento de um desarenador de escoamento horizontal consiste, essencialmente, na determinação da área da secção transversal e do comprimento do canal suficiente para assegurar a sedimentação das partículas de diâmetro superior a 0,2 mm e densidade superior a 2,65.

O dimensionamento do canal deve ser feito para as condições máximas de escoamento (normalmente para o caudal de ponta do ano horizonte de projeto), devendo as condições de funcionamento (velocidade e tempo de retenção hidráulico) ser verificadas para as condições mínimas de escoamento (normalmente para o caudal médio do ano de arranque).

A área da secção transversal está condicionada pelos seguintes fatores: caudal, número de canais pelo qual se reparte, altura do líquido e da velocidade de escoamento condicionadas pelo medidor de caudal a jusante.

O cálculo do comprimento do canal deve ter em conta que velocidade de escoamento baixa ($< 0,3$ m/s), que ocorre para as afluências mínimas, pode provocar a deposição de matéria orgânica no canal e que velocidade muito elevada ($> 0,6$ m/s), que ocorre para as afluências elevadas, pode levar ao arrastamento de material sólido para os órgãos de tratamento de jusante. Para determinar o comprimento efetivo do canal, deve ser adicionada uma folga ao comprimento calculado, para compensar a turbulência à entrada e à saída. As folgas necessárias para o armazenamento das areias sedimentadas e para a instalação do equipamento de remoção devem ser consideradas na determinação da profundidade do canal.

Os principais critérios de dimensionamento são apresentados no Quadro 10.2.

Quadro 10.2 Critérios de dimensionamento para desarenadores de escoamento horizontal e velocidade controlada

Critério	Unidades	Valor
Velocidade horizontal	m/s	0,15 – 0,40
Velocidade de sedimentação	m/s	0,015 – 0,2
Diâmetro das partículas a remover	mm	0,2 – 2,0
Tempo de retenção	s	15 – 90
Altura de água	m	0,6 – 1,5
Comprimento	m	3 – 15
Quantidade de areias	L/1 000 m ³ de AR	
Sistema separativo		4 – 37
Sistema unitário		4 – 180
Capitação de areias	L/(hab.d)	5 – 12
Altura da caixa de areias	m	> 0,10

(Adaptado de Vesilind, 2003; Punmia e Jain, 2005 e Metcalf & Eddy, 2003)

10.5.2. Desarenadores arejados

Neste tipo de desarenadores devem ser determinados os seguintes parâmetros: área da secção, comprimento, caudal de arejamento e caudal de areias removidas, de acordo com os principais critérios apresentados no Quadro 10.3.

Quadro 10.3 Critérios de dimensionamento para desarenadores arejados

Critério	Unidades	Intervalo
Carga hidráulica superficial	m ³ /(m ² .d)	898 – 2 040
Velocidade horizontal	m/s	0,6 – 0,8
Tempo de retenção	min	2,5 – 5,0
Caudal de ar por comprimento	L/(s.m)	4,6 – 12,4
Altura	m	2,0 – 5,0
Comprimento	m	7,5 – 20
Largura	m	2,5 – 7,0
Razão largura/altura		1:1 – 5:1
Razão comprimento/largura		2,5:1 – 5:1
Tipo de difusor		Bolha média a grossa
Velocidade de rotação em espiral	m/s	0,6 – 0,75
Quantidade de areias	L/1 000 m ³ de AR	
Sistema separativo		4 – 37
Sistema unitário		4 – 180
Capitação de areias	L/(hab.d)	5 – 12

(Adaptado de Vesilind, 2003; Metcalf & Eddy, 2003; Punmia e Jain, 2005)

A taxa de arejamento efetuada com difusores de bolha média a grossa deve ser variável, para permitir uma uniformização da remoção da areia ao longo do comprimento do tanque. É conveniente prever compressores dedicados, um para cada tanque.

A entrada e a saída do tanque devem ser localizadas de forma a permitir que o escoamento da água se possa realizar perpendicularmente ao movimento de rotação em espiral. Os defletores de entrada e de saída servem para dissipar a energia e minimizar curto circuitos. Um bom dimensionamento deve incluir defletores intermédios ao longo da largura do tanque, para prevenir o curto-circuito através do centro do movimento de rotação em espiral.

Um defletor longitudinal deve ser posicionado a aproximadamente 1 m da parede, ao longo dos difusores de ar, para ajudar a controlar o movimento de rotação em espiral.

A eficiência da remoção de areias pode ser melhorada por dois processos: aumentando o caudal de ar, assim originando a formação de maior quantidade de bolhas de ar, para permitir a captura de partículas de menor granulometria; aumento do tempo de retenção da AR no desarenador. Contudo, o tempo de retenção é um fator com menor impacto na eficiência do desarenador do que a localização dos defletores e dos difusores, do caudal de ar difuso e do próprio dimensionamento do sistema.

10.5.3. Desarenadores tangenciais ou tipo vórtice

Nos desarenadores tangenciais, é recomendado como boa prática, que o canal de entrada tenha um comprimento quatro a sete vezes superior à largura do canal de entrada ou 4,6 m, devendo ser escolhido o maior dos dois. A velocidade ideal no canal afluyente deve variar entre 0,6 a 0,9 m/s. Esta gama ideal deve ser verificada para os caudais correspondentes a 40 a 80 % do caudal de ponta. A velocidade mínima aceitável é de 0,15 m/s, porque velocidades inferiores não permitem o transporte da areia para o desarenador. Se ocorrerem velocidades inferiores a 0,15 m/s, será necessário prever a utilização de jatos de água para empurrar a areia sedimentada para o tanque.

Este tipo de desarenadores é geralmente patenteado, sendo as dimensões definidas pelos fabricantes. Os fabricantes devem garantir que as dimensões da unidade foram testadas em condições reais para determinação dos valores do rendimento. A não utilização das dimensões recomendadas, sem a aprovação prévia do fabricante, pode anular as garantias de rendimentos.

O dimensionamento é efetuado tendo em conta o caudal de ponta horário. O tempo de retenção mais utilizado é bastante reduzido, da ordem de 20 a 30 segundos. A seleção de uma unidade maior do que a necessária pode dar melhores resultados, mas os custos de operação serão mais elevados (WEF citado por EPA, 2003).

Os critérios de dimensionamento dos desarenadores tangenciais ou tipo vórtice são apresentados no Quadro 10.4 (Metcalf & Eddy, 2014).

Quadro 10.4 Critérios de dimensionamento para desarenadores tipo vórtice

Critério	Intervalo
Tempo de retenção para caudal médio (s)	20 – 30
Diâmetro (m)	
Parte superior do desarenador	1,2 – 7,2
Parte inferior do desarenador	0,9 – 1,8
Altura (m)	2,7 – 4,8
Percentagem de remoção das partículas de diâmetro de:	
0,30 mm	92 – 98
0,21 mm	80 – 90
0,149 mm	60 – 70

(Adaptado de Metcalf & Eddy, 2014)

Nos desarenadores tipo hidrociclone a perda de carga é função do diâmetro das partículas de areia a serem removidas, aumentando significativamente para partículas finas. Este tipo de desarenador permite tratar caudais até 0,3 m³/s (Metcalf & Eddy, 2014). Quanto menor o diâmetro do hidrociclone, maior será a força centrífuga desenvolvida e, conseqüentemente, menor o tamanho de partículas que podem ser separadas (Chermisioff, 2002).

Os diâmetros do orifício de entrada e de saída da AR e o ângulo de inclinação da parede cônica também são variáveis relevantes do dimensionamento destes equipamentos.

10.5.4. Classificadores de areias

Os classificadores de areias são dimensionados com base na capacidade de arraste das areias pelas lâminas ou parafuso, na quantidade de areias a alimentar ao classificador e na velocidade de sedimentação das partículas.

Os parâmetros importantes no dimensionamento dos classificadores são:

- a inclinação do parafuso com a horizontal (15 a 30 °);
- a velocidade de rotação do parafuso;
- o passo da hélice (usualmente um meio passo ou um passo duplo).

10.6. Requisitos de O&M

Na operação dos desarenadores há principalmente que assegurar o controlo da velocidade do escoamento das AR. Para tal, nos desarenadores em canal devem ser inspecionados os dispositivos de controlo do caudal (descarregador Sutro ou canal Parshall). Com o mesmo objetivo, nos desarenadores arejados deve ser monitorizada e ajustada a taxa de arejamento dos difusores e a velocidade de rotação das turbinas nos arejadores tangenciais.

No Quadro 10.5 indicam-se os problemas mais frequentes na desarenação e algumas soluções.

Quadro 10.5 Problemas e soluções mais frequentes nos desarenadores

Problema	Causa possível	Solução
Existência de areia a jusante do desarenador	Velocidade excessiva no desarenador. Equipamento de remoção funcionando a baixa velocidade.	Reduzir a velocidade de escoamento. Aumentar a velocidade do sistema de remoção de areias.
Excessiva vibração no desarenador	Colmatação parcial da secção de saída de areias. Caudal excessivo.	Remover possíveis obstruções. Reduzir o caudal.
Odores desagradáveis no desarenador	Formação de ácido sulfídrico. Detritos orgânicos submersos.	Lavar o desarenador com água e solução de hipoclorito. Lavar o desarenador diariamente.
Corrosão do metal e do betão.	Ventilação inadequada que proporciona a formação de ácido sulfídrico.	Aumentar a ventilação.
Areias removidas com cor cinzenta, com odor e gorduras	Pressão inadequada no desarenador ciclone. Circulação de ar incorreta. Velocidade do líquido muito baixa no desarenador.	Manter pressão entre 4 e 6 psi. Aumentar o caudal de ar. Aumentar a velocidade de escoamento.
Reduzida turbulência no desarenador arejado	Difusores cobertos por ou areias.	Limpar os difusores.

(Adaptado de Spellman, 2003)

A frequência da remoção das areias depende, em última análise, das características das AR (ver secção 10.3.5), sendo a frequência mínima uma vez por dia.

Constitui boa prática prever a disponibilidade de uma mangueira com água de serviço pressurizada junto ao desarenador, para eventual limpeza manual.

O recinto envolvente deve ser limpo com frequência, de modo a prevenir a acumulação de gorduras ou outras matérias que possam causar piso escorregadio, odores e aparecimento de insetos ou roedores.

As tarefas de manutenção devem ser efetuadas a todo o equipamento, seguindo as recomendações dos fornecedores dos equipamentos, de modo a garantir o bom estado da instalação.

10.7. Exercícios

Exercício 10.7.1 – Dimensionamento de desarenador arejado

Uma ETAR recebe um caudal médio de AR de $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$. Considerar os seguintes dados:

- fator de ponta = 2,75;
- tempo de retenção no desarenador arejado = 3 min em condições de ponta;
- altura máxima no tanque (H) = 3 m;
- razão largura/altura (W/H) = 1/2;
- caudal de ar necessário = $0,5 \text{ m}^3/(\text{min.m})$;
- quantidade de areias na AR = $50 \text{ m}^3/ 10^6 \text{ m}^3$ de AR.

Determinar:

- a) as dimensões do desarenador arejado;
- b) o caudal de ar e o caudal de areias removido.

Resolução:

- a) Determinação da largura e comprimento do canal de desarenação

Determinação do caudal de ponta é efetuada pela expressão 3.3.

$$Q_{pta} = Q_{méd} \times f_{pta} \quad (3.3)$$

$$Q_{pta} = 0,5 \times 2,75 = 1,375 \text{ m}^3/\text{s}$$

Determinação do volume de desarenação.

$$V = Q_{pta} \times t_r = 1,375 \times 3 \times 60 = 247,5 \text{ m}^3$$

Considerando 2 canais de desarenação, o volume de cada canal é 123,8 m³.

A largura do canal de desarenação é calculada pela razão W/H e H = 3 m.

$$\frac{W}{H} = 1,2 \Leftrightarrow W = 1,2 \times 3 \Leftrightarrow W = 3,6 \text{ m}$$

O comprimento (L) é calculado pelo volume e a área vertical (H × W).

$$L = \frac{V}{A} = \frac{123,8}{3 \times 3,6} \Leftrightarrow L = 11,5 \text{ m}$$

Verificação do tempo de retenção para caudal médio.

$$t_R = \frac{123,8}{0,5} = 247,6 \text{ s} = 4,1 \text{ min}$$

Resposta: A largura de cada canal desarenador = 4 m
e o comprimento = 12 m.

b) Determinação do caudal de ar e do caudal de areias

Cálculo do caudal de ar para cada canal.

$$Q_{\text{ar}} = L \times 0,5 \frac{\text{m}^3}{\text{min m}} = 11,5 \times 0,5 = 5,75 \frac{\text{m}^3}{\text{min}}$$

Cálculo do caudal de areias para o caudal de ponta (condição mais desfavorável).

$$Q_{\text{areias}} = Q_{\text{pta}} \times 50 \frac{\text{m}^3}{10^6 \text{ m}^3 \text{ AR}} = 1,375 \times \frac{50}{10^6} = 6,88 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{areias}} = 5,9 \text{ m}^3/\text{d}$$

Resposta: O caudal de ar = 6 m³/min e o caudal de areias = 6 m³/d.

Exercício 10.7.2 – Desarenador de escoamento horizontal

Um desarenador de escoamento horizontal recebe um caudal de ARU de 3 785,4 m³/d. Considerar uma suspensão de areia ($\rho = 2,65 \text{ kg/dm}^3$) em água a 20 °C com uma distribuição uniforme de partículas ($d = 0,07 \text{ mm}$).

- Determinar a área horizontal da câmara de desarenação para obter uma remoção de 70 % das partículas.
- Supondo que em vez de um diâmetro uniforme de partículas, possuía, além das partículas de $d = 0,07 \text{ mm}$, outras com diâmetros superiores, as quais são completamente removidas na câmara projectada para remover 70 % das partículas com $d = 0,07 \text{ mm}$. Determinar qual o diâmetro mínimo das partículas para que exista remoção total.
- Para a situação anterior determinar a velocidade de rearrastamento (v_{sc}) para a qual todas as partículas com velocidades de sedimentação inferiores às que são completamente removidas, são arrastadas no escoamento. Indicar que combinação de comprimento, largura e profundidade da câmara de desarenação cumpre esses objetivos.

Resolução:

- Determinação da área horizontal da câmara de desarenação.

Em água a 20 °C, as partículas de areia com densidade de 2,65 e diâmetro igual a 0,07 mm possuem velocidade discreta de sedimentação aproximadamente igual a 0,44 cm/s, a qual pode ser obtida a partir do gráfico da Figura III.1, apresentado no Anexo III.

A área horizontal é determinada da seguinte forma:

$$A_h = \frac{Q}{V_s} = \frac{3\,785,4 \text{ m}^3/\text{d}}{0,0044 \text{ m/s} \times 3\,600 \text{ s/h} \times 24 \text{ h/d}} = 9,96 \text{ m}^2$$

Com uma área horizontal de 9,96 m², obtém-se 100 % de remoção das partículas com 0,07 mm de diâmetro. Para se obter 70 % de remoção a área horizontal deve ser reduzida em 30 %.

$$A_h = 0,7 \times 9,96 = 6,97 \text{ m}^2$$

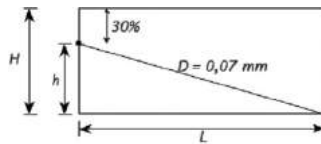
Resposta: A área horizontal é de 7 m².

b) Com a área horizontal de 6,97 m² a remoção é total para partículas com diâmetro superior a 0,07 mm, e portanto com velocidade de sedimentação superior a 0,44 cm/s. Assim a velocidade de sedimentação é determinada por:

$$V_s = \frac{Q}{A} = \frac{3\,785,4 \text{ m}^3/\text{d}}{6,97 \text{ m}^2} = 543 \text{ m/d} = 0,63 \text{ cm/s}$$

Alternativamente, esta velocidade de sedimentação ($v_s = 0,63 \text{ cm/s}$) para a qual as partículas são removidas com 100 % de eficiência, pode ser calculada sabendo que 70 % das partículas com $d = 0,07 \text{ mm}$, e portanto velocidade de sedimentação (v_1) igual a 0,44 cm/s, são removidas da suspensão (Figura 10.7.1).

Figura 10.7.1 Representação esquemática do desarenador



Utilizando a expressão 9.5 e o número de Reynolds (expressão 9.6) determina-se a que diâmetro de partícula com densidade de 2,65 corresponde a velocidade de sedimentação de 0,63 cm/s.

$$v_s = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{g}{C_A} \frac{\rho_p - \rho_L}{\rho_L}} d \quad (9.5)$$

$$Re = \frac{d v \rho_L}{\mu_L} \quad (9.6)$$

Assim determina-se o número de Reynolds em função do diâmetro (d):

$$Re = \frac{d v \rho_L}{\mu_L} = \frac{0,0063 \text{ m/s} \times 998,2 \text{ kg/m}^3}{1,002 \times 10^{-3} \text{ kg/(s. m)}} \times d = 6\,276,11 d$$

A partir da expressão 9.5 e com a velocidade de sedimentação determina-se o diâmetro d em função do C_A :

$$V_s = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{g}{C_A} \frac{\rho_p - \rho_L}{\rho_L} d} = \sqrt{\frac{4}{3} \times \frac{9,8}{C_A} \times \frac{2\,650 - 998,2}{998,2} d} = \sqrt{21,62244 \frac{d}{C_A}}$$

$$d = \frac{C_A V_s^2}{21,62244} = \frac{(0,0063)^2}{21,62244} C_A$$

$$d = 1,8356 \times 10^{-6} C_A$$

Arbitrando para o diâmetro da partícula o valor de 0,08 mm, o número de Reynolds vem igual a 0,5 o que indica uma sedimentação na região de regime laminar ($C_A = 24/Re$) e origina um coeficiente de atrito igual a 48.

$$d = 1,8356 \times 10^{-6} C_A = 0,000088 \text{ m}$$

O valor obtido para o diâmetro da partícula (0,088 mm) é diferente do diâmetro estimado inicialmente (0,080 mm), pelo que é necessário continuar a iterar.

Admitindo como estimativa inicial para a segunda iteração um diâmetro de 0,084 mm (valor médio entre 0,080 mm e 0,088 mm), obtém-se um número de Reynolds igual a 0,527 e um C_A de 45,54. Com estes valores chega-se a um diâmetro de partícula aproximadamente igual a 0,084 mm, concordante com o valor estimado inicialmente.

Iteração	1	2
d (m)	0,000080	0,000084
Re	0,500	0,527
C_A	48,00	45,54
d (m)	0,000088	0,000084

Resposta: O diâmetro mínimo para que ocorra remoção é $d = 0,084$ mm.

c) Na suspensão de entrada no desarenador só existem partículas com diâmetros iguais a 0,07 mm e 0,084 mm. Se queremos arrastar todas as partículas com $d < 0,084$ mm teremos de impor uma velocidade de escoamento à água que rearraste todas as partículas com $d = 0,07$ mm, determinada pela expressão 10.1.

$$v_{sc} = \sqrt{\frac{8 \beta (\rho_s - \rho_L) g d}{f}} \quad (10.1)$$

$$v_{sc} = \sqrt{\frac{8 \times 0,04 (2,65 - 1) \times 9\,800 \times 0,07}{0,03}} = 110 \text{ mm/s}$$

Uma velocidade de escoamento igual ou superior a 0,11 m/s impede a sedimentação das partículas com $d \leq 0,07$ mm, não afetando significativamente as de maior diâmetro.

A área vertical é obtida por:

$$A_v = \frac{Q}{v_{sc}} = \frac{3\,785,4 \text{ m}^3/\text{d}}{0,11 \text{ m/s} \times 3\,600 \text{ s/h} \times 24 \text{ h/d}} = 0,398 \text{ m}^2$$

Para as dimensões da câmara de desarenação é possível qualquer combinação que verifique as duas expressões seguintes:

$$A_v = W \times H = 0,398 \text{ m}^2$$

$$A_h = W \times L = 6,97 \text{ m}^2$$

Resposta: A velocidade de rearrastamento é 0,11 m/s, a combinação das áreas vertical e horizontal são dadas por:

$$A_v = W \times H = 0,398 \text{ m}^2 \text{ e } A_h = W \times L = 6,97 \text{ m}^2.$$

11.1. Objetivo

Decantação é a operação unitária que tem por objetivo a separação das partículas em suspensão na AR, através da sua sedimentação por ação da gravidade, para obtenção de um líquido clarificado.

A operação de decantação é utilizada em diferentes níveis do tratamento de AR:

- no tratamento primário – **decantação primária** – com o objetivo da remoção de SS facilmente sedimentáveis, de modo a facilitar a remoção de poluentes dissolvidos, em suspensão fina e coloidal em etapas de tratamento subsequentes;
- no tratamento secundário – **decantação secundária** – a fim de remover os flocos biológicos formados no processo biológico;
- na remoção de precipitados formados na **precipitação química**, e.g. na remoção de P.

11.2. Mecanismos da decantação de AR

11.2.1. Nota introdutória

Os mecanismos da sedimentação de SS são descritos no Capítulo 9, onde se mostra que a eficiência da operação de decantação depende fundamentalmente da **carga hidráulica** C_H (caudal/área), desde que sejam asseguradas as seguintes condições:

- escoamento em regime não turbulento;
- distribuição uniforme da velocidade na secção normal ao sentido do escoamento;
- partículas discretas;
- não ressuspensão das partículas.

Nas condições referidas, correspondentes ao que Hazen (1904) designou por decantador ideal, é assegurada a remoção de todas as partículas cuja velocidade de sedimentação não ultrapasse o valor da carga hidráulica.

As condições reais de funcionamento dos decantadores afastam-se das condições ideais, devido principalmente aos seguintes aspetos:

- correntes induzidas pelos dispositivos de entrada e de saída da água dos decantadores, pelo vento e por gradientes de densidade, as quais podem provocar curto-circuito hidráulico e zonas estagnadas no decantador;
- turbulência no escoamento, devida às correntes referidas no ponto anterior ou à excessiva velocidade de admissão da água;
- aglomeração das partículas discretas em partículas floculentas;
- arrastamento das lamas sedimentadas e consequente ressuspensão;
- sedimentação em manto quando a concentração de SST é elevada.

11.2.2. Decantação primária

Na decantação primária dá-se a remoção de poluentes por dois mecanismos: o mecanismo predominante, a sedimentação (sedimentação de partículas floculentas – tipo II), que dá origem às lamas que se acumulam no fundo do decantador; e a flotação dos sobrenadantes, que origina as chamadas **escumas**.

As lamas produzidas na decantação, denominadas **lamas primárias**, contêm uma apreciável percentagem de matéria orgânica, que as torna putrescíveis e geradoras de gases mal odorosos, situação que é necessário controlar, o que na decantação primária é assegurado pela redução do tempo de retenção das AR no decantador (sem prejuízo da eficiência da decantação) e pela purga das lamas a uma frequência adequada. As lamas primárias caracterizam-se ainda por acumularem grande parte dos metais presentes na AR, sob a forma de precipitados, bem como microrganismos patogénicos, e.g. os ovos de helmintas, que são mais densos do que a água.

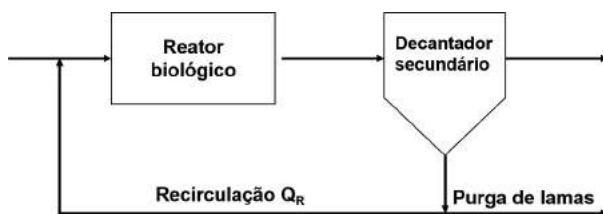
A eficiência da decantação primária é avaliada pela remoção do conteúdo da AR em SST e CBO. Segundo o Decreto-lei n.º 152/97, a eficiência de remoção de SST e de CBO₅ por decantação primária não pode ser inferior a 50 % e a 20 %, respetivamente.

11.2.3. Decantação secundária

A decantação secundária é parte integrante do processo de tratamento biológico, conforme representado na Figura 11.1, destinando-se essencialmente à separação dos flocos da biomassa desenvolvida no reator biológico, os quais são predominantemente constituídos por microrganismos (matéria

orgânica, portanto), que por vezes, não sedimentam facilmente, principalmente quando proliferam bactérias filamentosas. As lamas removidas na decantação secundária são designadas por lamas biológicas ou secundárias.

Figura 11.1 Reator biológico e decantador secundário



A concentração e o estado de agregação dos sólidos em suspensão dependem do tipo de tratamento biológico. Na decantação secundária que sucede ao tratamento biológico por biomassa fixa, como por exemplo os leitos percoladores, a sedimentação de partículas floculentas (tipo II) ocorre na maior parte da altura da coluna de água, ocupando a sedimentação em manto (tipo III) e a sedimentação por compressão (tipo IV) menor volume no decantador. Na decantação após tratamento por biomassa suspensa (lamas ativadas) ocorrem os quatro tipos de sedimentação, ao longo da profundidade do decantador secundário: na parte superior do decantador ocorre a sedimentação de partículas discretas (tipo I); à medida que as partículas se aglutinam no seu movimento descendente inicia-se a sedimentação floculenta (tipo II); nas zonas inferiores ocorre a sedimentação em manto (tipo III); a sedimentação por compressão (tipo IV) acontece na zona de acumulação de lamas no fundo do decantador (ver Capítulo 9).

11.2.4. Decantação em tratamento químico

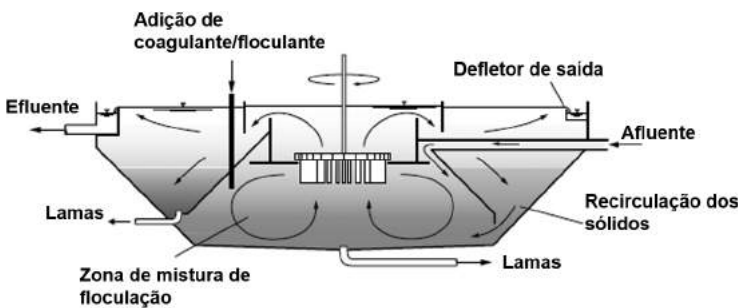
O tratamento de AR com reagentes químicos aplica-se com objetivos tão diversificados como a coagulação química, o condicionamento químico de lamas, a neutralização de pH, a desinfecção, a remoção de fósforo, a precipitação de metais pesados, entre outros, que são abordados em capítulos dedicados. Alguns destes processos de tratamento, designadamente a coagulação e a remoção de fósforo por precipitação química, envolvem a operação de decantação para separação do precipitado. O mecanismo predominante da sedimentação de flocos químicos é a sedimentação floculenta (tipo II).

11.2.5. Decantação assistida

11.2.5.1. Combinação de coagulação-floculação-decantação

A necessidade de aumentar a eficiência da decantação leva a que esta operação de tratamento seja muitas vezes precedida de coagulação química e de floculação, para aumentar o tamanho e a massa volúmica das partículas em suspensão, o que permite a remoção de SS mais finos e até coloidais. A coagulação e a floculação podem ser realizadas em unidades dedicadas, mas na maioria dos casos são combinadas com a decantação, frequentemente em decantadores patenteados, como o representado na Figura 11.2.

Figura 11.2 Coagulação/floculação acoplada à decantação



(Adaptada de Howe *et al.*, 2012)

Os sais de ferro, nomeadamente o cloreto férrico (FeCl_3), são os coagulantes mais utilizados na coagulação de AR. Os desenvolvimentos mais recentes apontam para a adição de núcleos inertes (denominados balastros) como areia muito fina, ao processo de coagulação-floculação, com o objetivo de obter microflocos mais pesados.

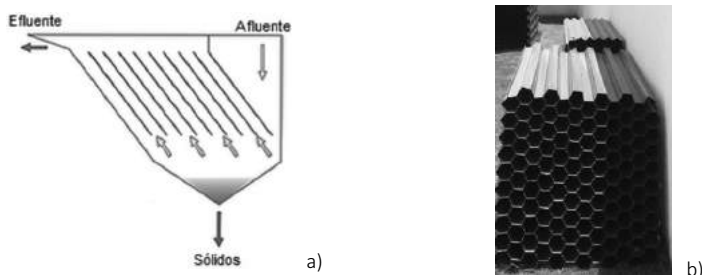
11.2.5.2. Decantação assistida por lamelas

A redução do espaço é uma preocupação permanente no projeto de ETAR, principalmente nas de grande dimensão e na beneficiação de ETAR existentes. O desenvolvimento da decantação lamelar veio possibilitar o aumento substancial da carga hidráulica (caudal/área) aplicada na decantação, o que se torna especialmente interessante no caso de ampliação de instalações já existentes. Com a decantação lamelar aumenta-se extraordinariamente

a área de decantação, sem aumentar a área em planta, tornando-se possível tratar caudais elevados em tanques mais pequenos.

A decantação lamelar baseia-se no reconhecimento de que uma forma de aumentar a carga hidráulica consiste em reduzir a distância que as partículas percorrem para serem removidas (outra forma reside no aumento da dimensão e da massa volúmica da partícula, por um processo de coagulação-floculação). A redução da distância é alcançada pela colocação no decantador de um conjunto de lamelas formado por tubos (circulares, quadrados, hexagonais ou com outra configuração) ou por placas paralelas, inclinadas, como representados na Figura 11.3.

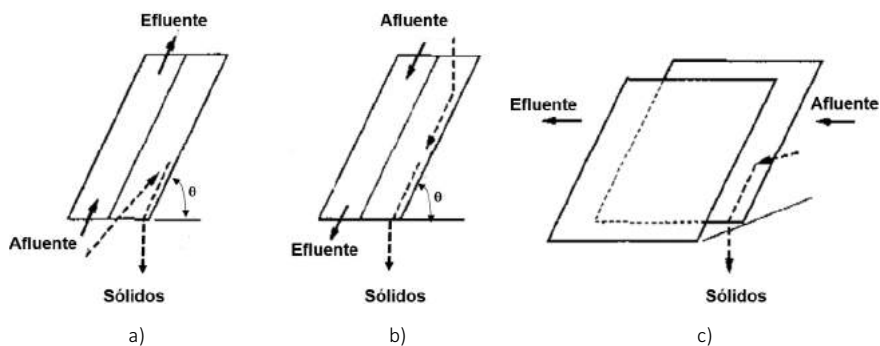
Figura 11.3 Decantador de lamelas: a) esquema e b) conjunto de lamelas com tubos hexagonais



De forma a refletir a direção do escoamento da água em relação à sedimentação dos sólidos, a sedimentação lamelar classifica-se em: contracorrente, cocorrente e cruzada, como representado na Figura 11.4. Na configuração em contracorrente o escoamento da água tem sentido oposto ao dos sólidos; e em cocorrente a água e os sólidos têm o mesmo sentido de escoamento; e na configuração cruzada o escoamento dos sólidos é perpendicular ao da água.

Teoricamente, seria possível aumentar infinitamente a área de decantação aumentando o número de lamelas. Na prática, tal conduziria a espaçamento muito reduzido entre lamelas, com os decorrentes problemas de acumulação de lamas.

Figura 11.4 Configurações dos sistemas lamelares: a) contracorrente; b) cocorrente e c) cruzada



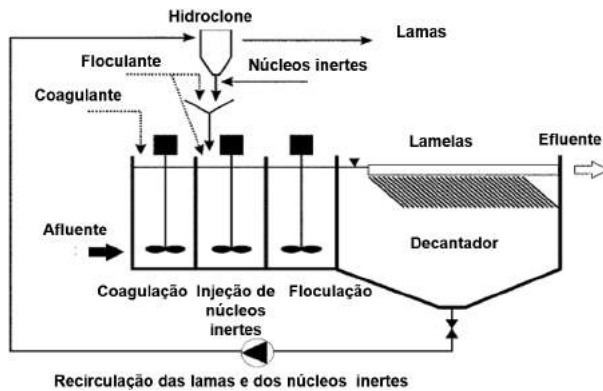
(Adaptada de Davis, 2010)

Os decantadores lamelares apresentam algumas desvantagens, de que se destacam as seguintes (EPA, 1997):

- maior possibilidade de entupimento e maior acumulação de óleos e gorduras nas lamelas, o que implica a necessidade de incluir a operação de remoção de óleos e gorduras na fileira de tratamento previamente à decantação ;
- possibilidade de formação de biofilme nas lamelas;
- acumulação de lamas nas lamelas, o que pode promover a septicidade e diminuir a qualidade do efluente.

Existem no mercado diversas soluções patenteadas de decantadores lamelares que combinam o processo de coagulação/floculação com a decantação lamelar, por meio da adição de balastos inertes, sendo designada por decantação assistida de alta eficiência, como representado na Figura 11.5. As partículas parcialmente floculadas pela ação do polímero vão aderir a um núcleo inerte, de forma a promover o crescimento do floco. Os núcleos são geralmente micropartículas de areia, com dimensão entre 100 a 150 μm . Deste modo, formam-se flocos com tamanho e massa volúmica elevada, que sedimentam mais rapidamente (Metcalf & Eddy, 2014).

Figura 11.5 Decantação assistida de alta eficiência



(Adaptada de WEF, 2005)

11.3. Tipologia de decantadores

Os decantadores convencionais utilizados no tratamento de AR podem classificar-se quanto a critérios diversos:

- forma – quadrangulares, retangulares ou circulares;
- posição relativa na fileira de tratamento: decantadores primários, decantadores secundários e espessadores de lamas;
- regime de operação: decantadores contínuos, decantadores descontínuos (para pequenas ETAR);
- tipo de associação: em série ou paralelo;
- escoamento: radial (decantador circular), horizontal ou vertical (decantador retangular);
- sistema de remoção de lamas: manual (só pequenas ETAR) ou mecanizado.

Os decantadores quadrados são os menos utilizados, devido a alguns problemas de operação, nomeadamente a acumulação de lamas nos cantos e a complexidade dos sistemas de remoção das lamas. Os decantadores circulares e retangulares apresentam diferentes vantagens, como se indica no Quadro 11.1. Os decantadores circulares não são tão influenciados por situações adversas, como por exemplo a ação do vento ou variações de temperatura.

A associação de decantadores em paralelo é a mais usual, sendo o caudal afluente distribuído por dois ou mais decantadores por meio de uma caixa de repartição de caudal.

Quadro 11.1 Comparação das vantagens de decantadores circulares *versus* retangulares

Circulares	Retangulares
<ul style="list-style-type: none">• Custos de operação e manutenção mais baixos associados ao equipamento de raspagem de lamas e escumas mais simples.• Maior resistência a situações adversas (por ex. por ação do vento).	<ul style="list-style-type: none">• Economia de espaço e de custos de construção.• Permitem mais fácil adaptação de estruturas de cobertura.• A maior distância a percorrer entre as estruturas de entrada e de saída favorece a eficiência de sedimentação.

A opção por um tipo de decantador depende: da dimensão da ETAR, do espaço disponível, da topografia do terreno, entre outros fatores. Para uma escolha correta é necessária uma análise caso a caso. Constata-se que a aplicação de decantadores circulares nas ETAR tem aumentado nos últimos anos.

Pode ainda referir-se um outro tipo de decantadores, **os decantadores empilhados**, que surgiram nos meados dos anos 60, no Japão, para solucionar problemas relacionados com a falta de espaço (Metcalf & Eddy, 2003). A operação deste tipo de decantadores é semelhante aos convencionais. Estes decantadores podem funcionar em paralelo, se a alimentação for independente ou em série, se a alimentação de um dos decantadores for a saída do outro.

11.4. Disposições construtivas

11.4.1. Fatores relevantes na construção de decantadores

As disposições construtivas a observar em decantadores visam conseguir que estes se aproximem, tanto quanto possível, de um decantador ideal. Nesse sentido, as disposições construtivas devem procurar assegurar condições para que o escoamento da água não seja turbulento, não ocorra ressuspensão das partículas sedimentadas, nem formação de curto-circuito hidráulico.

Para conseguir estas condições de funcionamento próximas do decantador ideal, merecem particular atenção o projeto dos seguintes elementos:

- sistema de admissão da água no decantador;
- sistema de recolha do efluente clarificado;
- sistema de recolha e remoção de lamas.

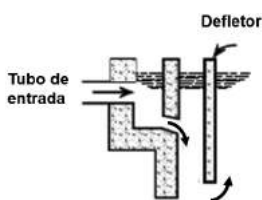
Além destes, o equipamento mecânico para remoção das lamas constitui outro importante fator condicionador das disposições construtivas de decantadores.

11.4.2. Admissão de água no decantador

A admissão de AR não deve induzir turbulência no regime de escoamento da água pelo decantador, devendo ainda assegurar uma distribuição uniforme do vetor de velocidade do escoamento e o seu posicionamento no tanque deve limitar a ocorrência de curto-circuito hidráulico.

O sistema de admissão de água no decantador é constituído por uma tubagem de admissão e um defletor, formado por uma lâmina imersa até uma profundidade da ordem de 20 cm, como representado na Figura 11.6, cujo objetivo é amortecer a velocidade de entrada da água.

Figura 11.6 Sistema de admissão de AR no decantador

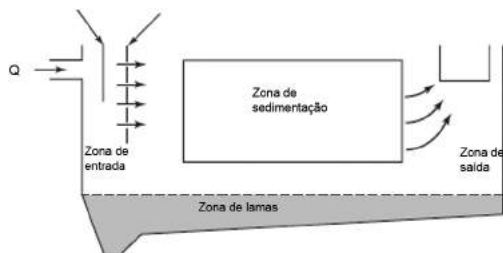


(Adaptada de Adams *et al.*, 1999)

Nos decantadores retangulares os dispositivos de entrada e de saída da água localizam-se nos topos opostos (Figura 11.7).

Nos decantadores circulares a entrada da AR é efetuada pela periferia do tanque (Figura 11.8 a)) ou pelo centro (Figura 11.8 b)), sendo a alimentação central muito mais utilizada.

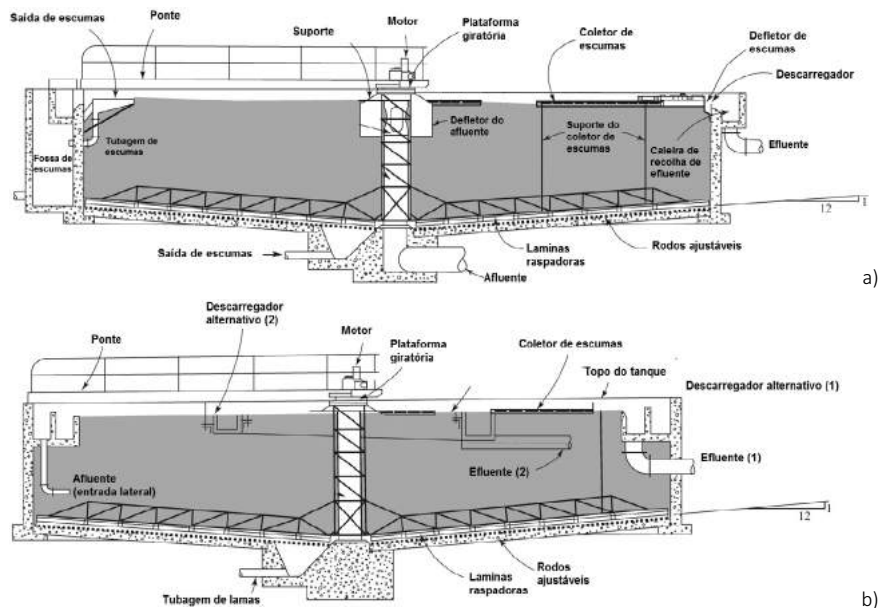
Figura 11.7 Decantador retangular



(Adaptada de Davis, 2010)

Na alimentação central o defletor é constituído por um cilindro, que envolve a tubagem de admissão central da água (Figura 11.9); a tubagem de alimentação é suspensa na ponte raspadora ou enterrada no betão do fundo do decantador (Metcalf & Eddy, 2014).

Figura 11.8 Decantador circular: a) entrada lateral de AR e b) entrada de AR pelo fundo do tanque



(Adaptada de Davis, 2010)

Figura 11.9 Defletor da entrada central do decantador



11.4.3. Saída do efluente decantado

Tal como na admissão da água ao decantador, também a saída do efluente decantado deve processar-se de forma suave, de modo a não prejudicar o regime laminar do escoamento da água no tanque. Assim, antes da sua saída do tanque, a velocidade do efluente é amortecida por um defletor, sendo o efluente vertido para uma caleira periférica por uma lâmina rasgada por descarregadores em “V”, conforme ilustrado na Figura 11.10.

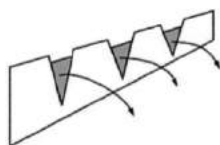
Figura 11.10 Sistema de recolha do efluente decantado



Os descarregadores em forma de “V” (Figura 11.11) são preferíveis aos retangulares, os quais são sujeitos a descarga irregular se não forem per-

feitamente nivelados e são mais expostos ao efeito do vento. Os descarregadores em “V” mais comuns têm um ângulo de 90 °, com intervalos de 150 a 300 mm e permitem uma maior variação de caudais sem afetar significativamente a velocidade da descarga (Davis, 2010).

Figura 11.11 Descarregador em “V”



Quando a velocidade de saída do efluente se torna demasiado elevada para garantir condições de escoamento laminar há que aumentar a extensão dos descarregadores, o que se consegue introduzindo caleiras de recolha radiais ou em paralelo à caleira periférica, conforme ilustrado na Figura 11.12.

Figura 11.12 Sistema radial de recolha de decantado

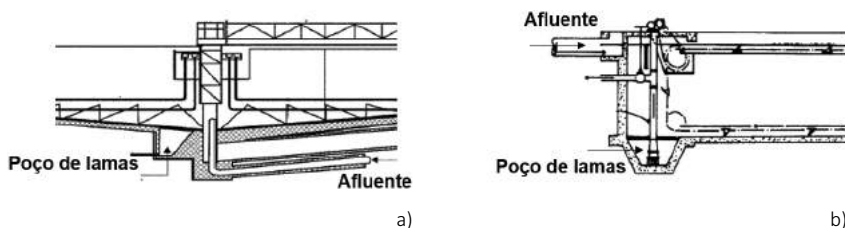


11.4.4. Sistema de recolha e remoção de lamas

Os sólidos sedimentados no fundo dos decantadores têm que ser removidos, não só para não se acumularem atingindo uma altura próxima da superfície do líquido, podendo ser arrastados com o efluente e assim reduzindo a eficiência da operação de decantação, mas também porque grande parte dos sólidos são constituídos por matéria orgânica, podendo entrar em anaerobiose quando armazenados longo tempo no fundo do decantador, com a conseqüente libertação de gases que arrastam partículas já sedimentadas para a superfície e que exalam odores desagradáveis.

Os decantadores incluem no seu fundo um poço para armazenamento das lamas, localizado no centro ou na extremidade junto ao dispositivo de admissão da água, consoante o decantador é circular (Figura 11.13 a)) ou retangular (Figura 11.13 b)).

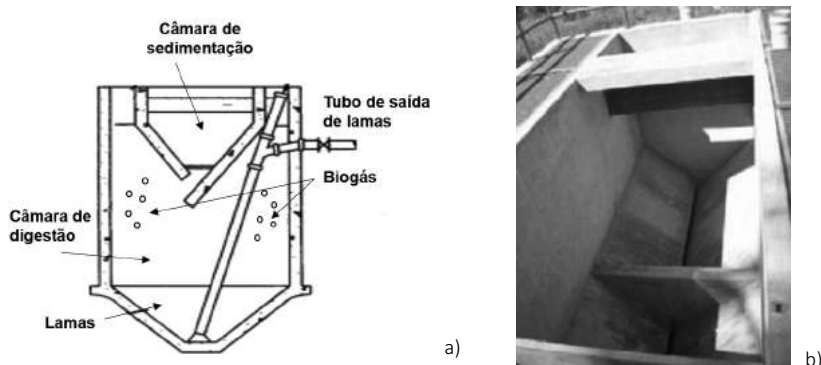
Figura 11.13 Poço de lamas: a) num decantador circular e b) num decantador retangular



(Adaptada de WEF, 2005)

A forma como as lamas são removidas do decantador condiciona os requisitos de construção do mesmo. Nas ETAR de pequena dimensão a extração de lamas pode fazer-se manualmente, por ação da pressão hidrostática. Neste caso, as paredes do fundo do decantador são muito inclinadas (inclinação superior a 55 °) e devem ser objeto de particular cuidado na sua construção, de modo a assegurar uma superfície muito lisa, que facilite o escorregamento das lamas para o fundo do decantador. Na Figura 11.14 representa-se um tanque Imhoff, muito utilizado em ETAR de pequena dimensão, o qual combina uma câmara de decantação na parte superior e um digestor de lamas na inferior.

Figura 11.14 Tanque Imhoff: a) esquema e b) fotografia



(Adaptada de Hoffmann *et al.*, 2011)

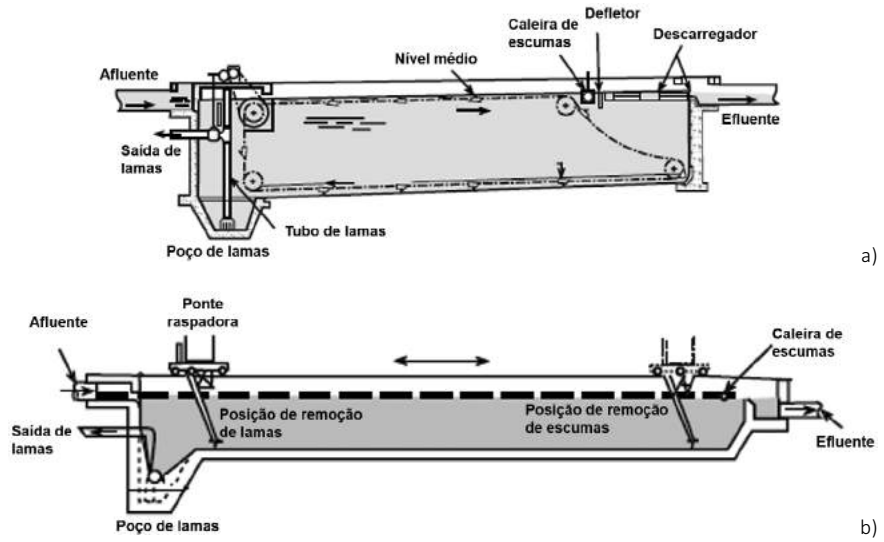
Na grande maioria dos casos a remoção de lamas é mecanizada, recorrendo a uma lâmina raspadora do fundo do decantador, que arrasta as lamas para o poço de lamas, de onde são extraídas por bombagem ou por pressão hidrostática, seguindo para a linha de tratamento de lamas. O fundo dos decantadores mecanizados é inclinado, para permitir maior eficiência de remoção das lamas, mas a inclinação do fundo é muito menos acentuada, da ordem de 6 %.

As lâminas raspadoras estão presas à chamada ponte raspadora, que executa um movimento de rotação em torno do eixo central do decantador circular (Figura 11.15 a)) ou um movimento de translação ao longo do decantador retangular (Figura 11.15 b)).

Geralmente, os raspadores dos decantadores circulares com diâmetro de 3,6 a 9 m são suportados por pontes fixas, enquanto os decantadores com diâmetro maior ou igual a 10 m têm uma ponte móvel com apoio central (Metcalf & Eddy, 2003).

É importante assegurar o perfeito nivelamento do coroamento da parede externa do decantador, sobre o qual desliza a ponte raspadora (Figura 11.16), pois de contrário a roda que desliza sobre essa superfície pode originar maior desgaste numas zonas que noutras, conduzindo à avaria da ponte raspadora.

Figura 11.15 Lâminas raspadoras de decantador retangular movidas por: a) correntes e b) por ponte raspadora



(Adaptada de Adams *et al.*, 1999)

Figura 11.16 Soleira de deslocação da ponte raspadora



11.4.5. Sistema de remoção de escumas

Nos decantadores primários proporciona-se a acumulação de gorduras e outras partículas flutuantes à superfície do líquido, formando as chamadas escumas, que devem ser removidas para posterior tratamento. A remoção das escumas é assegurada pela mesma ponte raspadora que remove as lamas para o poço de lamas, a qual neste caso, além do raspador de fundo dispõe também de um raspador de superficial do líquido, conforme ilustrado na Figura 11.17.

Figura 11.17 Raspadores superficial e de fundo do decantador

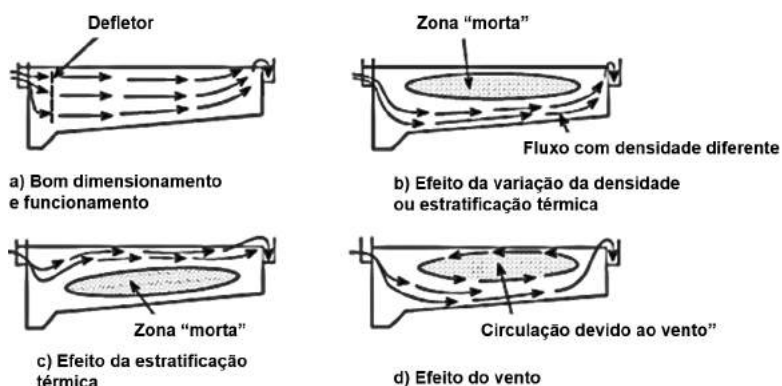


11.4.6. Curto-circuito hidráulico e correntes induzidas

A configuração dos dispositivos de admissão do líquido e de saída do efluente decantado pode minimizar a possibilidade de ocorrência de curto-circuito hidráulico – zonas mortas, com elevado tempo de retenção e outras zonas de tempo de retenção muito reduzido. O curto-circuito hidráulico pode ser devido à formação de correntes de escoamento preferenciais, induzidas por ação do vento ou por estratificação térmica (que ocorre na ausência de vento) e posicionamento inadequado dos dispositivos de entrada e de saída de água dos decantadores. A prevenção destes problemas, que diminuem a eficiência da decantação, requer que a admissão da água seja a mais distribuída possível em profundidade e em superfície. Por outro lado, os dispositivos de entrada e de saída da água devem ser posicionados o mais afastado possível.

A importância do defletor de entrada na distribuição uniforme do caudal é representada na Figura 11.18 a) e os problemas que podem ocorrer devido ao efeito da estratificação térmica e do vento são ilustrados na Figura 11.18 b), c) e d).

Figura 11.18 Perfis de escoamento num decantador retangular



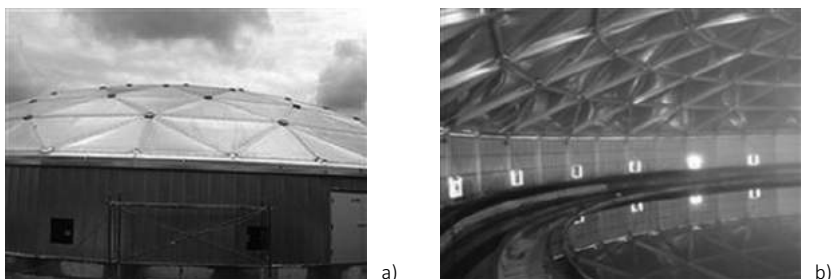
(Adaptada Metcalf & Eddy, 2003)

11.4.7. Cobertura de decantadores

O elevado conteúdo de matéria orgânica dos SS presentes nas AR confere características particulares às lamas sedimentadas, nomeadamente a possibilidade de entrarem rapidamente em septicidade, com a consequente libertação de gases, o que pode reduzir a eficiência da decantação, por arrastamento de flocos de lamas à superfície juntamente com as bolhas de gases. Além disso, a má vizinhança provocada pelo odor muito desagradável de alguns gases, como o gás sulfídrico, tem conduzido à cobertura de decantadores, principalmente de decantadores primários, de modo a permitir a extração e desodorização da atmosfera confinada sob a cobertura. Esta tem sido, aliás, uma das beneficiações mais frequentes introduzidas em ETAR já existentes.

Na Figura 11.19 ilustra-se o exterior e o interior de um decantador coberto.

Figura 11.19 Cobertura de decantador: a) exterior e b) interior



11.5. Dimensionamento de decantadores

O dimensionamento de um decantador consiste na determinação do seu volume útil, isto é, do volume destinado à sedimentação dos SS, o qual não inclui os volumes ocupados pela zona de admissão da água, pela zona de saída do efluente decantado e pela zona ocupada pelas lamas (ver Figura 9.4), que devem ser adicionados ao volume útil.

Se todas as partículas a remover por decantação fossem discretas e de características uniformes no que respeita a dimensão, forma e massa volúmica, o dimensionamento de decantadores poderia basear-se na lei de Stokes, que permitiria determinar a velocidade de sedimentação (ver Capítulo 9). Porém, as características das partículas em suspensão nas AR são muito heterogêneas e a sua sedimentação pode processar-se segundo quatro tipos diferentes (ver 9.2.1). O dimensionamento dos decantadores é efetuado com base em ensaios experimentais numa coluna de sedimentação (ensaios e métodos descritos nos Anexo IV e V) ou com base em critérios empíricos relativos a parâmetros como a carga hidráulica, o tempo de retenção, a profundidade, a configuração geométrica e outros. Estes critérios empíricos podem ser adotados da literatura da especialidade ou estabelecidos pelos fabricantes de decantadores patenteados.

A **carga hidráulica** (C_H) é o principal parâmetro que rege o dimensionamento de decantadores. A partir do conhecimento do caudal a tratar e da seleção de valor adequado para a C_H (Quadros 11.2 e 11.4) determina-se a área da superfície livre do decantador (A), conforme expressão 11.1.

$$A = Q / C_H \quad (11.1)$$

O caudal a considerar deve ser o caudal de ponta horário, a fim de minimizar a perturbação no escoamento introduzida por súbitos aumentos de caudal afluente ao decantador.

O **tempo de retenção** da água no decantador (t_R) deve ser suficiente para permitir que a partícula sedimente ao longo da altura H durante o tempo t_R . Deste modo, verifica-se que a escolha do t_R resulta do seguinte compromisso com a eficiência de remoção de SS: t_R mais curtos conduzem a uma baixa eficiência de remoção e t_R mais longos conduzem a maior volume e consequentemente, a custo de investimento mais elevado, bem como a maior probabilidade de ocorrência de condições de septicidade. O t_R varia diretamente com a C_H e inversamente com eficiência de remoção.

A **altura do decantador** (H) é definida por critérios técnicos relacionados com a operação da unidade. Em geral, opta-se por valores de baixa profundidade. As únicas razões para se considerar valores de profundidade mais elevados são:

- satisfazer os requisitos de profundidade requeridos para a utilização de raspadores mecânicos para remoção das lamas;
- manter a componente horizontal da velocidade (velocidade de escoamento) dentro de certos limites, para evitar o rearrastamento de partículas já sedimentadas.

A **carga hidráulica sobre os descarregadores**, que representa o caudal descarregado por metro linear do descarregador e se exprime em $m^3/(m.d)$, é um parâmetro de reduzida importância no dimensionamento de decantadores, no entanto para um bom funcionamento dos descarregadores não devem ser excedidos os valores indicados no Quadro 11.2 (Metcalf & Eddy, 2003).

A **velocidade de escoamento** da água através do decantador não deve ser tal que provoque o arrastamento de partículas já sedimentadas, pelo que essa velocidade constitui outro parâmetro a verificar no dimensionamento de decantadores.

No Quadro 11.2 apresentam-se alguns parâmetros de dimensionamento dos decantadores primários, cujas dimensões típicas são apresentadas no Quadro 11.3.

Quadro 11.2 Parâmetros de dimensionamento de decantadores primários

Decantadores primários	Intervalo	Valor típico
Seguidos de tratamento secundário		
Tempo de retenção (h)	1,5 – 2,5	2,0
Carga hidráulica ($m^3/(m^2.d)$)		
Caudal médio	30 – 50	40
Caudal máximo	80 – 120	100
Carga hidráulica sobre os descarregadores ($m^3/(m.d)$)	125 – 500	250
Com recirculação das lamas ativadas		
Tempo de retenção (h)	1,5 – 2,5	2,0
Carga hidráulica ($m^3/(m^2.d)$)		
Caudal médio	24 – 32	28
Caudal máximo	48 – 70	60
Carga hidráulica sobre os descarregadores ($m^3/(m.d)$)	125 – 500	250

(Adaptado de Metcalf & Eddy, 2003)

Quadro 11.3 Dimensões típicas dos decantadores primários

Tipo de decantador	Unidade	Intervalo	Valor típico
Retangular			
Comprimento	m	10 – 100	25 – 60
Razão comprimento / largura	m	1,0 – 7,5	4
Razão comprimento / altura	m	4,2 – 25	7 – 18
Altura	m	2,5 – 5,0	3,5
Largura	m	3 – 24	6 – 10
Declive do fundo	%	1	1
Circular			
Diâmetro	m	3 – 60	10 – 40
Altura lateral	m	3 – 6	4
Declive do fundo	%	8	8

(Adaptado de Adams *et al.*, 1999)

Na decantação secundária pretende-se a separação dos SS produzidos no processo biológico. As partículas a remover são floculentas, mas as suas características dependem do tipo de tratamento biológico.

No dimensionamento dos decantadores secundários deve-se ter em conta duas funções: separação dos SS e o espessamento das lammas para recirculação. Ambas as funções são afetadas pela profundidade do decantador, pelo que deve ser escolhido o valor adequado de modo a que o volume permita ambas. Por exemplo, quando ocorrem picos de carga de sólidos é necessário que a capacidade de armazenamento das lammas seja suficiente. Quando não é possível ter testes de sedimentação para o dimensionamento de decantadores secundários é necessário utilizar valores típicos de C_H e de carga de sólidos (C_s), em função do processo biológico utilizado a montante (Quadro 11.4).

A carga de sólidos (C_s) é obtida pela razão dos sólidos suspensos pela área superficial do decantador, sendo usualmente expressa em $\text{kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$. A qualidade do efluente de um decantador com determinada área super-

ficial diminui se a carga de sólidos ultrapassar o valor para que essa área foi calculada.

A quantidade e a composição das lamas obtidas por sedimentação gravítica depende do tipo da sedimentação (primária secundária ou química) e da existência de recirculações para montante dos decantadores. No tratamento primário a quantidade e a composição de lamas recolhidas depende da alimentação, ou seja, se o decantador recebe AR de um sistema de drenagem misto ou se também recebe o caudal de recirculação do processo biológico (Quadro 11.5). No tratamento secundário as lamas são influenciadas pelo processo de tratamento biológico e pela recirculação das lamas para montante dos reatores biológicos (Quadro 11.6).

Quadro 11.4 Parâmetros de dimensionamento de decantadores secundários em função do processo biológico

Tipo de tratamento a montante	Carga hidráulica (m ³ /(m ² .d))		Carga de sólidos (kg/(m ² .h))		Profundidade (m)
	Q _{med}	Q _{pta}	Q _{med}	Q _{pta}	
Lamas ativadas (excep. arej. prol.)	16,2 – 32,6	40,7 – 48,8	3,9 – 5,9	9,8	3,6 – 6,0
Lamas ativadas com fornecimento de oxigénio	16,2 – 32,6	40,7 – 48,8	4,9 – 6,8	9,8	3,6 – 6,0
Arejamento prolongado	8,2 – 16,2	24,4 – 32,6	0,97 – 4,9	6,83	3,6 – 6,0
Leitos percoladores	16,2 – 24,4	40,7 – 48,8	2,9 – 4,9	7,8	3,0 – 4,5
Discos biológicos					
efl. secundário	16,2 – 32,6	40,7 – 48,8	3,9 – 5,9	9,8	3,0 – 4,5
efl. nitrificado	16,2 – 24,4	32,6 – 40,7	2,9 – 4,9	7,8	3,0 – 4,5

(Adaptado de Metcalf & Eddy, 1991)

Quadro 11.5 Características das lamas primárias

Lama primária	Densidade	Concentração de sólidos (%)	
		Intervalo	Valor típico
AR média	1,03	4 – 12	6
Sistema de drenagem misto	1,05	4 – 12	6,5
Com recirculação das lamas ativadas	1,03	2 – 6	3
Com recirculação de leitos percoladores	1,03	4 – 10	5

(Adaptado de Metcalf & Eddy, 2003)

Quadro 11.6 Características das lamas secundárias

Tipo de lama secundária	Densidade	Concentração de sólidos (kg/m ³)	
		Intervalo	Valor típico
Lamas ativadas	1,005	70 – 100	80
Leitos percoladores	1,025	60 – 100	70
Arejamento perlongado	1,015	80 – 120	100
Lagoas arejadas	1,010	80 – 120	100
Biomassa suspensa com desnitrificação	1,005	12 – 30	18

(Adaptado de Metcalf & Eddy, 2003)

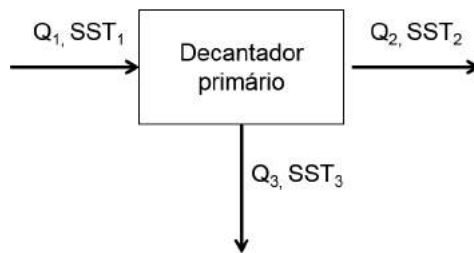
11.6. Requisitos de O&M

O bom funcionamento da operação de decantação requer a boa manutenção dos dispositivos de entrada e de saída da AR, bem como de recolha e remoção de lammas e escumas. Além disso, as condições de operação devem ser verificadas monitorizando o t_R , a percentagem de remoção de CBO_5 e de SST.

A eficiência da operação de decantação é avaliada mediante o controlo analítico no afluente e no efluente dos seguintes parâmetros: SST e CBO_5 .

A operação de **decantação primária** consiste essencialmente no controlo da frequência de descarga de lammas. O caudal de lammas a descarregar (Q_3) é determinado efetuando um balanço de massa aos SST (Figura 11.20 e expressões 11.2 a 11.4 em que E representa a eficiência da decantação na remoção de SST).

Figura 11.20 Balanço de massas de SST ao decantador primário



$$Q_1 = Q_2 + Q_3 \quad (11.2)$$

$$Q_1 \times SST_1 = Q_2 \times SST_2 + Q_3 \times SST_3 \quad (11.3)$$

$$SST_2 = (1 - E) \times SST_1 \quad (11.4)$$

Resolvendo o sistema das equações 11.2 a 11.4 em ordem a Q_3 , obtém-se a expressão 11.5.

$$Q_3 = \frac{Q_1 \times SST_1 \times E}{SST_3 - (1 - E) \times SST_1} \quad (11.5)$$

Os problemas operacionais mais comuns no decantador primário são:

- ascensão de lamas à superfície;
- baixo teor de sólidos nas lamas;
- odores indesejáveis.

Estas disfunções são devidas ao mau funcionamento dos equipamentos ou a operações incorretas. O Quadro 11.7 apresenta os problemas mais comuns que ocorrem na decantação primária, bem como a causa possível e a resolução do problema.

Os problemas apresentados para os decantadores primários também ocorrem nos decantadores secundários. No entanto, os decantadores secundários tem especificidades decorrentes do processo de tratamento biológico que os antecede.

Quadro 11.7 Problemas e soluções mais frequentes na decantação primária

Problema	Causa possível	Solução
Baixo teor de sólidos nas lammas	Sobrecarga hidráulica.	Medir caudal afluente e reduzir a C_H se possível, distribuindo uniformemente os caudais pelos decantadores se forem mais do que um.
	Excessiva extração das lammas.	Reduzir a extração de lammas.
	Curto-circuito hidráulico nos decantadores.	Verificar com traçadores e reparar ou alterar a disposição dos defletores ou substituí-los.
Lammas à superfície	Decomposição das lammas no decantador.	Aumentar a frequência de remoção de lammas ou o caudal de remoção.
	Equipamentos de recolha danificados ou gastos.	Inspecionar o equipamento e reparar ou substituir os raspadores.
	Conduta de lammas obstruída.	Verificar se há escoamento e limpar conduta.
	Defletores de entrada danificados, em falta ou ausentes.	Inspecionar o equipamento e reparar ou substituir o defletor.
	Operação de remoção de lammas pouco frequente.	Verificar a concentração das lammas e aumentar a frequência de purga das lammas.
Excesso de escumas	Pré-tratamento insuficiente.	Verificar as eficiências do pré-tratamento e/ou pré-arejar AR.
	Esgoto séptico no sistema de drenagem ou no emissário.	Medir a velocidade de escoamento do sistema de drenagem efetuar uma cloragem no sistema de drenagem se necessário.
	Conduta da extração de lammas entupida.	Verificar se há descarga das lammas e limpar a conduta.
	Circuito das lammas com problemas.	Verificar o estado do circuito, reparar ou substituir a conduta se necessário.
	Frequência de remoção de escumas inadequada.	Controlar e/ou aumentar frequência de remoção das escumas.
	Lâmina de remoção de escumas gastas ou danificadas.	Inspecionar as lâminas, limpar ou substituir.

(Adaptado de Spellman, 2003)

11.7. Exercícios

Exercício 11.7.1 – Dimensionamento de um decantador primário – sedimentação floculenta

Dimensionar um decantador primário para remover 50 % de SST de um afluente com um caudal $Q = 6\,050\text{ m}^3/\text{d}$ e com uma concentração de SST de 480 mg/L . Foram efetuados testes de sedimentação numa coluna, com os seguintes pontos de amostragem a altura (h) de: 0,61, 1,22 e 1,83 m.

No Quadro 11.7.1 apresentam-se os resultados dos ensaios na coluna de sedimentação: a variação da concentração dos SST com o tempo para as diferentes profundidades. Considerar um coeficiente de segurança de 1,30 no dimensionamento.

Determinar ainda a fração de SST removidos em função do tempo de retenção e a fração de SST removidos em função da velocidade de sedimentação.

Quadro 11.7.1 Variação da concentração dos SST com o tempo para diferentes profundidades da coluna

Tempo (min)	Concentração de SST (mg/L)		
	0,61 cm	1,22 cm	1,83 cm
0	480,0	480,0	480,0
5	406,9	417,7	445,6
10	359,6	396,2	415,5
20	301,6	348,9	366,1
30	247,8	303,7	338,1
40	213,4	280,1	301,6
50	194,1	245,7	282,2
60	166,1	228,5	254,3
75	157,5	193,5	230,6

Resolução:

A metodologia dos ensaios em coluna de sedimentação para determinação dos parâmetros de dimensionamento de decantadores é descrita no Anexo IV.

1.º passo – cálculo da fração de sólidos com base nos valores experimentais das amostras recolhidas nos três pontos de amostragem da coluna a diferentes tempos:

- a) percentagem de sólidos em suspensão = sólidos não removidos = $(SST_0 - SST) / SST_0$;
- b) percentagem de sólidos removidos.

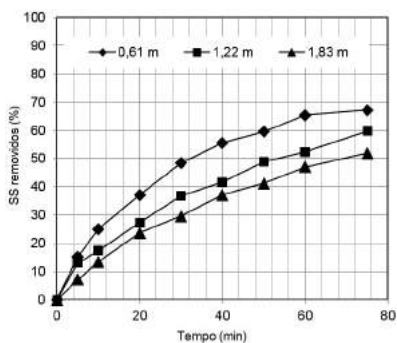
O Quadro 11.7.2 apresenta os valores de % SST em suspensão e % de SST removidos.

Quadro 11.7.2 Percentagem de SST em suspensão e removidos, para as diferentes alturas da coluna

Tempo (min)	% de SST em suspensão			% de SST removidos		
	0,61 cm	1,22 cm	1,83 cm	0,61 cm	1,22 cm	1,83 cm
0	100,0	100,0	100,0	0,0	0,0	0,0
5	84,8	86,9	92,8	15,2	13,1	7,2
10	74,9	82,5	86,6	25,1	17,5	13,4
20	62,8	72,7	76,3	37,2	27,3	23,7
30	51,6	63,3	70,4	48,4	36,7	29,6
40	44,5	58,4	62,8	55,5	41,6	37,2
50	40,4	51,2	58,8	59,6	48,8	41,2
60	34,6	47,6	53,0	65,4	52,4	47,0
75	32,8	40,3	48,0	67,2	59,8	52,0

Representando graficamente a % de SST removidos em função do tempo, para as três alturas de amostragem, obtém-se o traçado das curvas médias da % de remoção para cada altura, verificando-se que o valor máximo de remoção para uma coluna de 1,83 m (H) não ultrapassa os 60 % (Figura 11.7.1).

Figura 11.7.1 Percentagem de SST removidos vs. tempo



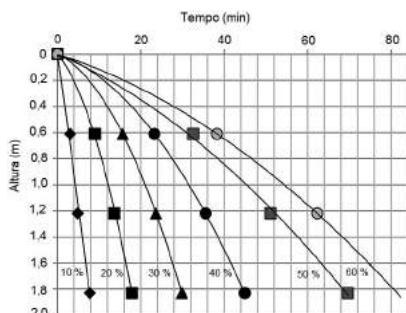
2.º passo – Determinação das isolinhas de remoção

A partir dos valores de percentagem de SST removidos retirados da Figura 11.7.1 e representados no Quadro 11.7.3 é possível efetuar um ajuste polinomial, com uma equação de segundo grau, de modo a obter o gráfico apresentado na Figura 11.7.2. Cada isolinha do gráfico da Figura 11.7.2 representa uma percentagem de remoção (R) em função da altura da coluna e do tempo.

Quadro 11.7.3 Percentagem de remoção em função da altura da coluna e do tempo

Percentagem de SST removidos (%)	Tempo (min)		
	0,61 cm	1,22 cm	1,83 cm
10	3,0	4,8	7,7
20	9,0	13,6	17,9
30	15,6	23,6	29,8
40	23,2	35,5	44,9
50	32,5	51,1	69,7
55	38,3	62,3	–
60	45,5	–	–

Figura 11.7.2 Percentagem de remoção de SST em função da altura da coluna e do tempo



3.º passo – determinação das remoções globais em função do tempo de retenção

A percentagem de remoção para uma determinada altura “h” é determinada pela expressão IV.2 do Anexo IV.

$$R (\%) = \sum_{h=1}^n \left(\frac{\Delta h_n}{H} \right) \left(\frac{R_n + R_{n+1}}{2} \right) \quad (\text{IV.2})$$

No Quadro 11.7.4 apresentam-se as distâncias entre as diferentes isolinhas da Figura 11.7.2 necessárias para calcular a percentagem de remoção de SST.

Quadro 11.7.4 Distância entre as diferentes isolinhas em função do tempo

Isolinhas (% de SST)	Altura (m)				
	7,7 min	17,9 min	29,8 min	44,9 min	69,7 min
60	0,09	0,25	0,48	0,86	1,68
50	0,12	0,31	0,59	1,02	1,93
40	0,12	0,41	0,94	1,89	-
30	0,21	0,78	1,86	-	-
20	0,51	1,83	-	-	-
10	1,85	-	-	-	-
Remoção total (%)	21,6	36,6	50,6	63,8	81,0

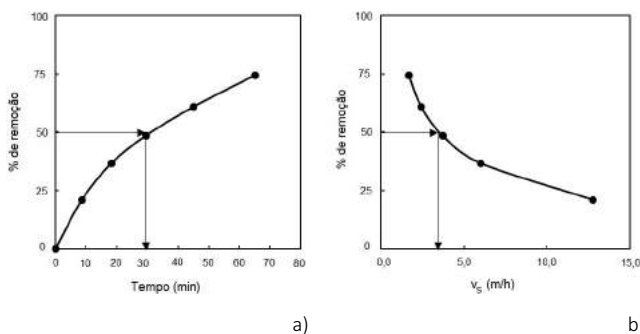
Por exemplo, o valor 63,8 % – a percentagem de remoção para $t = 44,9$ min – é obtido do seguinte modo:

$$R = \frac{1}{1,83} \times \left(0,86 \times \left(\frac{100 + 60}{2} \right) + (1,02 - 0,86) \times \left(\frac{60 + 50}{2} \right) + (1,89 - 1,02) \times \left(\frac{50 + 40}{2} \right) \right) = 63,8 \%$$

4.º passo – Representação da percentagem de SST removidos em função do tempo de retenção e a fração de SST removidos em função da velocidade de sedimentação (Figura 11.7.3).

A velocidade de sedimentação é obtida tendo em conta que $v_s = h / t$, sendo $h = 1,83$ m.

Figura 11.7.3 Percentagem de remoção de sólidos em função: a) do tempo e b) da velocidade de sedimentação



5.º passo – dimensionamento do decantador – determinação do volume e da área superficial

Uma remoção global de SST de 50 % corresponde a um tempo de retenção de cerca de 30 minutos (Figura 11.7.3 a)). Admitindo um coeficiente de segurança de 30 %, o tempo de retenção é determinado por:

$$t_R = 1,30 \times 30 = 39 \text{ min} = 0,65 \text{ h}$$

O volume do decantador é obtido pela expressão seguinte:

$$V = Q \times t_r = 252,1 \text{ m}^3/\text{h} \times 0,65 \text{ h} = 163,9 \text{ m}^3$$

Uma remoção global de SST de 50 % corresponde a uma velocidade de sedimentação de 4 m/h (Figura 11.7.3 b)), o que corresponde a uma área superficial obtida pela expressão:

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{252,1 \text{ m}^3/\text{h}}{4 \text{ m/h}} = 63,0 \text{ m}^2$$

Resposta: $V = 164 \text{ m}^3$ e $A = 63 \text{ m}^2$

Exercício 11.7.2 – Decantador Secundário – Sedimentação em manto – Método de Talmadge e Fitch

Pretende-se aumentar a concentração de uma lama biológica, proveniente de um tratamento secundário de 2,5 até 10,9 g/L, num decantador, em que o caudal afluyente é 450 m³/d.

Determinar a área necessária e a carga hidráulica do decantador, tendo em conta os dados experimentais do Quadro 11.7.5.

Quadro 11.7.5 Variação da altura da interface com o tempo

t (min)	0	1	2	3	5	8	12	16	20	25
h (cm)	51,0	43,5	37,0	30,6	23,0	17,9	14,3	12,2	11,2	10,7

Resolução:

Para a determinação da área do decantador é aplicada a metodologia de Talmadge e Fitch, descrita no Anexo V. Esta metodologia consiste nos seguintes passos:

- 1) representar os valores de h em função de t (Figura 11.7.4);
- 2) desenhar a tangente da zona de clarificação e a tangente da zona de espessamento;

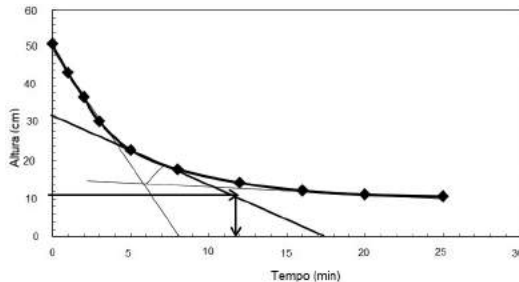
- 3) determinar a bissetriz do ângulo formado pelas duas retas representadas, e encontrar o ponto onde a bissetriz cruza a curva da variação da altura da interface com o tempo, ponto (t_c, h_c) ;
- 4) desenhar a tangente ao ponto (t_c, h_c) ;
- 5) calcular h_u pela expressão IV.3 do Anexo V,

$$h_u = \frac{X_0 h_0}{X_u} \quad (V.3)$$

$$h_u = \frac{2,5 \times 51}{10,9} = 11,7 \text{ cm}$$

- 6) desenhar a linha horizontal para a " h_u " e no ponto em que esta intersecta a tangente ao (t_c, h_c) determinar o valor de t_u .

Figura 11.7.4 Evolução da altura em função do tempo



Valor de t_u do gráfico = 11,9 min

A área de espessamento é calculada pela expressão V.2.

$$A_{\text{esp}} = \frac{Q_0 t_u}{h_0} \quad (V.2)$$

$$A_{\text{esp}} = \frac{450 \text{ m}^3 / \text{d} \times \frac{11,9 \text{ min}}{24 \text{ h/d} \times 60 \text{ min/h}}}{0,51 \text{ m}} = 7,3 \text{ m}^2$$

A área de clarificação é calculada pela expressão V.1.

$$A_{cl} = \frac{Q_E}{v_s} \quad (V.1)$$

O caudal de efluente é proporcional ao volume de líquido clarificado acima da zona de compressão das lamas ($h_0 - h_u$), sendo obtido pela expressão seguinte:

$$Q_E = \left(\frac{h_0 - h_u}{h_0} \right) \times Q_0 = \left(\frac{51 - 11,7}{51} \right) \times 450 = 347 \text{ m}^3/\text{d}$$

A velocidade de sedimentação é determinada graficamente pela Figura 11.7.4 pela tangente no ponto inicial ($h_0 = 0,51 \text{ m}$).

$$A_{cl} = \frac{347 \text{ m}^3/\text{d}}{0,51 \text{ m} / (8 \text{ min} / (60 \text{ min}/\text{h} \times 24 \text{ h}/\text{d}))} = 3,8 \text{ m}^2$$

A área do decantador é a maior das duas áreas calculadas, ou seja a área de espessamento = $7,3 \text{ m}^2$. A carga hidráulica é determinada considerando a área de espessamento.

$$C_H = \frac{Q}{A} = \frac{450}{7,3} = 61,6 \text{ m}^3/(\text{m}^2\text{d})$$

Resposta: A área do decantador é 7 m^2 e a carga hidráulica é $62 \text{ m}^3/(\text{m}^2\text{d})$.

Exercício 11.7.3 – Decantação secundária – método do fluxo de sólidos

No laboratório foram efetuados ensaios de sedimentação tendo sido determinada a variação da concentração em função da velocidade de sedimentação. No Quadro 11.7.6 apresentam-se os resultados obtidos.

Quadro 11.7.6 – Resultados laboratoriais dos ensaios de sedimentação

X_i (mg/L)	v_s (cm/min)	X_i (mg/L)	v_s (cm/min)
590	5,07	7 135	0,42
1 210	4,75	8 350	0,26
2 450	2,89	9 530	0,18
3 645	1,88	10 755	0,11
4 830	1,12	11 810	0,07
5 920	0,71	12 130	0,05

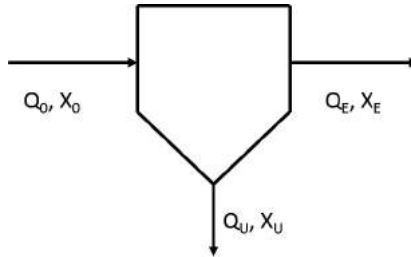
- Dimensionar um decantador secundário para tratar um caudal de $6\,570\text{ m}^3/\text{d}$ com $2\,978\text{ mg/L}$ de sólidos suspensos. As lamas depositadas no fundo do decantador devem possuir uma concentração de $12\,050\text{ mg/L}$. Considerar que a concentração de sólidos no efluente secundário é zero ($X_E = 0\text{ mg/L}$) e $t_R = 2\text{ h}$.
- Admitindo que o decantador secundário possui a área de clarificação (A_{CL}) determinada na alínea anterior, determinar o caudal e a concentração de sólidos suspensos das lamas.
- Dimensionar novamente o decantador para concentrações de SS nas lamas de fundo igual a $10\,140\text{ mg/L}$ (Caso 2) e igual a $12\,000\text{ mg/L}$ (Caso 3). Verificar se o processo de sedimentação é controlado pela clarificação ou pelo espessamento.

Resolução:

A metodologia de resolução deste exercício é descrita no Anexo V.

a) Dimensionamento do clarificador (Caso 1)

Figura 11.7.5 Balanço de massas do decantador



Efetuando um balanço de massa ao decantador Figura 11.7.5

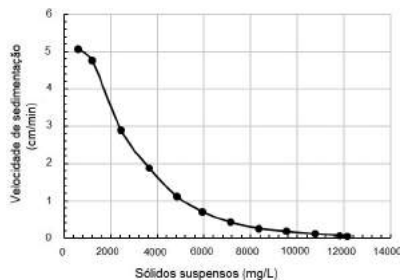
$$\begin{cases} Q_0 = Q_E + Q_U \\ X_0 \times Q_0 = X_E \times Q_E + X_U \times Q_U \end{cases}$$

$$Q_E = \frac{Q_0 \times (X_U - X_0)}{(X_U - X_E)} = \frac{6\,570 \times (12\,050 - 2\,978)}{(12\,050 - 0)} = 4\,946 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_U = Q_0 - Q_E = 6\,570 - 4\,946 = 1\,624 \text{ m}^3/\text{d}$$

Representando a variação da velocidade de sedimentação em função da concentração dos sólidos suspensos determina-se a velocidade inicial para a concentração inicial, $X_0 = 2\,978 \text{ mg/L}$, sendo retirado o valor de $v_s = 2,4 \text{ cm/min}$ (Figura 11.7.6).

Figura 11.7.6 Variação da velocidade de sedimentação em função da concentração dos sólidos suspensos



A área de clarificação é determinada pela expressão V.1 (Anexo V).

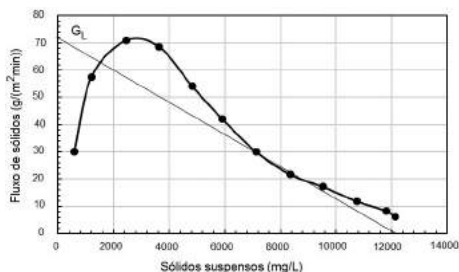
$$A_{cl} = \frac{Q_E}{v_s} \quad (V.1)$$

$$A_{CL} = \frac{4\,946 \text{ m}^3/\text{d}}{0,024 \text{ m/min} \times 24 \text{ h/d} \times 60 \text{ min/h}} = 143,1 \text{ m}^2$$

O fluxo de sólidos G_g é obtido pela expressão V.6, conforme representado na Figura 11.7.7.

$$G_g = v_s X_i \quad (V.6)$$

Figura 11.7.7 Fluxo de sólidos em função da concentração dos sólidos suspensos (alínea a))



A área transversal para ocorrer o espessamento de lammas com concentração 12 050 mg/L depende do fluxo de sólidos limite " G_L " determinado a partir da Figura 11.7.7, onde se representa o fluxo de sólidos em função da concentração dos sólidos suspensos.

Da Figura 11.7.7 retira-se o valor de

$$G_L = 72 \text{ g}/(\text{m}^2 \cdot \text{min}) = 103\,680 \text{ g}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$$

A área de espessamento é determinada pela expressão V.8 do Anexo V.

$$A_{esp} = \frac{(Q + Q_R) X_0}{G_L} \quad (V.8)$$

Sendo $Q_0 = Q + Q_R$

$$A_T = \frac{Q_0 \times X_0}{G_L} = \frac{6\,570 \times 2\,978}{103\,680} = 189 \text{ m}^2$$

Diâmetro do decantador

$$D = \sqrt{\frac{4}{\pi} A} = \sqrt{\frac{4}{\pi} 189} = 15,5 \text{ m}$$

Considerando um $t_R = 2 \text{ h}$, determina-se o volume do clarificador

$$V = Q_0 \times t_R = \frac{6\,570 \text{ m}^3/\text{d}}{24 \text{ h/d}} \times 2 \text{ h} = 547,5 \text{ m}^3$$

Altura do clarificador

$$H = \frac{V}{A} = \frac{547,5 \text{ m}^3}{189 \text{ m}^2} = 2,9 \text{ m}$$

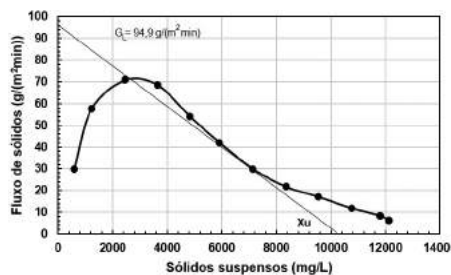
Resposta: Decantador com $A = 189 \text{ m}^2$, com $V = 548 \text{ m}^3$ e $H = 3 \text{ m}$

b) Determinação do caudal e concentração de lamas para $A_{CL} = 143,1 \text{ m}^2$

$$A_T = \frac{Q_0 \times X_0}{G_L} = \frac{6\,570 \times 2\,978}{G_L} = 143,1 \text{ m}^2 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow G_L = 136\,726 \text{ g}/(\text{m}^2 \cdot \text{d}) = 94,9 \text{ g}/(\text{m}^2 \cdot \text{min})$$

Figura 11.7.8 Fluxo de sólidos em função da concentração dos sólidos suspensos (alínea b))



Da Figura 11.7.8 determina-se o valor de $X_u' = 10\,500 \text{ mg/L}$ e o Q_L pelas expressões do balanço de massa:

$$Q_E' = \frac{Q_0 \times (X_u' - X_0)}{(X_u' - X_E)} = \frac{6\,570 \times (10\,050 - 2\,978)}{(10\,050 - 0)} = 4\,623,2 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_L' = Q_0 - Q_E' = 6\,570 - 4\,623,2 = 1\,947 \text{ m}^3/\text{d}$$

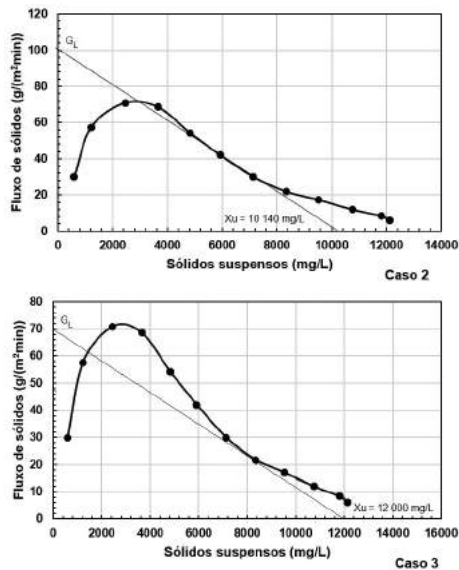
Confirmar se a área é suficiente para a clarificação

$$A_{CL}' = \frac{4\,623,2 \text{ m}^3/\text{d}}{0,024 \text{ m/min} \times 24 \text{ h/d} \times 60 \text{ min/h}} = 133,8 \text{ m}^2$$

Resposta: Como a área mínima necessária à clarificação (134 m²) é menor do que a área do clarificador (143 m²), está correta a aproximação de que X_E = 0.

c) Dimensionamento do decantador para concentrações de SS nas lamelas de fundo igual a 10 140 mg/L (caso 2) e igual a 12 000 mg/L (caso 3).

Figura 11.7.9 Fluxo de sólidos em função da concentração dos sólidos suspensos (alínea c))



Da Figura 11.7.9 determina-se o fluxo limite para os dois casos.

Resposta: Caso 2: X_u = 10 140 mg/L G_T = 105 g/(m².min)

Caso 3: X_u = 12 000 mg/L G_T = 70 g/(m².min)

Exercício 11.7.4 – Determinação das dimensões de decantadores primários

Uma ETAR trata um caudal médio de 25 000 m³/d e um caudal de ponta de 55 000 m³/d. Dimensionar dois decantadores retangulares com uma largura (W) de 6 m e uma carga hidráulica de 40 m³/(m².d) para caudal médio e uma altura (h) de 4 m.

Resolução

Cálculo da área superficial

Para caudal médio a área é determinada pela expressão 11.1.

$$A = Q / C_H \quad (11.1)$$

$$A = \frac{25\,000}{40} = 625 \text{ m}^2$$

O comprimento do tanque é calculado pela expressão seguinte:

$$L = \frac{A}{W} = \frac{625}{2 \times 6 \text{ m}} = 52,1 \text{ m}$$

Por conveniência de medida opta-se por 52 m.

Verificação do t_R e da C_H para as dimensões consideradas e caudal médio.

$$\text{Volume dos 2 tanques} = 2 \times 4 \times 52 \times 6 = 2\,496 \text{ m}^3.$$

A carga hidráulica para $Q_{\text{méd}}$ é dada pela expressão 11.1.

$$C_{H\,Q_{\text{méd}}} = \frac{Q}{A} = \frac{25\,000}{2 \times 6 \times 52} = 40,1 \text{ m}^3/(\text{m}^2\text{d})$$

O tempo de retenção hidráulico para $Q_{\text{méd}}$ é obtido pela expressão seguinte:

$$t_{R\,Q_{\text{méd}}} = \frac{V}{Q} = \frac{2\,496 \times 24}{25\,000} = 2,4 \text{ h}$$

Verificação do t_R e da C_H para as dimensões consideradas e caudal de ponta.

A carga hidráulica para Q_{pta} é dada pela expressão 11.1.

$$C_{H Q_{pta}} = \frac{Q}{A} = \frac{55\,000}{2 \times 6 \times 52} = 88,1 \text{ m}^3/(\text{m}^2\text{d})$$

O tempo de retenção hidráulico para Q_{pta} é obtido pela expressão.

$$t_{R Q_{pta}} = \frac{V}{Q} = \frac{2\,496 \times 24}{55\,000} = 1,1 \text{ h}$$

Resposta: A comparação dos valores obtidos para C_H e t_R para caudal médio com os apresentados no Quadro 11.2 permite concluir que: a C_H obtida é aproximadamente o valor típico (40 m/d) e o t_R (2,4 h) está dentro da gama de valores recomendados (1,5 a 2,5 h). Relativamente à verificação para caudal de ponta, a C_H também está dentro da gama (80 a 120 m/d), apenas o t_R (1,1 h) está ligeiramente fora da gama (1,5 a 2,5 h).

Exercício 11.7.5 – Determinação das dimensões de decantadores secundários num sistema de lamas ativadas

Um decantador secundário recebe AR de um sistema de lamas ativadas. Considerar os seguintes dados: caudal médio no ano horizonte projeto de 2 900 m³/d, caudal de ponta no ano horizonte projeto de 8 000 m³/d, caudal de recirculação de 0,43 do caudal médio e concentração de SST de 3 g/dm³ no tanque de arejamento. Dimensionar um decantador com uma carga hidráulica de 16,5 m³/(m².d) para caudal médio e uma altura de 4 m.

Resolução

1.º – Cálculo da área superficial.

Para caudal médio a área é determinada pela expressão 11.1.

$$A = Q / C_H \tag{11.1}$$

$$A = 2\,900 / 16,5 = 175,8 \text{ m}^2$$

O volume é determinado pela expressão $V = A \times h$.

$$\text{Volume do tanque} = 175,8 \times 4 = 703,2 \text{ m}^3$$

Por conveniência de medida opta-se por $A = 176 \text{ m}^2$ e $V = 703 \text{ m}^3$.

Verificação do tempo de retenção hidráulico e das cargas hidráulica e de sólidos para as dimensões consideradas e caudais médio e de ponta.

O tempo de retenção hidráulico para caudal médio e um $V = 703 \text{ m}^3$ é obtido pela expressão seguinte:

$$t_{R(Q_{\text{méd}})} = \frac{V}{Q} = \frac{703 \times 24}{2\,900} = 5,8 \text{ h}$$

A carga hidráulica é dada pela expressão 11.1.

$$C_{H(Q_{\text{pta}})} = \frac{Q}{A} = \frac{8\,000}{176} = 45,5 \text{ m}^3/(\text{m}^2\text{d})$$

O tempo de retenção hidráulico é obtido pela expressão:

$$t_{R(Q_{\text{pta}})} = \frac{V}{Q} = \frac{703 \times 24}{8\,000} = 2,1 \text{ h}$$

A carga de sólidos para caudal médio é calculada pela expressão:

$$\begin{aligned} C_{S(Q_{\text{méd}})} &= \frac{Q_{\text{méd}} (1 + R) [\text{SST}]}{A} = \frac{1,43 \times 2\,900 \times 3}{176} = 70,7 \text{ kg}/(\text{m}^2\text{d}) = \\ &= 2,9 \text{ kg}/(\text{m}^2\text{h}) \end{aligned}$$

Para caudal de ponta a carga de sólidos é calculada pela expressão:

$$\begin{aligned} C_{S(Q_{\text{pta}})} &= \frac{Q_{\text{pta}} (1 + R) [\text{SST}]}{A} = \frac{1,43 \times 8\,000 \times 3}{176} = 195 \text{ kg}/(\text{m}^2\text{d}) = \\ &= 8,1 \text{ kg}/(\text{m}^2\text{h}) \end{aligned}$$

Resposta: Face à área obtida e pela comparação das verificações para C_H e C_s com o Quadro 11.4 pode-se concluir que C_H para caudal de ponta está dentro da gama (40,7 a 48,8), mas a carga de sólidos para caudal médio e caudal de ponta estão abaixo da gama (3,9 a 5,9 e 9,8 respetivamente).

12.1. Objetivo

A flotação é uma operação unitária que tem por objetivo a separação de partículas sólidas ou líquidas em suspensão na água fazendo-as ascender à superfície do líquido, formando uma camada flutuante (escuma ou lama) e procedendo à sua remoção por raspagem da camada assim formada.

Em certa medida, pode dizer-se que a flotação tem o mesmo objetivo da decantação, mas alcança-o por um mecanismo inverso, embora também gravítico: na decantação as partículas são separadas por sedimentação, pois a sua massa volúmica é superior à das AR, enquanto na flotação as partículas flutuam, porque têm massa volúmica inferior à das AR ou porque são feitas flutuar com o auxílio da introdução de ar em bolhas finas (Metcalf & Eddy, 2014).

A flotação é mais indicada para separar partículas como óleos, gorduras e flocos biológicos, que são menos densos que as AR. Por isso, a flotação é aplicada nas seguintes fases da fileira de tratamento das AR:

- no tratamento preliminar – remoção de óleos e gorduras, geralmente no mesmo tanque onde se processa a desarenação;
- no tratamento secundário, a jusante do reator biológico, para separação dos flocos biológicos;
- no tratamento da fase sólida – espessamento de lamas secundárias.

12.2. Mecanismos da flotação

As partículas em suspensão na água cuja massa volúmica é inferior à do líquido tendem a ascender à superfície, visto a impulsão ser superior ao peso da partícula (ver expressões 9.1 e 9.2), num movimento inverso da sedimentação, mas tal como este, contrariado pela força de atrito, originada pela viscosidade do líquido.

A eficiência da ascensão das partículas pode ser melhorada por meio da injeção de bolhas de ar, as quais arrastam as partículas em suspensão para a superfície, conseguindo-se assim fazer flutuar não só as partículas menos densas que a água, mas também parte das partículas mais densas, que vão

formar agregados com as bolhas de ar menos densos do que a água. Aqui reside precisamente a vantagem da flotação sobre a decantação, em certos casos: conseguir num tempo reduzido a separação de partículas cuja velocidade de sedimentação é muito baixa, devido à sua muito reduzida dimensão ou à sua densidade próxima da água. A introdução de bolhas de ar nos flotores pode efetuar-se por dois processos:

- dissolução de ar comprimido na AR, o qual, ao ser libertado à pressão atmosférica, dá origem a bolhas, que sobem até à superfície do líquido, arrastando consigo partículas em suspensão;
- dissolução de ar à pressão atmosférica.

O primeiro destes processos é conhecido por **flotação de ar dissolvido** (DAF – *Dissolved Air Flotation*) e o segundo por **flotação por dispersão de ar**. A DAF é utilizada em tratamento de AR muito mais frequentemente do que a flotação por dispersão de ar, que requer mais energia (Metcalf & Eddy, 2003), embora esta seja bastante utilizada no tratamento de ARI contendo emulsões de óleos.

A eficiência da remoção de partículas por flotação depende (Shammas *et al.*, 2010):

- da dimensão e da massa volúmica das partículas, que afetam a velocidade ascensional;
- da concentração das partículas em suspensão;
- das características das AR (ver secção 3.4);
- do caudal e da pressão de ar utilizado, que determina a quantidade, a dimensão das bolhas de ar (as quais devem ter dimensão que permita a sua ascensão em toda a coluna de água) e a velocidade ascensional das bolhas (a qual segue aproximadamente a lei de Stokes).

De acordo com Ramirez (1979) as bolhas formadas na flotação têm as características apresentadas no Quadro 12.1.

Dada a variedade de partículas presentes na AR, bem como da sua concentração, pode dizer-se que o fator que regula a eficiência da flotação é a razão entre o volume de ar e a quantidade de sólidos, conforme indicado pela expressão 12.1.

$$\frac{A}{S} = \frac{\text{volume de ar}}{\text{massa de sólidos}} \quad (12.1)$$

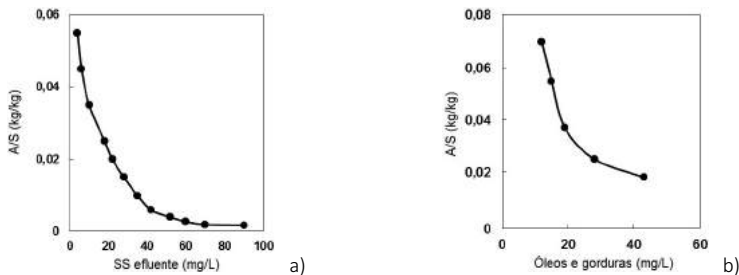
Quadro 12.1 Características das bolhas em função do tipo de flotação

Caraterísticas das bolhas de ar	Unidade	Tipo de flotação	
		Dispersão de ar	DAF
Diâmetro médio (a P = 6 Pa)	μm	170	75
Velocidade de ascensão	cm/s	1,5	0,1
Número de bolhas	bolhas/cm ³	$2,0 \times 10^6$	$3,6 \times 10^6$
Área específica	cm ² /cm ³	293	800

(Adaptado de Ramirez, 1979)

A razão A/S ótima é determinada em ensaios laboratoriais, realizados em colunas de flotação, para diversas concentrações de SS ou de óleos e gorduras, conforme exemplificado na Figura 12.1.

Figura 12.1 Razão A/S em função da: a) concentração de SST e b) óleos e gorduras

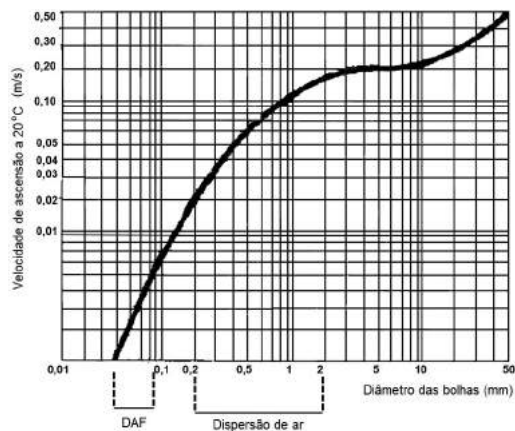


(Adaptada de Ramalho, 1977 e Shammass *et al.*, 2010)

Se for utilizada uma razão A/S menor que a ótima, a eficiência da flotação é reduzida. Se for aplicada uma razão A/S superior, ocorre um desperdício de energia (consumida na compressão do ar).

A dimensão das bolhas de ar e a sua velocidade ascensional na água constituem os fatores que indicam a aplicabilidade da flotação por ar dissolvido ou por dispersão de ar, conforme representado na Figura 12.2.

Figura 12.2 Variação da velocidade ascensional das bolhas de ar em função do seu diâmetro



(Adaptada de Ondeo Degrémont, 2007)

No Quadro 12.2 indica-se a eficiência da operação de flotação na remoção de diversos poluentes das AR.

Quadro 12.2 Eficiência da flotação

Parâmetro	Eficiência de remoção (%)	
	Intervalo	Média
CBO ₅	4 – 87	68
CQO	8 – 96	66
SST	6 – 98	88
P-tot	50 – > 99	98
Fenóis	3 – > 94	12
Óleos & Gorduras	57 – 97	79

(Adaptado de Shammás *et al.*, 2010)

A eficiência da flotação pode ser melhorada mediante a adição de coagulantes, como sais de Al, sais de Fe ou sílica ativada, que ao provocarem a

aglomeração de partículas tornam a sua estrutura mais apta a prenderem-se às bolhas de ar, podendo este efeito ser ainda fortalecido pela adição de floclulantes, como polímeros orgânicos.

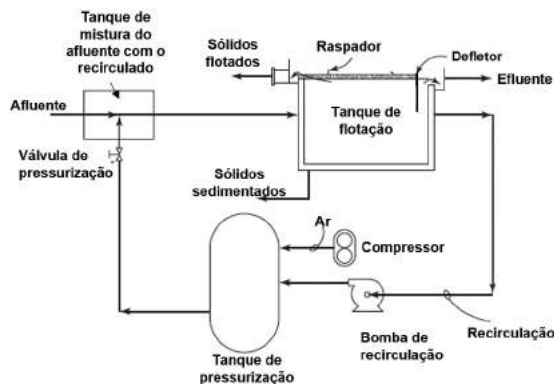
As escumas removidas do flotador são conduzidas à linha de tratamento da fase sólida.

12.3. Tipologia dos flotadores

Em ETAR de pequena e média dimensão o caudal das AR é pressurizado a cerca de 275 a 350 kPa (Metcalf & Eddy, 2014) e o ar comprimido é injetado na conduta de aspiração da bomba de pressurização, sendo a mistura AR/ar retida num tanque fechado, durante alguns minutos, para permitir a dissolução do ar na água, após o que esta mistura é alimentada ao flotador, onde a redução da pressão até à pressão atmosférica provoca a formação de bolhas de ar.

Em instalações de grande dimensão, uma parte do efluente flotado é recirculado, pressurizado e semi-saturado com ar, sendo então misturado com o afluente ao flotador não pressurizado, como representado na Figura 12.3.

Figura 12.3 DAF com recirculação



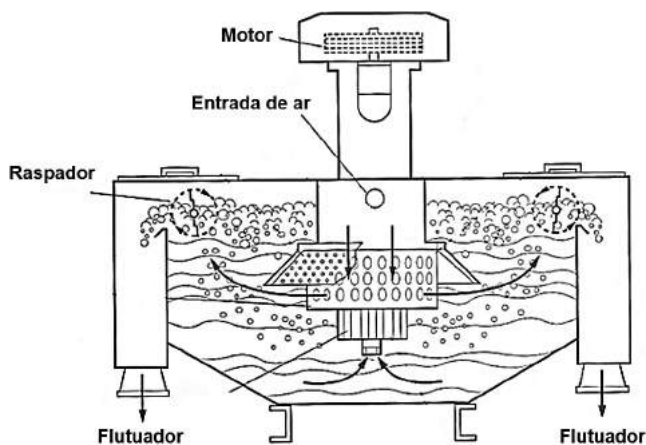
(Adaptada de Davis, 2010)

Nos flotadores por dispersão de ar este gás é aspirado pela rotação de uma turbina, que suga o ar atmosférico para o centro da superfície líquida,

sendo as bolhas formadas pela projeção radial do ar através dos orifícios existentes numa chaminé defletora, conforme representado na Figura 12.4 (Metcalf & Eddy, 2003).

No Quadro 12.3 apresenta-se uma análise comparativa entre flotadores DAF e de dispersão de ar.

Figura 12.4 Flotador de dispersão de ar



(Adaptada de Metcal & Eddy, 2003)

Quadro 12.3 Comparação entre flotadores DAF e por dispersão de ar

Processo de flotação	Dimensão das bolhas (μm)	Consumo de energia W/m^3	Tempo de retenção (min)	Principais aplicações
DAF com $R = 20\%$	40 – 70	45 – 60	20 – 30	SS finos e partículas floculadas
Dispersão de ar	10 – 500	20 – 30	2 – 5	Gorduras

R – razão de recirculação

(Adaptado de Shamma & Bennett, 2010)

Há ainda a referir os tanques que combinam a desarenação com a remoção de óleos e gorduras por flotação, geralmente unidades patenteadas, muito utilizados no tratamento preliminar em ETAR de média e grande dimensão.

12.4. Disposições construtivas

A flotação é realizada usualmente em tanques retangulares ou circulares, construídos em betão ou outro material adequado (Figura 12.5). Os flotaadores são equipados com um raspador de superfície para remoção dos flotaados (sobrenadantes) e, se necessário, com um raspador de fundo, para os sólidos sedimentados.

Figura 12.5 Flotador circular



(Adaptada de Westech, 2016)

No caso dos flotaadores retangulares a entrada do afluente é efetuada num dos topos do tanque, próximo do fundo e a saída do efluente é realizada no topo oposto. O sobrenadante é retirado no mesmo lado do afluente, mas à superfície do tanque. Nos flotaadores circulares a entrada é efetuada no centro e o efluente é recolhido em toda a periferia do tanque. O sobrenadante é recolhido pelo raspador superficial para caixas junto da periferia. São instalados deflectores na entrada e saída do tanque, de modo a minimizar a turbulência.

Por vezes, nomeadamente no caso de remoção de óleos e gorduras, os flotados são descarregados para um tanque de concentração à saída do flotador, antes de serem enviados para a linha de tratamento da fase sólida.

Pela necessidade de assegurar a continuidade da operação de flotação, quando um flotador é colocado fora de serviço para manutenção ou para reparação, haverá que prever pelo menos um flotador de reserva.

O sistema de arejamento que forma as bolhas de ar na flotação deve ser selecionado em função do tipo de flotação (ver 12.3). O compressor de ar deve ser dedicado para esta operação, em face das especificidades das características das bolhas de ar adequadas à operação da flotação.

Na DAF é necessário ter um tanque de pressurização da AR e respetivos acessórios (tubagens e válvulas), enquanto na flotação por ar disperso o ar é introduzido por um agitador mecânico e respetivos acessórios (tubagens e defletores).

12.5. Dimensionamento de flotadores

O dimensionamento de tanques de flotação por DAF baseia-se na determinação da razão A/S (volume de ar / massa de sólidos) necessária para produzir um efluente com a concentração de SS pretendida, tendo em consideração os fatores que afetam o desempenho da operação de flotação (ver secção 12.2). Esta razão depende das características dos SS e da sua concentração, pelo que deve ser determinada experimentalmente, numa coluna de flotação laboratorial. A expressão 12.2 é aplicada na determinação da razão A/S para flotadores em que todo o caudal é pressurizado, aplicando-se a expressão 12.3 no caso em que apenas o caudal de efluente recirculado é pressurizado (Ramalho, 1977).

$$\frac{A}{S} = \frac{1,2 s_a (fP - 1)}{X_0} \quad (12.2)$$

Em que:

A/S – razão ar /sólidos (mg ar/ mg sólidos);

s_a – solubilidade do ar (mL/L);

f – fração de ar dissolvido à pressão P (usualmente 0,5);

P – pressão (atm);

X_0 – concentração de SS no afluente (mg/L);

1,2 – massa volúmica média do ar a 1 atm e a 20 °C.

$$\frac{A}{S} = \frac{1,2 s_a (fP - 1)R}{X_0 Q} \quad (12.3)$$

Em que:

R – caudal de recirculação (m³/d);

Q – caudal (m³/d).

No Quadro 12.4 apresentam-se alguns critérios de dimensionamento recomendados para DAF e flotação de óleos.

Quadro 12.4 Critérios de dimensionamento de flotação

Parâmetro	Unidade	Flotação de óleos	DAF
Caudal de ar (T = 0 °C; P = 101,3 kPa)	L/m ³	100 – 400	15 – 50
Tamanho das bolhas	mm	2 – 5	0,04 – 0,07
Pressão do ar	kPa	–	275 – 415
Consumo de energia	Wh/m ³	5 – 10	40 – 80 ⁴⁴
Tempo de retenção	min	5 – 15	20 – 40
Taxa de recirculação	%	–	10 – 60
Carga hidráulica	m/h	10 – 30	3 – 10

(Adaptado de Ondeo Degremont, 2007)

12.6. Requisitos de O&M

Na operação de flotadores do tipo DAF consegue-se a manutenção da eficiência pretendida, mesmo quando as AR afluentes ao flotador sofrem variações quantitativas e qualitativas, através da variação da quantidade de ar introduzido e/ou pela variação da carga hidráulica, assim adaptando a razão A/S ao valor adequado. Finalmente, se necessário, para aumentar a eficiência da operação, poderá recorrer-se previamente à assistência de coagulação e floculação.

⁴⁴ O consumo pode ser mais reduzido, dependendo do caudal de recirculação.

Do ponto de vista da manutenção de flotadores, os requisitos fundamentais são os que concernem ao equipamento de arejamento e seus acessórios (ver secção 13.6), visto ser o arejamento o elemento determinante do funcionamento da flotação.

Em termos práticos, é muito útil prever uma mangueira de água pressurizada para lavagem e desentupimentos.

12.7. Exercícios

Exercício 12.7.1 – Dimensionamento de um flotador

Nos ensaios laboratoriais de flotação de uma determinada água residual obteve-se como razão ótima ar/sólidos $A/S = 0,03$ kg ar/kg sólidos. A água residual aflui com um caudal de $2\,975$ m³/d e uma concentração de sólidos suspensos de 280 mg/L (X_0).

Determinar a percentagem de recirculação e a área transversal necessária, considerando os dados apresentados abaixo.

Dados:

- $f = 0,68$;
- Velocidade = 170 L/(min.m²);
- Pressão de operação = 5 atm;
- Temperatura = 20 °C;
- $s_a = 18,7$.

Resolução:

A percentagem de recirculação é determinada pela expressão 12.3.

$$\frac{A}{S} = \frac{1,2 s_a (fP - 1)R}{X_0 Q} \quad (12.3)$$

Resolvendo a expressão 12.3 em ordem a R/Q obtém-se a expressão seguinte:

$$\frac{R}{Q} = \frac{X_0}{1,2 s_a (fP - 1)} \frac{A}{S}$$

$$\frac{R}{Q} = \frac{280}{1,2 \times 18,7 \times (0,68 \times 5 - 1)} \frac{A}{S}$$

$$R = 0,156 \times 2\,975 \text{ m}^3/\text{d} = 464,1 \text{ m}^3/\text{d}$$

A área transversal é determinada pela seguinte expressão:

$$A_{\text{esp}} = \frac{Q + R}{v} = \frac{2\,975 + 464}{170 \times \frac{60}{1\,000} \times 24} = 14,0 \text{ m}^2$$

Resposta: A percentagem de recirculação é de 15,6 % (464,1 m³/d) e a área é de 14,0 m².

Exercício 12.7.2 – Dimensionamento de um flotador

Uma unidade de flotação é utilizada para espessar os sólidos de um licor de lamas ativadas de 0,5 até 6 % de sólidos suspensos.

Dados:

- Relação ótima A/S = 0,009
- Fração de saturação = 0,5
- Velocidade de ascensão das lamas = 5,4 dm/h
- Temperatura = 20 °C;
- s_a = 18,7 mL/L.

- a) Determinar a pressão de operação da unidade sem recirculação.
- b) Determinar o caudal de licor, sabendo que a área transversal é 35 m².
- c) Com os dados disponíveis e considerando uma unidade de flotação com recirculação funcionando à pressão relativa de 3,5 atm, determinar o caudal de recirculação mínimo e a área do tanque de flotação.
- d) Com as condições da unidade de flotação da alínea anterior e considerando que a concentração de sólidos na alimentação aumenta para 0,7 %, determinar o caudal máximo que é possível tratar.

Resolução:

- a) Determinação da pressão de operação da unidade sem reciclo.
A determinação da pressão é feita a partir da expressão 12.2 e resolvendo em ordem a P, obtendo-se a expressão seguinte:

$$P = \frac{1}{f} \left(\frac{A}{S} \frac{X_0}{1,2 s_a} + 1 \right)$$

A concentração $X_0 = 0,5 = 0,5 \text{ g SS}/100\text{g água} = 5\,000 \text{ mg/L}$.

$$P = \frac{1}{0,5} \times \left(0,009 \times \frac{5000}{1,2 \times 18,7} + 1 \right)$$

Resposta: A pressão de operação é de 6 atm.

b) Determinação do caudal de licor.

A área horizontal $A_h = 35 \text{ m}^2$ e $v = 5,4 \text{ dm/h}$ e aplicando a seguinte expressão:

$$A_h = \frac{Q}{v} \Leftrightarrow Q = 35 \text{ m}^2 \times 0,54 \text{ m/h} \times 24\text{h/d} = 453,6 \text{ m}^3/\text{d}$$

Resposta: O caudal de licor é $453,6 \text{ m}^3/\text{d}$.

c) Determinação do caudal de recirculação mínimo e da área do tanque de flotação.

Como a pressão relativa é 3,5 atm, a pressão absoluta = $3,5 + 1 = 4,5 \text{ atm}$. Aplicando a expressão 12.3 e resolvendo em ordem a R, obtém-se a expressão seguinte:

$$R = \frac{A}{S} Q \left(\frac{X_0}{1,2 s_a (fP - 1)} \right)$$

$$R = 0,009 \times 453,6 \times \left(\frac{5\,000}{1,2 \times 18,7 \times (0,5 \times 4,5 - 1)} \right) = 727,7 \text{ m}^3/\text{d}$$

A área é determinada pelo quociente do caudal de alimentação do flotador ($Q + R$) pela velocidade ascensional.

$$Q' = Q + R = 453,6 + 727,7 = 1\,181,3 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$v = 12,96 \text{ m/d}$$

$$A_h = \frac{Q + R}{v} = \frac{1\,181,3}{12,96} = 91,1 \text{ m}^2$$

Resposta: O caudal de recirculação é de $727,7 \text{ m}^3/\text{d}$ e a área de flotação é $91,1 \text{ m}^2$.

d) Determinação do caudal máximo que é possível tratar.
A razão R/Q é obtida pela seguinte expressão:

$$\frac{R}{Q} = \frac{A}{S} \left(\frac{X_0}{1,2 s_a (fP - 1)} \right)$$

$$\frac{R}{Q} = 0,009 \times \left(\frac{7\,000}{1,2 \times 18,7 \times (0,5 \times 4,5 - 1)} \right) = 2,2$$

$$\begin{cases} R + Q = 1\,181,3 \text{ m}^3/\text{d} \\ Q = 369,2 \text{ m}^3/\text{d} \end{cases}$$

Resposta: O caudal máximo que é possível tratar é de 369,2 m³/d.

13.1. Objetivo

O arejamento é a operação através da qual o oxigénio molecular (O_2) é transferido da fase gasosa (atmosfera ou oxigénio puro) para a fase líquida (água residual), com o duplo objetivo de manter determinado teor de oxigénio dissolvido (OD) na AR e/ou de agitação da massa líquida, de modo a manter os sólidos em suspensão.

O arejamento é utilizado nos seguintes operações e processos unitários:

- equalização (Capítulo 7);
- desarenação (Capítulo 10);
- remoção de óleos e gorduras (Capítulo 12);
- flotação (Capítulo 12);
- estabilização de matéria orgânica, por meio de processos aeróbios, como as lamas ativadas, a filtração biológica e digestão aeróbia;
- arejamento pós-depuração – para aumentar o OD na AR, de modo a respeitar a qualidade dos meios recetores.

13.2. Mecanismos do arejamento

13.2.1. Nota introdutória

No tratamento de AR o arejamento é geralmente forçado por meio de equipamento eletromecânico, seja por difusão de ar comprimido ou oxigénio puro liquefeito na AR, seja por dissolução do ar atmosférico na massa líquida, por meio de arejadores. Porém, existem processos de tratamento de AR, designados por bionaturais ou extensivos, como a lagunagem natural, em que o arejamento se processa por mecanismos completamente naturais.

O arejamento pode ser realizado de duas formas:

- introdução no líquido de ar ou O_2 puro (arejamento por ar difuso ou oxigénio);
- agitação do líquido, promovendo uma grande turbulência, de modo a que o líquido entre em contacto com o ar existente na atmosfera (arejamento mecânico).

Qualquer que seja a tecnologia do arejamento e o seu objetivo primordial – dissolução de oxigênio na AR e/ou agitação para manutenção de partículas em suspensão na massa líquida – são dois os mecanismos que explicam o arejamento: transferência de massa e homogeneização do líquido.

13.2.2. Transferência de massa

O arejamento é um fenômeno de transferência de massa de uma fase gasosa (ar ou O₂ comprimidos) para uma fase líquida (AR), o qual pode ser explicado pela teoria dos dois filmes, proposta por Lewis e Whitman em 1924 (Davis, 2010). De acordo com esta teoria, na interface entre a fase gasosa e a fase líquida formam-se dois filmes – um gasoso e outro líquido – através dos quais as moléculas de gás são transferidas, por absorção, da fase gasosa para a fase líquida e transitam da fase líquida para a fase gasosa, por desorção, até ser atingido o equilíbrio, que corresponde a igual transferência de massa de gás para o líquido e deste para a fase gasosa.

A velocidade da transferência de O₂ da fase gasosa para a fase líquida é proporcional à diferença de concentração de O₂ realmente existente na AR no instante t (C_t) e a concentração que existiria se a AR estivesse saturada em O₂ (C_s). Quanto mais elevado o gradiente de concentração (C_s – C_t), isto é, quanto menor for a concentração de OD na AR, mais rapidamente este gás transita da fase gasosa para se dissolver na fase líquida, processo que prossegue até que esta atinja a concentração de saturação. A Figura 13.1 representa os mecanismos de transferência de moléculas da fase gasosa para a fase líquida e do processo inverso.

A eficiência do arejamento é avaliada através da velocidade dessa transferência, vulgarmente designada por **taxa de transferência de oxigênio**, segundo a expressão 13.1.

$$\frac{dC}{dt} = K_L a (C_s - C_t) \quad (13.1)$$

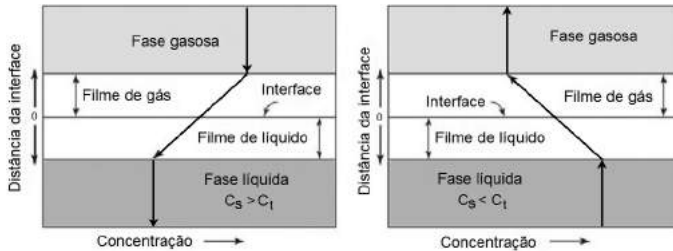
Em que:

K_La – coeficiente de transferência de massa;

C_s – concentração de saturação de O₂;

C_t – concentração de O₂ no instante t.

Figura 13.1 Arejamento – teoria dos dois filmes: a) absorção e b) desorção



(Adaptada de Davis, 2010)

Integrando a expressão 13.1 entre $C = C_0$ e $C = C_t$, sendo C_0 a concentração inicial, obtém-se a expressão 13.2.

$$\frac{C_s - C_t}{C_s - C_0} = e^{-(K_L a)t} \quad (13.2)$$

O coeficiente de transferência de massa ($K_L a$) depende dos seguintes fatores:

- temperatura;
- intensidade de agitação (influenciada pelo tipo de equipamento de arejamento);
- geometria do tanque de arejamento;
- constituintes da AR.

A temperatura influencia o valor de $K_L a$ devido à diminuição da C_s com o aumento da temperatura, sendo este efeito corrigido pela equação de Arrhenius (expressão 13.3).

$$K_{L a (T)} = K_{L a (20^\circ C)} \theta^{(T - 20)} \quad (13.3)$$

Em que

$K_{L a (T)}$ – coeficiente de transferência do oxigênio à temperatura T , 1/s;

$K_{L a (20^\circ C)}$ – coeficiente de transferência do oxigênio à temperatura padrão de $T = 20^\circ C$, 1/s.

O valor de θ depende das condições dos testes, variando tipicamente entre 1,015 a 1,040. Para os arejadores mecânicos e os difusores normalmente utilizados no tratamento de AR é usual utilizar $\theta = 1,024$.

O valor do coeficiente de transferência de oxigênio $K_L a$ é indicado pelos fabricantes de equipamento, com base na realização de ensaios em água

limpa, em condições de arejamento e temperatura definidas, que foram objeto de normalização pelo CEN através da NP EN 12255-15 (2009).

Um arejador específico instalado num tanque com determinadas características geométricas proporciona agitação e transferência de O_2 específicas, traduzidas por um determinado valor de $K_L a$, o qual deve ser corrigido para AR através do fator α , definido conforme a expressão 13.4 (Davis, 2010). Este fator α traduz assim os efeitos da intensidade de mistura e da geometria do tanque em que é determinado $K_L a$.

$$\alpha = \frac{K_L a(\text{AR})}{K_L a(\text{água limpa})} \quad (13.4)$$

Os valores típicos de α são:

- 0,2 a 0,5 para a oxidação de CBO;
- 0,4 a 0,7 para nitrificação;
- 0,5 a 0,75 para nitrificação-desnitrificação.

Os efeitos dos constituintes da AR, tais como sais, matéria particulada e substâncias tensoativas, que afetam a solubilidade do oxigénio e consequentemente, afetam a taxa de transferência de massa do oxigénio (Davis, 2010), são considerados através de um segundo fator de correção β , definido conforme a expressão 13.5.

$$\beta = \frac{C_s(\text{AR})}{C_s(\text{água limpa})} \quad (13.5)$$

Segundo a norma NP EN 12255-15 (2009), a **capacidade de transferência de oxigénio em condições padrão** (SOTR – kg/h) é definida como a massa de oxigénio que é transferida para um tanque com determinado volume V , com água limpa, em condições padrão ($T = 20^\circ\text{C}$, $P = 1013\text{ kPa}$ e $[O_2] = 0\text{ mg/L}$), sendo indicada pela expressão 13.6.

$$\text{SOTR} = V K_L a_{(20^\circ\text{C})} C_s / 1\,000 \quad (13.6)$$

A determinação da quantidade de oxigénio necessária ao tratamento tem que incluir no valor da concentração de saturação de O_2 os fatores de correção de $k_L a$ (θ , α e β) e os fatores de correção τ e Ω relativos ao efeito da temperatura e da pressão. Há ainda a considerar outro fator de correção F , que

contabiliza a degradação interna, causada por impurezas provenientes do compressor e externa, provocada pela formação de biofilmes ou precipitados.

Assim a **capacidade de transferência de oxigênio real (OTR)** é calculada pela expressão 13.7.

$$\text{OTR} = \text{SOTR} \left[\frac{(\tau \beta \Omega C_{\infty,20}^* - C)}{C_{\infty,20}^*} \right] [\theta^{T-20} \alpha F] \quad (13.7)$$

Em que:

OTR – capacidade de transferência de oxigênio⁴⁵ (kg O₂/h);

SOTR – capacidade de transferência de oxigênio em condições padrão – 20 °C, 1 atm, 0 mg/L O₂ – (kg O₂/h);

τ – fator de correção da temperatura (= razão entre a concentração de saturação do oxigênio para T e a concentração de saturação do oxigênio para 20 °C);

β – OD de saturação relativo (tipicamente 0,95 a 0,98) (ver expressão (13.5));

Ω – fator de correção de pressão;

$C_{\infty,20}^*$ – OD de saturação ao nível do mar e 20 °C, mg/L;

C – concentração média de oxigênio no processo, mg/L;

θ – fator empírico de correção da temperatura (tipicamente 1,024);

α – ver expressão 13.4;

T – temperatura;

F – fator de degradação dos arejadores (tipicamente 0,65 a 0,9, para arejadores superficiais F = 1) (Metcalf & Eddy, 2014).

13.2.3. Homogeneização da massa líquida

O arejamento para homogeneização da massa líquida, objetivo primordial aplicado, por exemplo, na operação da equalização, deve proporcionar uma agitação adequada e um teor residual de OD suficiente para evitar a ocorrência de anaerobiose. O grau de agitação é determinado pelo gradiente de velocidade G (ver Capítulo 8), o qual é função da potência do agitador, conforme a expressão 8.1. Geralmente, a potência de agitação necessária para manter o líquido homogeneizado assegura uma concentração mínima em OD da ordem de 0,5 mg/L (Ramalho, 1977), suficiente para evitar a ocorrência de anaerobiose.

⁴⁵ OTR – designação em língua inglesa de “Oxygen Transfer Rate”.

13.3. Tipologia dos arejadores

13.3.1. Nota introdutória

Os principais tipos de arejadores são: os arejadores de ar difuso, os arejadores mecânicos e os sistemas de oxigênio puro. Os dois primeiros tipos de arejadores são objeto desta publicação, por serem os mais utilizados no tratamento de AR. Os arejadores podem ser classificados quanto à sua localização relativamente ao nível da AR – em submersos e superficiais – ou em função da forma como é efetuado o arejamento – em arejadores de ar difuso ou arejadores mecânicos.

Atualmente os arejadores de ar difuso dividem-se em difusores porosos (e.g. membrana), não porosos (e.g. orifício) ou outros dispositivos de difusão (e.g. jato) conforme descrito em 13.3.2. Os arejadores mecânicos podem ser classificados em verticais ou horizontais, consoante a posição do eixo, conforme apresentado em 13.3.3.

A seleção do tipo de arejador mais apropriado depende: do objetivo da operação ou processo de tratamento, da geometria do tanque, dos custos de investimento e de operação, conforme descrito no Quadro 13.1, que apresenta os tipos mais comuns.

Quadro 13.1 Tipologia dos arejadores utilizados no tratamento de AR

Classificação	Descrição	Aplicação	
Submersos:			
Ar difuso	Bolha fina	As bolhas são produzidas através de placas de cerâmica ou de plástico, membranas flexíveis (campânulas, tubos, discos, pratos ou configurações em painel).	Todos os tipos de lamas ativadas.
	Bolha grossa	As bolhas são produzidas por orifícios, injetores, bocais ou placas de corte.	Todos os tipos de lamas ativadas, desarenadores arejados e digestão aeróbia.
	Turbina associada a difusor de ar comprimido	Turbina de baixa velocidade para misturar ar difuso.	Todos os tipos de lamas ativadas e digestão aeróbia.

(continua)

Classificação	Descrição	Aplicação
Bocal de jato	Injeção de ar comprimido no de licor misto bombeado através de bocais instalados num tubo de distribuição.	Todos os tipos de lamas ativadas, tanques de equalização e de arejamento profundos.
Superficiais:		
Turbina arejadora de baixa velocidade	Turbina de grande diâmetro, utilizada para promover o contacto entre o líquido e a atmosfera.	Lamas ativadas convencionais, lagoas arejadas e digestão aeróbia.
Arejador flutuante de alta velocidade	Hélice de pequeno diâmetro, utilizada para promover o contacto entre as gotas de líquido e a atmosfera.	Lagoas arejadas e digestão aeróbia.
Rotor de escova ou de discos	Palhetas ou discos montados num veio central horizontal que rodam semi-mergulhados no líquido.	Valas de oxidação, e lagoas arejadas.

(Adaptado Metcalf & Eddy, 2003)

13.3.2. Arejadores de ar difuso

Os arejadores de ar difuso são constituídos por difusores, instalados em tubagem de alimentação de ar comprimido, submersos na AR. Os difusores são bocais com aberturas que, ao serem atravessadas por ar comprimido, dão origem à formação de bolhas de ar, que se dissolvem ao ascenderem no líquido, conforme ilustrado na Figura 13.2.

Figura 13.2 Difusor de ar comprimido



(Adaptada de Degrémont, 2005)

Tradicionalmente, os difusores são classificados em função do tamanho de bolhas produzidas (Sperling, 2007):

- bolha fina < 3 mm;
- bolha média 3 a 6 mm;
- bolha grossa > 6 mm.

Apesar desta classificação continuar a ser usada, não é consensual, sendo atualmente mais utilizada a seguinte classificação, baseada nas características físicas dos equipamentos: difusores porosos ou de poros finos (Quadro 13.2); difusores não porosos (Quadro 13.2); outros dispositivos de difusão, como arejadores de jato e de aspiração.

Os arejadores de ar difuso porosos são apresentados em diversos formatos, sendo os mais utilizados os discos, as campânulas e as membranas (Figura 13.3). Apesar de os difusores porosos de placas terem sido os mais utilizados em sistemas de arejamento, atualmente são aplicados em novas ETAR os difusores de discos, as campânulas e as membranas. Tal facto deve-se aos custos de instalação e à dificuldade de manutenção dos difusores de placas.

No Quadro 13.2 sintetizam-se os diversos tipos de difusores de ar, os quais são ilustrados nas Figuras 13.3 a 13.5.

Quadro 13.2 Tipos de difusores

Difusor	Eficiência de transferência	Descrição
Porosos		
<i>Disco</i> (Figura 13.3 a)	Alta	Discos rígidos cerâmicos montados nos tubos de distribuição de ar, junto ao fundo do tanque.
<i>Campânula</i> (Figura 13.3 b)	Alta	Discos cerâmicos com forma de campânula, montados nos tubos de distribuição de ar, junto ao fundo do tanque.
<i>Membrana</i>	Alta	Discos com membranas porosas flexíveis montados na rede de distribuição de ar.
<i>Painel</i>	Muito alta	Painel retangular com uma membrana plástica perfurada.
Não porosos		
<i>Orifício fixo</i>		
Orifício (Figura 13.4 a)	Baixa	Dispositivos geralmente construídos em plástico moldado e montados nos tubos de distribuição de ar.
Tubo (Figura 13.4 b)	Baixa	Tubo de aço inox contendo perfurações e ranhuras para fornecer uma ampla gama de ar difuso.
<i>Tubo estático</i> (Figura 13.4 c)	Baixa	Tubo vertical fixo montado no fundo do tanque, funciona como bomba de “air-lift”.

(Adaptado de Metcalf & Eddy, 2003 e Ondeo Degrémont, 2007)

Figura 13.3 Difusores porosos: a) de disco cerâmico e b) de campânula cerâmica



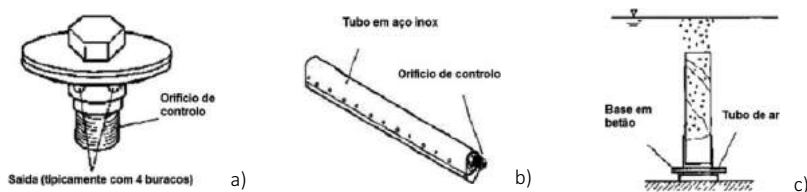
a)



b)

(Adaptada de Metcalf & Eddy, 2014)

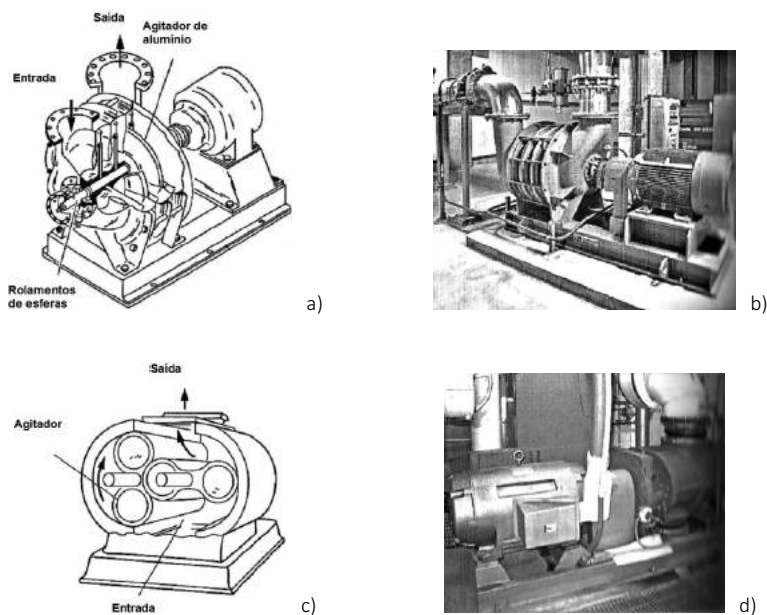
Figura 13.4 Difusores não porosos: a) de orifício; b) de tubo e c) tubo estático



(Adaptada de Metcalf & Eddy, 2014)

Os compressores para fornecimento de ar comprimido são essencialmente de dois tipos: centrífugo e de deslocamento positivo (Figura 13.5).

Figura 13.5 Compressores: a) centrífugo – esquema; b) centrífugo – fotografia; c) de deslocamento positivo – esquema e d) de deslocamento positivo – fotografia



(Adaptada de Metcalf & Eddy, 2014)

13.3.3. Arejadores mecânicos

Os arejadores mecânicos são geralmente divididos em arejadores com eixo vertical (Figura 13.6) e arejadores com eixo horizontal, sendo ambos subdivididos em arejadores superficiais e submersos. Estes arejadores são classificados também em função do tipo de agitador – centrífugo, radial-axial ou axial, e em função da velocidade de rotação – baixa ou alta.

Nos arejadores mecânicos superficiais o oxigénio é apenas proveniente da atmosfera.

A eficiência dos arejadores mecânicos submersos depende da forte agitação da superfície do líquido em contacto com o ar. No entanto, o ar ou o oxigénio puro também podem ser introduzidos numa zona abaixo da parte móvel deste tipo de arejadores.

Figura 13.6 Turbina de arejamento de eixo vertical



13.4. Disposições construtivas

13.4.1. Sistemas de ar difuso

Os difusores são montados em tubos distribuidores de ar, que podem ser colocados ao longo de todo o comprimento do tanque, perto do fundo (Figura 13.7) ou apenas ao longo de um dos lados (no caso dos desarenadores arejados). Também podem ser colocados em tubos de queda móveis sobre um dos lados do tanque.

Os materiais utilizados para a construção dos difusores são: cerâmica, material plástico, plástico flexível, borracha ou mangas de tecido.

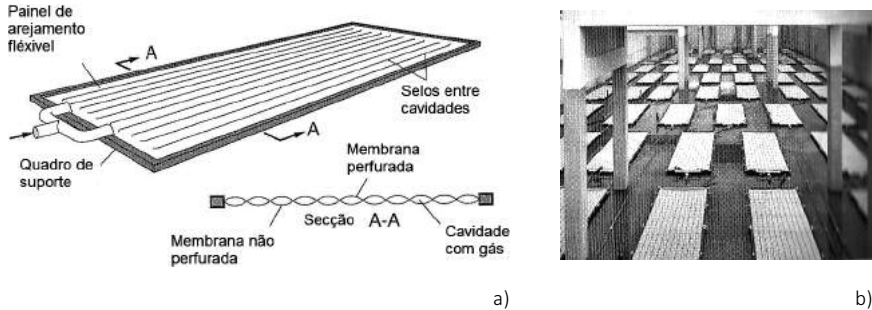
Os compressores que fornecem o ar comprimido são equipamentos muito ruidosos, pelo que devem ser isolados em compartimento dedicado.

Figura 13.7 Difusores montados em tubagem distribuidora de ar



Nos reatores de lamas ativadas também são utilizados painéis retangulares com película de poliuretano flexível perfurada (Figura 13.8). Geralmente os painéis são constituídos por um quadro em aço inox e são colocados no fundo do tanque ou perto deste. No Quadro 13.3 são apresentadas vantagens e desvantagens dos painéis.

Figura 13.8 Painéis de arejamento: a) esquema e b) aplicados num tanque de arejamento



(Adaptada de Metcalf & Eddy, 2014)

Quadro 13.3 Vantagens e desvantagens dos painéis de arejamento

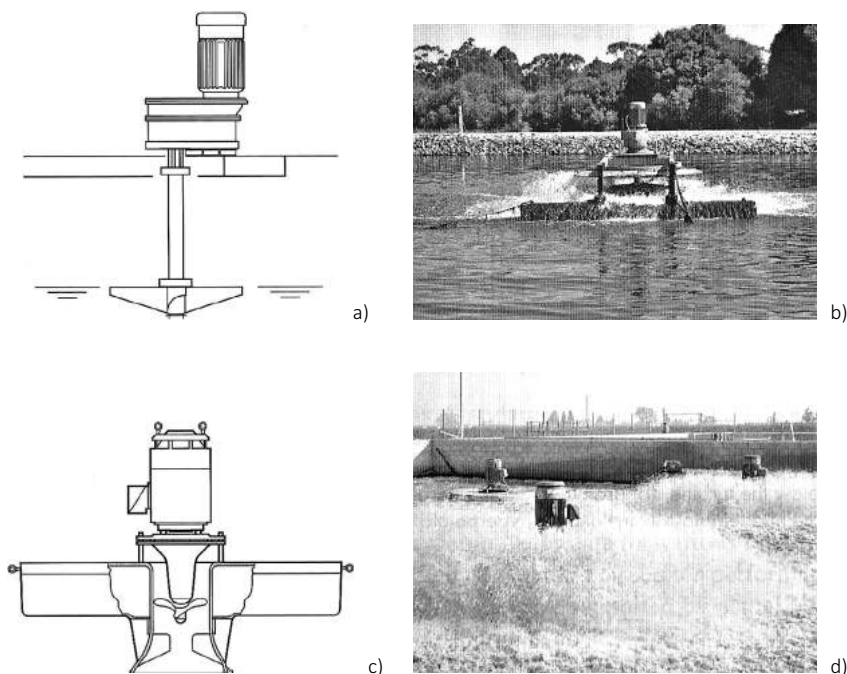
Vantagens	Desvantagens
Aumento da eficiência energética e da transferência de oxigênio, através da produção de bolhas finas.	Maiores custos de aquisição, por serem sistemas patenteados.
Melhora a mistura e transferência de oxigênio, pois permite a cobertura de grandes áreas do fundo do tanque.	A membrana tem uma perda de carga maior, o que pode afetar o desempenho do compressor.
Permite a remoção de biofilme através do aumento do caudal de ar.	É necessária filtração do ar de admissão ao compressor, para evitar a incrustação interna.

13.4.2. Arejadores mecânicos

13.4.2.1. Turbinas de arejamento de eixo vertical

As turbinas de arejamento de eixo vertical podem ser submersas ou superficiais. As superficiais são montadas em estruturas flutuantes ou fixas. As pás das turbinas são fabricadas em aço, ferro fundido, aço inoxidável ou fibra de vidro reforçada. A Figura 13.9 apresenta exemplos de turbinas de arejamento superficiais de eixo vertical.

Figura 13.9 Arejadores mecânicos superficiais de: a) baixa velocidade – esquema; b) baixa velocidade – fotografia; c) alta velocidade – esquema e d) alta velocidade – fotografia

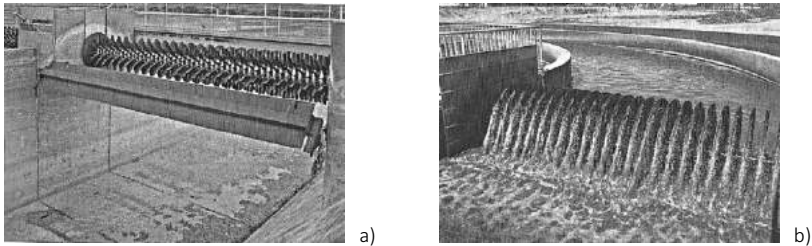


(Adaptada de Metcalf & Eddy, 2014)

13.4.2.2. Arejadores mecânicos de eixo horizontal

Tal como as turbinas de arejamento de eixo vertical, também os arejadores mecânicos de eixo horizontal podem ser submersos ou superficiais. Os arejadores mecânicos superficiais com eixo horizontal existentes derivam do arejador original conhecido por “escova de *Kessener*”, equipamento aplicado para promover a agitação e arejamento em canais de oxidação. Geralmente, estes agitadores são constituídos por um cilindro horizontal formando uma escova com palhetas ou cerdas plásticas, instalado logo acima da superfície da água. Deste modo, as palhetas ficam submersas no líquido e à medida que o cilindro roda promove a agitação e arejamento. Atualmente as cerdas foram substituídas por palhetas de plástico ou de metal, com diversas formas (ex. discos e pás), conforme ilustrado na Figura 13.10.

Figura 13.10 Arejadores mecânicos superficiais: com eixo horizontal a) com palhetas e b) com discos



(Adaptada de Metcalf & Eddy, 2014)

Os arejadores mecânicos submersos com eixo horizontal são semelhantes aos superficiais, diferindo por serem colocados abaixo da superfície do líquido.

13.5. Dimensionamento de arejadores

13.5.1. Arejadores de ar difuso

Como a transferência do oxigênio depende da profundidade a que são colocados os difusores é necessário conhecer a **eficiência específica de transferência de oxigênio padrão (SSOTE⁴⁶)**, definida como a percentagem de O₂ absorvida por metro de imersão do difusor (h_D) e em função do caudal de ar (Q_A) a $T = 0\text{ }^\circ\text{C}$; $P = 1\ 013\ \text{hPa}$ e $\text{humidade} = 0$. A SSOTE exprime-se em % / m, sendo determinada pela expressão 13.8 (NP EN 12 255 parte 15, 2009).

$$\text{SSOTE} = 100 \text{ SOTR} / (h_D Q_A 0,299) \quad (13.8)$$

No Quadro 13.4 são apresentados valores da eficiência de transferência de oxigênio padrão (SOTE⁴⁷) em água limpa, para diversos sistemas de ar difuso, a 4,5 m (h_D).

⁴⁶ SSOTE – da designação em língua inglesa *Standard Specific Oxygen Transfer Efficiency*.

⁴⁷ SOTE – da designação em língua inglesa *Standard Oxygen Transfer Efficiency*.

Quadro 13.4 Eficiência de transferência de oxigênio em água limpa para diversos sistemas de ar difuso

Tipo de difusor	Estrutura de suporte	Caudal de arejamento (m ³ /min)	SOTE (%) a 4,5 m de profundidade
Discos cerâmicos	Rede de tubagem de distribuição de ar	0,01 – 0,1	25 – 35
Campânulas cerâmicas		0,015 – 0,07	27 – 37
Placas cerâmicas		0,6 – 1,5*	26 – 33
Tubos porosos de plástico rígido	Rede de distribuição de ar	0,07 – 0,11	28 – 32
	Rolo com espiral dupla	0,08 – 0,3	17 – 28
	Rolo com espiral simples	nd	13 – 25
Tubos porosos de plástico	Rede de distribuição de ar	0,03 – 0,2	26 – 36
	Rolo com espiral simples	0,06 – 0,2	19 – 37
Tubos com membranas perfuradas	Rede de distribuição de ar	0,03 – 0,1	22 – 29
	Rolo com espiral simples	0,6 – 0,17	19 – 24
	Painéis com membranas perfuradas	0,6 – 0,17	15 – 19
		nd	38 – 43
Jato	Tubo lateral	1,5 – 8,5	15 – 24
Difusores não porosos	Rolo com espiral dupla	0,1 – 0,28	12 – 13
	Largura média	0,12 – 1,25	10 – 13
	Rolo com espiral simples	0,28 – 1,0	9 – 12

* m³/(m² min); nd – não disponível.

(Adaptado de Metcalf & Eddy, 2014)

13.5.2. Arejadores mecânicos

O Quadro 13.5 apresenta informação sobre a transferência de oxigênio por diversos tipos de arejadores mecânicos, que é de utilidade no dimensionamento. Geralmente, a potência dos arejadores mecânicos superficiais e submersos é da ordem de 0,75 a 100 kW (Metcalf & Eddy, 2014).

Quadro 13.5 Capacidade de transferência de oxigênio para arejadores mecânicos

Tipo de arejador		Condições padrão* (kg O ₂ /kW h)	Condições reais (kg O ₂ /kW h)
Superficial	velocidade baixa	1,5 – 2,1	0,7 – 1,5
	velocidade baixa com tubo de sucção	1,2 – 2,8	0,7 – 1,3
	velocidade alta	1,1 – 1,4	0,7 – 1,2
Submerso	com turbina e tubo de sucção	1,2 – 2,0	0,6 – 1,1
	com turbina	1,1 – 2,1	nd
	com turbina e aspersor	1,2 – 2,0	0,7 – 1,0
Rotor horizontal		1,5 – 2,1	0,5 – 1,1

nd – não disponível; *T = 20 °C, P = 101,325 kN/m² e OD = 0 mg/L O₂ (Adaptado de Metcal & Eddy, 2014)

A seleção de arejadores mecânicos é feita a partir de catálogos com informação da potência, da OTR, da profundidade de operação.

13.6. Requisitos de O&M

A operação dos sistemas de arejamento consiste essencialmente no ajustamento do grau de arejamento e de agitação aos valores adequados às condições existentes, por meio da variação da potência do motor, do compressor ou de imersão dos arejadores, consoante o tipo de arejador. A informação fornecida por sondas de OD imersas no líquido pode ser um auxiliar precioso para proceder a esse ajustamento.

A manutenção dos sistemas de arejamento consiste na realização das ações de lubrificação e limpeza dos equipamentos eletromecânicos, segundo as recomendações dos fornecedores dos equipamentos. Particular atenção merece a limpeza periódica dos componentes dos arejadores e seus acessórios, nomeadamente filtros do ar, compressores, tubagens e agitadores.

Nos sistemas de arejamento por ar difuso ocorrem essencialmente problemas de entupimento dos poros dos difusores, quer pela acumulação de partículas provenientes do ar soprado pelos compressores, quer por desenvolvimento de biofilmes. A solução consiste na adequada filtração do

ar admitido no compressor e pelo aumento do caudal de arejamento nos difusores ou jatos, de modo a desprender o biofilme.

13.7. Exercícios

Exercício 13.7.1 – Determinação do valor de $K_L a$

Ensaio com um arejador superficial permitiram obter os dados apresentados no Quadro 13.7.1. Determinar o valor de $K_L a$ a 20 °C. Os ensaios foram realizados a $T = 16$ °C.

Quadro 13.7.1 OD ao longo do tempo

Tempo (min)	OD (mg/L)
5	0,7
8	1,7
11	3,2
14	4,4
17	5,4
20	6,1
23	7,3

Resolução:

1. Para determinar o $K_L a$ deve aplicar a expressão 13.2.

$$\frac{C_s - C_t}{C_s - C_0} = e^{-(K_L a)t} \quad (13.2)$$

Linearizando a expressão 13.2 por aplicação de logaritmo neperiano obtém-se a expressão abaixo:

$$\ln(C_s - C_t) = \ln(C_s - C_0) - K_L a t$$

2. Determinação de $C_s - C_t$ e respetivo logaritmo neperiano

A concentração $C_s = 9,86$ mg/L para $T = 16$ °C é obtida a partir do Quadro I.3 do Anexo I. A concentração C_0 é a correspondente ao tempo de 5 min. No Quadro 13.7.2 apresentam-se $C_s - C_t$ e respetivo logaritmo neperiano.

Quadro 13.7.2 Concentração $C_s - C_t$ em função do tempo

Tempo (min)	$C_s - C_t$ (mg/L)	$\ln(C_s - C_t)$
5	9,16	2,215
8	8,16	2,099
11	6,66	1,896
14	5,46	1,697
17	4,46	1,495
20	3,76	1,324
23	2,56	0,940

Aplicando a regressão linear obtém-se a equação da reta, representada pela expressão abaixo:

$$\ln(C_s - C_t) = 2,6293 - 0,0688 t$$

O coeficiente de correlação é de $R^2 = 0,9797$.

O declive da reta corresponde ao $K_{La} = 0,0688$ 1/min = 4,13 1/h.

O K_{La} a 20 °C é determinado pela expressão 13.3, utilizando o valor de $\theta = 1,024$ (ver secção 13.2.2).

$$K_{La(T)} = K_{La(20^\circ\text{C})} \theta^{(T - 20)} \quad (13.3)$$

$$K_{La_{20^\circ\text{C}}} = 4,13 \times 1,024^{(16-20)} = 3,75 \text{ 1/h}$$

Resposta: O K_{La} a 20 °C é igual a 3,75 1/h.

Exercício 13.7.2 – Determinação do valor de $K_L a$

Ensaio com um arejador submerso permitiram obter os dados apresentados no Quadro 13.7.3. Determinar o valor de $K_L a$ a 20 °C. Os ensaios foram realizados a $T = 25$ °C.

Quadro 13.7.3 OD ao longo do tempo

Tempo (min)	OD (mg/L)
4	0,3
6	2,3
8	4,3
11	5,9
13	6,4
15	7,0

Resposta: O $K_L a$ a 20 °C é igual a 9,0 1/h.

14.1. Objetivo

Em tratamento de AR a filtração é uma operação unitária que tem como objetivo a remoção de sólidos em suspensão (SS)⁴⁸, incluindo alguns microrganismos, como bactérias, vírus e ovos de parasitas.

A filtração, que é uma operação muito utilizada no tratamento de água para consumo humano, iniciou a sua aplicação generalizada no tratamento de AR na segunda metade do séc. XX, por exigência de padrões de qualidade mais restritos para ART, nomeadamente em certos casos de tratamento terciário e de reutilização do efluente tratado. Assim, na fileira de tratamento de AR, a filtração pode ser utilizada:

- na eliminação de precipitados, nomeadamente originados na remoção de fósforo (Capítulo 18);
- na preparação da AR para tratamentos subsequentes, como a desinfecção, microfiltração ou ultrafiltração;
- como processo de afinação, e.g. desinfecção (Capítulo 19) e remoção de outros poluentes específicos, como algumas moléculas em solução e SS coloidal (Capítulo 15).

Para além do tratamento de AR, a filtração é também aplicada na desidratação de lamas e na desodorização.

14.2. Mecanismos da remoção de poluentes por filtração

14.2.1. Fatores que afetam a eficiência da filtração

A água a filtrar atravessa o meio filtrante por ação da gravidade ou por pressurização, ficando retidas as partículas de dimensão superior à dos espaços vazios do meio filtrante. Além da retenção mecânica das partículas nos espaços vazios do meio filtrante, outros mecanismos físicos também concorrem para a remoção de SS por filtração, embora com menor expres-

⁴⁸ SS são partículas de dimensão nominal superior a 0,45 – 2 μm (depende da dimensão do poro do filtro utilizado na análise), que incluem matéria orgânica, inorgânica e microrganismos presentes na água (ver secção 3.4.2.2).

são, designadamente sedimentação, floculação, atração/adesão (forças de *van der Waals*), adsorção, bem como reações químicas e fenómenos biológicos (Metcalf & Eddy, 2003).

A ocorrência destes mecanismos depende das características das partículas a remover por filtração, principalmente do seu diâmetro e da sua distribuição granulométrica, do meio filtrante e das condições hidrodinâmicas durante a filtração (Ondeo Degremont, 2007).

O processo de retenção das partículas vai progressivamente colmatando os espaços vazios do meio filtrante, com o conseqüente aumento da perda de carga, traduzindo-se por um decréscimo da eficiência da operação de filtração, o qual pode ser revertido através de lavagem do meio filtrante. Assim a operação de filtração compreende a filtração propriamente dita e a lavagem do meio filtrante. O ciclo de filtração é o intervalo de tempo que decorre entre duas lavagens consecutivas, sendo desejável que seja tão longo quanto possível.

A eficiência da remoção de partículas por filtração depende fundamentalmente dos seguintes fatores:

- características das partículas a filtrar – e.g. sua concentração, natureza discreta ou floculenta;
- características do filtro – meio filtrante, geometria do filtro e sistema de recolha da água filtrada;
- caudal de água a filtrar, que condiciona a velocidade de filtração.

As partículas a filtrar apresentam geralmente dimensões, forma e densidade variáveis, devendo o meio filtrante apresentar características que permitam a remoção da maioria das partículas e a produção de uma água filtrada com a qualidade pretendida, geralmente especificada em termos de um limite máximo para a sua turvação.

As partículas a remover por filtração no tratamento de AR são predominantemente de natureza floculenta (constituídas por flocos químicos ou biológicos), sendo a coesão dos flocos um fator com efeito na eficiência da filtração. Efetivamente, flocos pouco coesos são facilmente fragmentados por elevadas velocidades de filtração, assim aumentando a turvação da água filtrada. Conseqüentemente, a velocidade de filtração não deve ser

muito elevada, a fim de minimizar a desagregação das partículas floculentas, embora, por razões económicas, seja desejável que seja tão elevada quanto possível, de forma a minimizar a área de filtração.

A **velocidade de filtração**, também chamada **taxa de filtração** ou **carga hidráulica** (C_H), define-se pelo quociente do caudal a tratar pela área da superfície do filtro ($m^3/(m^2 \cdot h)$) e é tanto mais elevada quanto maior for a diferença de pressão entre o ponto de alimentação da água ao filtro e o de recolha da água filtrada.

O meio filtrante pode ser constituído por:

- leito de uma ou mais camadas de material granular – **filtração em leito granular**;
- uma tela com aberturas de malha de pequena dimensão apoiada sobre um suporte rígido e poroso – **filtração superficial**;
- uma fina membrana constituída por um polímero orgânico, com poros de dimensão entre 0,0001 a 10 μm (Mulder, 1997) – **filtração em membrana**.

Tradicionalmente, a filtração em leito granular era a mais utilizada na filtração de AR. No entanto, o desenvolvimento de novas tecnologias tornou a filtração superficial como a tecnologia dominante (Metcalf & Eddy, 2014). A filtração em membranas, que inclui três tecnologias diferentes – a microfiltração, a ultrafiltração e a nanofiltração – não é tratada no presente capítulo, mas no Capítulo 15, o qual tem como objeto estes e outros processos de tratamento por membrana, incluindo aqueles com objetivos diferentes da filtração, como seja a remoção de substâncias dissolvidas.

14.2.2. Filtração em leito granular

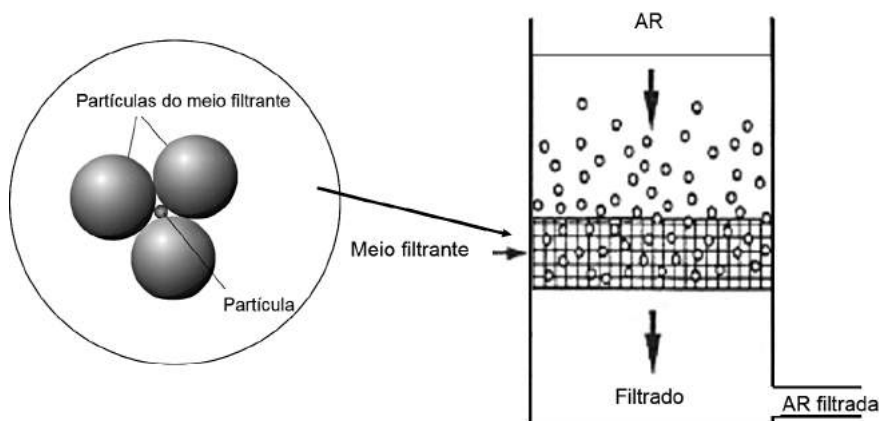
14.2.2.1. Nota introdutória

Na filtração em leito granular a água a filtrar atravessa verticalmente o meio filtrante, por ação da gravidade ou por pressurização. A retenção das partículas dá-se ao longo da profundidade de todo o leito granular⁴⁹, conforme representado na Figura 14.1, sendo o principal mecanismo de

⁴⁹ Em alguma literatura da especialidade a filtração em leito granular também é denominada por filtração em profundidade, por oposição à filtração superficial.

filtração a retenção mecânica das partículas nos poros do meio filtrante, embora os outros mecanismos referidos anteriormente não possam ser desprezados (Davis, 2010).

Figura 14.1 Filtração em leito granular



Contrariamente ao que se passa na filtração para produção de água potável, em que podem ser utilizados filtros rápidos e filtros lentos, assim designados consoante o valor da velocidade de filtração, só os filtros rápidos são utilizados na filtração de AR, devido à natureza orgânica dos SS a remover, que daria origem a problemas de colmatação e maus odores em filtros lentos.

14.2.2.2. Características do material do leito granular

A constituição do meio filtrante é o principal fator determinante da eficiência do filtro. No caso da filtração em meio granular o meio filtrante pode ser constituído por uma única camada de material granular (geralmente areia), sendo também correntes os filtros de dupla camada (areia e antracite) e até os filtros de multicamada.

O material filtrante ideal é aquele que permite filtrar o maior caudal de água e reter a máxima quantidade de sólidos, com uma perda de carga mínima. Tanto as características físicas como as químicas do meio granular têm grande importância na eficiência da filtração, pois podem condicionar a perda de carga e a velocidade de filtração.

As características granulométricas do meio filtrante são essenciais, devendo ser tão uniformes quanto possível, a fim de evitar que os grãos mais finos se alojem entre os maiores, diminuindo a porosidade do meio e aumentando a perda de carga ao longo da profundidade do meio. A própria forma dos grãos também influencia o volume dos espaços vazios. As características físicas do meio filtrante que concorrem para a uniformidade da granulometria e a porosidade são: o diâmetro efetivo, o coeficiente de uniformidade, a esfericidade e a porosidade.

O **diâmetro efetivo (d_{10})** corresponde à abertura de malha do peneiro que deixa passar 10 % do material filtrante, em peso.

O **coeficiente de uniformidade (CU)** é a razão entre a abertura de malha do peneiro que deixa passar 60 % do material filtrante em peso e a que permite a passagem de 10 % desse material: $CU = d_{60}/d_{10}$.

A **esfericidade (ψ)** é a razão entre a área superficial de uma esfera de volume equivalente ao da partícula e a área superficial da partícula, medindo o afastamento da forma esférica da partícula.

Porosidade corresponde à razão entre o volume dos poros (volume de vazios) e o volume total do meio.

Um leito filtrante composto por duas ou mais camadas de granulometria e densidade diferentes permite a retenção seletiva de partículas de diferente dimensão, contribuindo para aumentar a eficiência da filtração. Neste tipo de filtros é importante assegurar que, após a lavagem, as camadas se depositam adequadamente estratificadas, o que depende da densidade e da granulometria dos materiais.

De entre as características químicas do meio granular destacam-se a solubilidade e a dureza, por poderem afetar as características químicas da água filtrada.

A areia constitui o meio de filtração granular mais comum, por ser o mais barato. Uma areia de boa qualidade para filtração deve ser predominantemente quartzítica, não devendo conter mais de 2 % de carbonatos (CaCO_3 e MgCO_3), argilas e outras impurezas suscetíveis de serem arrastadas na

água filtrada. Não deve perder mais de 5 % em peso quando mergulhada em HCl a 40 %, durante 24 horas (Alves, 2007).

Nos filtros de dupla camada utiliza-se geralmente, uma camada de antracite ou de carvão ativado sobre uma camada de areia. A camada de carvão combina a ação filtrante com a de adsorção de alguns poluentes, o que é interessante no tratamento de AR. Outros materiais particularmente densos, como a granada e a ilmenite, podem ser utilizados em filtros multicamada.

No Quadro 14.1 apresentam-se as características dos materiais do meio filtrante mais comuns.

Quadro 14.1 Características dos materiais do meio filtrante

Parâmetro	Antracite	Carvão ativado	Granada	Ilmenite	Areia
d ₁₀ (mm)	0,45–0,55 ^a 0,8–1,2 ^b	0,8–1,0	0,2–0,4	0,2–0,4	0,3–0,6
CU	≤ 1,65 ^a ≤ 1,85 ^b	1,3–2,4	1,3–1,7	1,3–1,7	1,3–1,8
Dureza (Mohs)	2 – 3	Muito baixa	6,5–7,5	5–6	7
Porosidade	0,50–0,6	0,5	0,42–0,55	0,40–0,55	0,40–0,47
Densidade	1,4–1,75	1,3–1,7	3,6–4,3	4,2–5,0	2,55–2,65
Esfericidade	0,46–0,60	0,75	0,42–0,55	0,40–0,55	0,7–0,8

a – em mono camada; b – primeira camada num filtro de dupla camada

(Adaptado de Davis, 2010 e Metcalf & Eddy, 2003)

14.2.2.3. Perda de carga num filtro em operação

À medida que o meio filtrante vai colmatando, a velocidade de filtração tende, naturalmente, a baixar, devido à perda de carga introduzida pela colmatção, até um limite a partir do qual o filtro deve entrar em lavagem. A perda de carga registada durante a filtração (expressão 14.1) é o somatório da perda de carga total do filtro limpo (expressão 14.2), que é constante, com a perda de carga correspondente à resistência proporcionada

pelo material que vai ficando retido no meio, a qual é uma função complexa do tempo decorrido desde o início do ciclo de filtração e depende dos seguintes fatores: caudal, velocidade de filtração, características do meio filtrante e características dos SS.

$$h_f = h_0 + h_t \quad (14.1)$$

$$h_0 = h_L + h_s + h_d + h_c \quad (14.2)$$

Em que:

h_f – perda de carga registada durante a filtração;

h_0 – perda de carga total do filtro limpo;

h_t – perda de carga correspondente à resistência proporcionada pelo material que vai ficando retido no meio;

h_L – perda de carga do meio filtrante limpo;

h_s – perda de carga na camada suporte;

h_d – perda de carga no sistema de drenagem;

h_c – perda de carga na canalização de abastecimento de água de lavagem.

A perda de carga devida à colmatação ao longo do tempo (h_t) depende da altura do leito filtrante e das características do material granular, além do regime hidráulico de escoamento da água através do meio filtrante e só pode ser determinada em ensaios laboratoriais.

A perda de carga do leito granular limpo (h_L) pode ser prevista por várias expressões, que se apresentam no Quadro 14.2, baseadas na equação de Darcy aplicada ao escoamento em meios porosos, por sua vez derivada da expressão de Darcy-Weisbach para fluidos em condutas.

As fórmulas de Carmen-Kozeny (expressões 14.3 e 14.4), de Fair-Hatch (expressões 14.7 e 14.9) e de Rose (expressão 14.10) são válidas para meio filtrante uniforme⁵⁰, de partículas de diâmetro variável, quando o número de Reynolds não excede 6. Para filtros maiores, onde são utilizadas velocidades mais elevadas, o escoamento ocorre no regime de transição, recomendando-se a utilização da fórmula de Ergun (expressão 14.12) para estimar a perda de carga (Davis, 2010).

⁵⁰ Um meio granular diz-se uniforme quando o seu coeficiente de uniformidade é inferior a 5 (Vymazal e Kröpfelová, 2008).

Quadro 14.2 Determinação da perda de carga num meio granular limpo

Equação Carmen-Kozeny	
$h_L = \frac{C_A}{\Psi} \times \frac{1 - \varepsilon}{\varepsilon^3} \times \frac{L}{d} \times \frac{C_H^2}{g}$	(14.3)
$h_L = \frac{1}{\Psi} \times \frac{1 - \varepsilon}{\varepsilon^3} \times \frac{L C_H^2}{g} \sum C_A \frac{x}{d_g}$	(14.4)
$C_A = 150 \times \frac{1 - \varepsilon}{Re} + 1,75$	(14.5)
$Re = \frac{\Psi d C_H \rho}{\mu} = \frac{\Psi d C_H}{\vartheta}$	(14.6)
Equação de Fair-Hatch	
$h_L = k \vartheta S^2 \frac{(1 - \varepsilon)^2}{\varepsilon^3} \times \frac{L}{d^2} \times \frac{C_H}{g}$	(14.7)
$S = \frac{6}{\Psi}$	(14.8)
$h_L = k \vartheta \frac{(1 - \varepsilon)^2}{\varepsilon^3} \times \frac{L C_H}{g} \times \left(\frac{6}{\Psi}\right)^2 \sum \frac{x}{d_g^2}$	(14.9)
Equação de Rose	
$h_L = \frac{1,067 (C_H)^2 L}{\Psi \varepsilon^4 g} \sum \frac{C_A x}{d_g}$	(14.10)
$C_A = \frac{24}{Re} + \frac{3}{Re^{1/2}} + 0,34$	(14.11)
Equação de Ergun	
$h_L = k_v \frac{(1 - \varepsilon)^2}{\varepsilon^3} \frac{L V_a^2}{\rho g d^2} + k_i \frac{1 - \varepsilon}{\varepsilon^3} \frac{L C_H^2}{g d}$	(14.12)

d – diâmetro da partícula (m);
 C_A – fator de atrito;
 g – aceleração da gravidade (m/s²);
 h_L – perda de carga (m);
 k – constante de filtração;
 k_v – coeficiente de perda de carga devido às forças de atrito;
 k_i – coeficiente de perda de carga devido às forças de inercia;
 L – altura do meio poroso (m);
 Re – n.º de Reynolds;
 C_H – velocidade de filtração (m/s);
 x – fração mássica de partículas retidas entre 2 peneiros consecutivos;
 ε – porosidade;
 μ – viscosidade (Pa.s);
 ϑ – viscosidade cinemática (m²/s);
 ρ – massa volúmica da AR (kg/m³);
 d_g – diâmetro equivalente = média geométrica da malha de dois peneiros consecutivos = $\sqrt{d_1 d_2}$;
 Ψ – esfericidade (1 para esferas, 0,82 para areia redonda, 0,75 para areia média e 0,73 para carvão moído e areia angular);
 S – fator de forma na expressão 14.7 (6,0 – partículas esférica e 8,5 – brita).

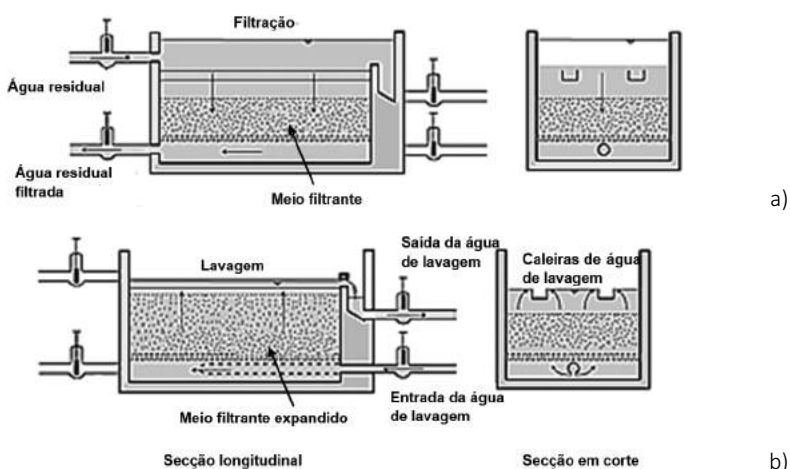
14.2.2.4. Lavagem do meio filtrante

O grau de colmatção do meio filtrante que determina a necessidade de proceder à lavagem do filtro é identificado por um dos seguintes critérios: a perda de carga, a qualidade do filtrado ou a velocidade de filtração.

A lavagem do filtro também deve ser efetuada antes que se atinja perda de carga negativa⁵¹ no interior do filtro, que origina a formação de bolhas de ar no leito, reduzindo a superfície filtrante e provocando fenómenos indesejáveis, como caminhos preferenciais de escoamento e mesmo refluxo da água em filtração.

Usualmente a lavagem é efetuada em contracorrente, utilizando água limpa (geralmente água filtrada) e/ou ar, introduzidos pelo sistema de drenagem da água filtrada a uma velocidade que permita a expansão do meio filtrante até à sua fluidização, isto é, até que a mistura da água e dos grãos do leito filtrante em suspensão por expansão do leito se comporte como um fluido (Figura 14.2). A remoção da sujidade dá-se principalmente pelo movimento de fricção dos grãos entre si. A água suja é recolhida em caleiras superficiais e encaminhada para a entrada da ETAR (Figura 14.2 b)).

Figura 14.2 Filtro em: a) operação e b) lavagem



(Adaptada de Smet e van Wijk, 2002)

⁵¹ Pressão negativa corresponde a pressão inferior à pressão atmosférica.

A introdução do ar permite reduzir substancialmente o consumo de água na lavagem (cerca de 50 %) (Metcalf & Eddy, 2003). Apesar disso, a técnica de lavagem dos filtros deve adequar-se ao tipo de meio filtrante e assim, os meios de dupla e múltiplas camadas não devem ser lavados com ar, pois isso impediria que, após a lavagem, os diferentes meios granulares se depositassem estratificadamente em camadas diferentes.

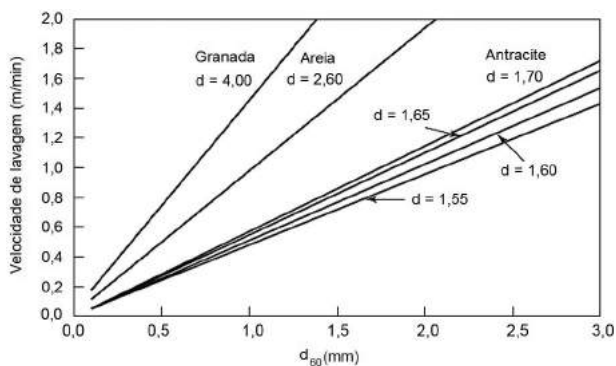
A velocidade de lavagem deve ser suficiente para provocar a expansão do meio, mas não deve ser excessiva, para não provocar o arrastamento de material granular com a água de lavagem. Não há vantagem em expandir o meio filtrante para além da sua fluidização (EPA, 1999).

A velocidade de lavagem depende de: tipo de lavagem (água e/ou ar), características do meio filtrante e temperatura.

Na prática, verifica-se que a velocidade de lavagem (v_l) deve ser superior a 0,3 m/min. Para a areia e antracite a v_l deve ser inferior a $10 \times d_{60}$ m/min e $4,7 \times d_{60}$ m/min, respetivamente, sendo d_{60} expresso em mm (Kawamura, 1975 citado por Alves 2010).

Para estimar a v_l pode ser utilizado o gráfico da Figura 14.3. Davis (2010) recomenda um incremento de 2 % por °C para temperatura superior a 10 °C.

Figura 14.3 Velocidade de lavagem para diferentes materiais de filtração (a 10 °C)



(Adaptada de Davis, 2010)

Uma vez que a perda de carga do filtro colmatado é uma das grandezas utilizadas para comandar o início da operação de lavagem do leito filtrante, apresenta-se seguidamente uma descrição sumária das expressões matemáticas que modelizam a perda de carga do leito filtrante.

Tendo em conta que o peso do meio filtrante em repouso é o mesmo do meio expandido, a altura de expansão do meio filtrante é calculada pela expressão 14.13 e para meio filtrante homogéneo de partículas de diâmetro variável pela expressão 14.14.

$$L_e = \frac{L(1 - \varepsilon)}{(1 - (v_l/v_s)^n)} \quad (14.13)$$

$$L_e = L(1 - \varepsilon) \sum \frac{x}{(1 - (v_l/v_s)^n)} \quad (14.14)$$

Em que:

L – altura do meio filtrante inicial;

L_e – altura do meio filtrante expandido;

ε – porosidade do meio inicial;

v_l – velocidade de lavagem;

v_s – velocidade terminal das partículas ou velocidade de sedimentação;

n – constante que depende do material filtrante (para areia $n = 0,22$);

x – fração mássica de partículas retidas entre 2 peneiros consecutivos.

Durante a lavagem, a perda de carga do meio aumenta com o aumento da velocidade da água v_l , até se atingir a fluidização do leito. A perda de carga máxima corresponde ao peso dos grãos do meio filtrante. A perda de carga do meio expandido em lavagem é determinada com base na força resultante do balanço entre o peso e a impulsão dos grãos em suspensão no meio expandido, a partir da qual se pode deduzir a expressão 14.15, que representa a perda de carga do meio poroso expandido durante a lavagem.

$$h_e = \frac{\rho_p - \rho}{\rho} (1 - \varepsilon_e)L_e \quad (14.15)$$

Em que:

h_e – perda de carga do meio expandido;

ε_e – porosidade do meio filtrante expandido;

r_p – massa volúmica da partícula;

L_e – altura do meio filtrante expandido.

ρ – massa volúmica da água;

A perda de carga total no leito filtrante expandido durante a lavagem (h_{eT}) é a soma do valor da expressão 14.15 com a perda de carga da tubagem, válvulas e sistema de drenagem (expressão 14.16).

$$h_{eT} = h_e + h_s + h_d + h_c \quad (14.16)$$

Em que:

h_{eT} – perda de carga total durante a lavagem;

h_e – perda de carga do meio expandido;

h_s – perda de carga na camada suporte;

h_d – perda de carga no sistema de drenagem;

h_c – perda de carga na canalização de abastecimento de água de lavagem.

A escolha do tamanho das partículas das diferentes camadas nos filtros multicamada é particularmente importante, uma vez que é necessário garantir que as partículas fluidizem ao mesmo tempo, mas não se misturem após a lavagem do filtro, o que só é possível se as partículas das diferentes camadas do meio apresentarem a mesma velocidade de sedimentação, apesar das suas diferentes características de dimensão e de massa volúmica. A expressão 14.17 permite determinar o diâmetro efetivo dos grãos das diferentes camadas que assegura igual velocidade de sedimentação (Kawamura, 1999).

$$\frac{d_1}{d_2} = \left(\frac{\rho_2 - \rho}{\rho_1 - \rho} \right)^{0,667} \quad (14.17)$$

Em que:

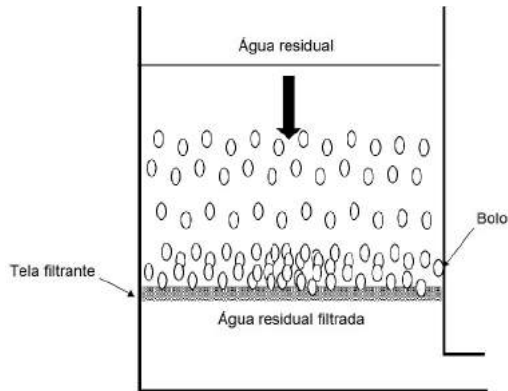
d_1 e d_2 – representam o diâmetro efetivo das partículas das camadas 1 e 2 do meio filtrante;

r_1 , r_2 e ρ – representam a massa volúmica das camadas 1 e 2 do meio filtrante e da água, respetivamente.

14.2.3. Filtração superficial

Na filtração superficial a água a filtrar atravessa uma tela porosa apoiada num suporte rígido também poroso, a qual retém as partículas de dimensão superior ao poro da tela, formando o bolo de filtração (Figura 14.4).

Figura 14.4 Filtração superficial



À medida que a filtração decorre, a porosidade da tela diminui, devido à acumulação de partículas em suspensão, aumentando a perda de carga. A perda de carga oferecida pela tela limpa varia com a idade do filtro e com o número de lavagens, sendo geralmente inferior à perda de carga devida ao bolo.

A perda de carga na filtração superficial é a soma da perda de carga do filtro limpo, ou seja, da tela filtrante e da perda de carga devida ao bolo formado durante a filtração, sendo calculada pela expressão 14.18.

$$\Delta P = \Delta P_b + \Delta P_m \quad (14.18)$$

Em que:

ΔP – perda de carga;

ΔP_b – perda de carga do bolo filtrante;

ΔP_m – perda de carga do filtro limpo.

Embora seja possível deduzir expressões teóricas para cálculo da perda de carga, não têm grande utilidade prática para dimensionamento, porque as instalações existentes correspondem a tecnologia patenteada, não existindo critérios de dimensionamento generalizados para filtros superficiais, o qual tem que se basear em ensaios-piloto.

A lavagem de um filtro superficial pode ser contínua ou intermitente, por aspersão de jatos de água limpa sobre a tela.

A filtração superficial é mais eficiente do que a filtração em meio granular, pelo que nos últimos anos têm sido desenvolvidas diversas soluções patenteadas.

14.3. Tipologia dos filtros

Os filtros utilizados no tratamento de AR são essencialmente de dois tipos, correspondentes à filtração em leito granular e à filtração superficial, devendo, porém, salientar-se que a filtração por membranas – a microfiltração (MF) e a ultrafiltração (UF) – são cada vez mais utilizados na remoção de SS finos e coloidais. A filtração por membranas é abordada no Capítulo 15. A Figura 14.5 esquematiza a tipologia dos filtros aplicados em filtração de AR.

Figura 14.5 Tipologia dos filtros aplicados no tratamento de águas residuais



Os filtros de leito granular e de filtração superficial podem ser classificados de acordo com os critérios apresentados no Quadro 14.3. Os filtros em pressão são mais utilizados em ETAR de pequena e média dimensão, que tratam caudais inferiores a 1 000 m³/d.

Os filtros superficiais oferecem algumas vantagens, relativamente aos filtros de meio granular: são mais compactos, facilitando a ampliação da capacidade de filtração em ETAR existentes; proporcionam elevada efi-

ciência de filtração, com menores custos de O&M, pois a frequência de lavagem é menor, com conseqüente menor consumo de água e de energia (Metcalf & Eddy, 2014).

Quadro 14.3 Classificação da filtração

Filtros de leito granular	Filtros superficiais
Sentido do escoamento da água:	Configuração:
<ul style="list-style-type: none"> – ascendente – descendente 	<ul style="list-style-type: none"> – filtros de disco – filtros de tambor rotativo – filtros de cartuxos ou sacos – filtros de tela ou rede
Altura do meio filtrante:	Meio filtrante:
<ul style="list-style-type: none"> – profundo – convencional – pouco profundo 	<ul style="list-style-type: none"> – tela bidimensional – tela tridimensional
Constituição do meio filtrante:	Método de lavagem:
<ul style="list-style-type: none"> – mono camada – dupla camada – multicamada de diferentes materiais 	<ul style="list-style-type: none"> – lavagem sob vácuo – lavagem com spray de alta pressão contínua ou descontínua
Velocidade de filtração:	
<ul style="list-style-type: none"> – filtros rápidos – filtros lentos* 	
Método de lavagem:	
<ul style="list-style-type: none"> – lavagem com água – lavagem com água e/ou ar 	

* – não são utilizados na filtração de águas residuais.

Os filtros superficiais atualmente utilizados no tratamento de AR correspondem a três tipos: filtro de tela, filtro de discos e filtro de tela diamante.

Filtro de tela – conjunto de discos constituídos por seis setores circulares justapostos verticalmente (Figura 14.6), mergulhados num tanque alimentado pela água a filtrar, a qual é filtrada escoando do exterior para o interior dos discos, sendo o filtrado recolhido numa tubagem central.

Filtro de discos – a tela está apoiada nas duas faces de cada disco, sendo a água alimentada pelo centro de cada disco e filtrada pela passagem da água através dos discos do interior para o exterior.

Filtro de tela diamante – de desenvolvimento mais recente, em que a tela tem uma forma prismática, semelhante ao corte de um diamante, o que aumenta a área de filtração por unidade de área em planta, permitindo aumentar o volume de água filtrada por unidade de área (Figura 14.7).

Figura 14.6 Filtro de tela



(Cortesia de Hidrok UK)

Figura 14.7 Filtro de tela diamante



(Adaptada de Lin *et al.*, 2011)

14.4. Disposições construtivas

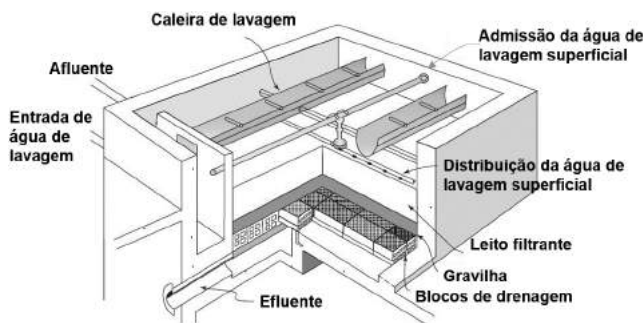
14.4.1. Filtros de leito granular

Conforme ilustrado na Figura 14.8, um filtro de leito granular é constituído por:

- um tanque que contém a água e o leito filtrante, suportados por uma laje perfurada, por onde a água filtrada e a água de lavagem passam em sentidos inversos;
- uma câmara de recolha da água filtrada subjacente ao tanque, vulgarmente denominada por fundo falso;
- equipamento acessório da lavagem, como bombas de elevação da água de lavagem, compressores de ar e respetivas tubagens de distribuição pelo filtro.

O tanque de filtração pode ser em betão armado ou em qualquer outro material que suporte o peso do meio filtrante, da base drenante, da coluna de água e de todos os acessórios. Os materiais dos filtros devem ser resistentes à corrosão. Usualmente os filtros de leito granular são retangulares ou quadrados, construídos com uma parede comum ao elemento adjacente da bateria de filtros, de forma a otimizar a sua construção. No caso dos filtros sob pressão são utilizados cilindros metálicos fechados.

Figura 14.8 Filtro de meio granular

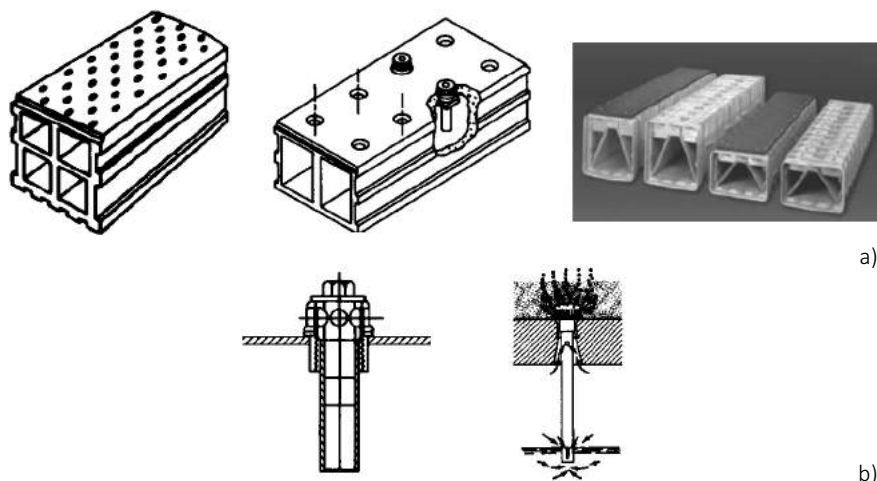


(Adaptada de Davis, 2010)

O leito filtrante deve ter a constituição e as características granulométricas apropriadas à natureza da água e das partículas a filtrar (ver secção 14.2.2.2). Assim, é importante que as características do leito filtrante sejam adequadamente especificadas no caderno de encargos para a sua aquisição e depois garantidas pelo fornecedor.

O meio filtrante é colocado sobre uma camada drenante destinada a assegurar não só a retenção do material filtrante, evitando a sua perda, como garantir uma recolha uniforme da água filtrada e a distribuição uniforme da água de lavagem e/ou ar. A Figura 14.9 representa algumas das configurações da camada de drenagem – drenos laterais com orifícios ou difusores, blocos/tijolos, fundo falso com difusores, placas porosas (Davis, 2010).

Figura 14.9 Configuração da camada de drenagem: a) blocos ou tijolos perfurados e b) difusores



(Adaptada de Howe *et al.*, 2012 e Alves, 2010)

A laje do fundo do filtro deve ser construída de modo a suportar o peso da água acima do leito, do próprio leito filtrante e da camada drenante.

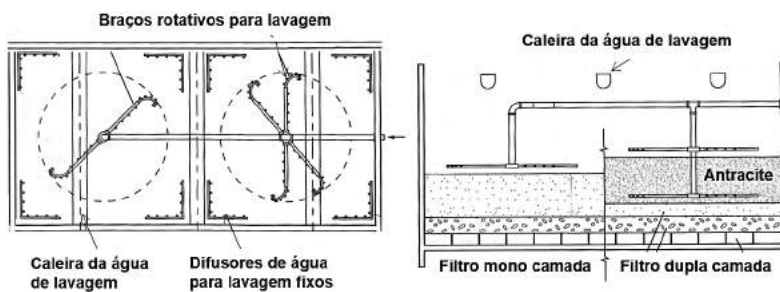
O sistema de lavagem deve garantir uma boa distribuição da água e/ou ar em contracorrente, pelo que a malha de aberturas na laje do fundo e o tipo de ralos são aspetos construtivos importantes.

A altura do fundo falso do filtro deve ser suficiente para conter a tubagem de alimentação da água de lavagem e de coleta da água filtrada.

A água de lavagem é recolhida em caleiras no topo dos filtros, as quais devem ser colocadas de forma a evitar perda do meio filtrante (Figura 14.8). As caleiras podem ser construídas em plástico reforçado com fibra de vidro, em aço inoxidável ou em betão, com fundo semicircular, para criar linhas de corrente suaves e para evitar a acumulação de espuma e sólidos.

A quantidade de água utilizada na lavagem varia entre 1 a 50 % da água filtrada (Alves, 2010). O reservatório da água de lavagem deve ter capacidade para lavar dois filtros. Desejavelmente, este reservatório será implantado a uma cota de pelo menos 5 m acima da cota das caleiras de recolha da água de lavagem, a fim de assegurar a lavagem gravítica do meio filtrante. Porém, se tal não for possível, há que prever a instalação de bombas para elevação da água de lavagem. Se a lavagem se processar com água e/ou ar comprimido, haverá que instalar compressores de ar. Em alguns casos pode ser necessária a limpeza da superfície do meio filtrante, recorrendo a sistemas de limpeza fixos, e.g. aspersores laterais e raspadores, como representado na Figura 14.10.

Figura 14.10 Sistema de limpeza superficial do meio granular

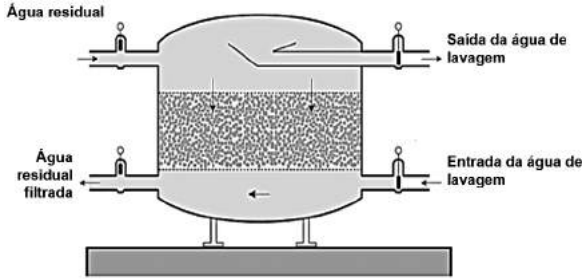


(Adaptada de Metcalf & Eddy, 2014)

Os filtros em pressão de leito granular são constituídos por um invólucro cilíndrico, geralmente feito em aço, que contém o leito filtrante, suportado por um fundo drenante e um sistema de recolha da água de lavagem, conforme representado na Figura 14.11, num esquema semelhante ao dos filtros gra-

víticos, com a diferença de que a água a filtrar é alimentada pressurizada por uma bomba e de que não é possível visualizar a expansão do leito em lavagem.

Figura 14.11 Filtro em pressão

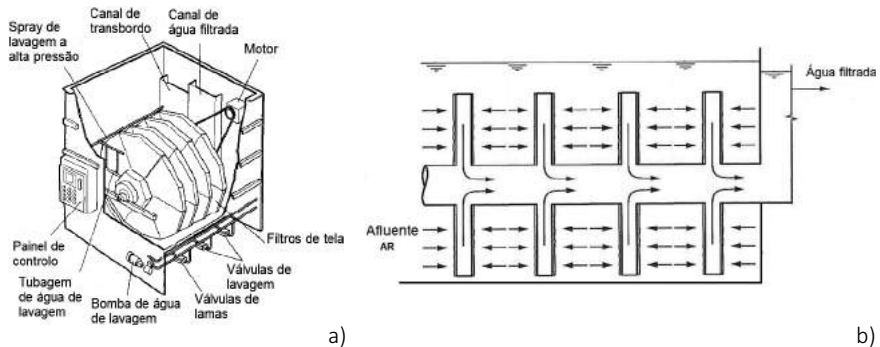


(Adaptada de Smet e van Wijk, 2002)

14.4.2. Filtração superficial

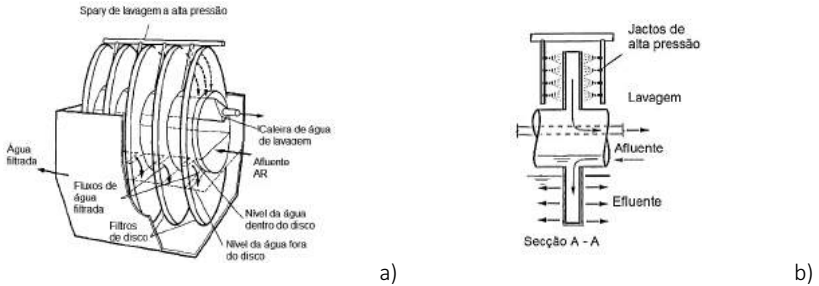
As disposições construtivas dos filtros superficiais são indicadas pelos fornecedores, visto que, na generalidade, se trata de sistemas patenteados (ver 14.2.3). Nas Figuras 14.12 e 14.14 ilustram-se as disposições construtivas de três tipos de filtros superficiais correntes no mercado.

Figura 14.12 Filtros superficiais de tela: a) esquema e b) direção de filtração



(Adaptada de Metcalf & Eddy, 2014)

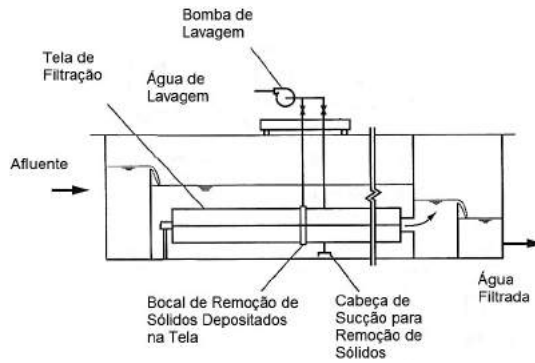
Figura 14.13 Filtros superficiais de disco: a) esquema e b) direção de filtração



(Adaptada de Metcalf & Eddy, 2014)

Particular atenção deve ser conferida à seleção do material da tela e da abertura da malha da mesma. A tela filtrante é produzida em diversos materiais, desde malha de aço inoxidável a têxteis sintéticos, como o poliéster. A abertura da malha da tela deste tipo de filtros varia entre 10 a 30 μm , por vezes um pouco maior (Metcalf & Eddy, 2003).

Figura 14.14 Filtros superficiais de tela em diamante



(Adaptada de Metcalf & Eddy, 2014)

14.5. Dimensionamento de filtros

14.5.1. Filtração em meio granular

O dimensionamento da unidade de filtração em leito granular consiste, essencialmente, na determinação do número de filtros, das dimensões da caixa de cada filtro e das características do meio filtrante.

A partir do conhecimento do caudal (Q) a tratar e da seleção de valor adequado para a velocidade de filtração (C_H) determina-se a área de filtração (A) necessária. O valor da C_H é determinado em ensaios-piloto ou selecionado de valores tabelados ou disponibilizado pelos fornecedores. No Quadro 14.4 apresentam-se valores recomendados para a velocidade de filtração e perda de carga para a filtração em meio granular.

Na filtração em meio granular a área de filtração necessária não deve corresponder a um único filtro. No mínimo devem existir dois, tendo um deles capacidade para suportar o caudal máximo, para que um assegure o tratamento enquanto o outro se encontra em lavagem ou qualquer atividade de manutenção.

Quadro 14.4 Velocidade de filtração e perda de carga em filtros de meio granular

Tipo de filtro	Carga hidráulica ($m^3/(m^2.h)$)	Perda de carga (m)
Mono camada	5,0	0,30
	7,5	0,45
Dupla camada	10,0	0,30
	12,5	0,45
	20,0	0,60
	25,0	0,75

(Adaptado de Kawamura, 2000 citado por Davis, 2010)

O número de filtros (N) necessários pode ser estimado pela expressão 14.19, sugerida por Kawamura (1999).

$$N = 0,0195 Q^{0,5} \quad (14.19)$$

Em que:

N – número de filtros necessários;

Q – caudal de ponta, m³/d.

A área de cada filtro (A_f) é determinada pela expressão 14.20 tendo em conta a carga hidráulica selecionada e o número de filtros necessários.

$$A_f = \frac{Q_{pta}}{N \times C_H} \quad (14.20)$$

Em que:

A_f – área de cada filtro;

Q_{pta} – caudal de ponta;

N – número de filtros necessários;

C_H – carga hidráulica.

Os filtros de material granular são retangulares ou circulares. As **dimensões do filtro** devem ter em conta a altura do leito filtrante, o sistema de lavagem e o sistema de drenagem. Geralmente, as dimensões dos filtros em pressão são padronizadas e fornecidas pelos fornecedores. No Quadro 14.5 indicam-se os critérios da geometria de filtros de meio granular.

A **altura do meio filtrante** depende do tipo de material e do número de camadas, podendo variar de 0,3 a 0,5 m para leitos pouco profundos e de 1 a 3,0 m para leitos profundos (NP EN 12255-16).

Quadro 14.5 Geometria dos filtros de meio granular

Parâmetro	Filtros	
	Gravíticos	Pressão
Razão Comprimento/Largura	1:1 a 4:1	–
Diâmetro (m)	–	< 3,7
Altura (m)	–	< 12

(Adaptado de Vesilind, 2003 e Dégremont, 1989)

No Quadro 14.6 apresentam-se valores de dimensionamento recomendados para filtros de leito granular.

Quadro 14.6 Critérios de dimensionamento de filtros de meio granular

Parâmetro	Unidades	Gama	Valor típico
Meio convencional			
		Antracite	
Altura	mm	300 – 500	400
Diâmetro efetivo	mm	0,8 – 2,0	1,3
Coeficiente de uniformidade		1,3 – 1,8	≤ 1,5
Velocidade de filtração	m/h	4,8 – 14,4	7,2
		Areia	
Altura	mm	300 – 360	600
Diâmetro efetivo	mm	0,45 – 0,65	0,45
Coeficiente de uniformidade		1,2 – 1,6	≤ 1,5
Velocidade de filtração	m/h	4,8 – 14,4	7,2
Meio de dupla camada			
		Antracite (d = 1,60)	
Altura	mm	360 – 900	720
Diâmetro efetivo	mm	0,8 – 2,0	1,3
Coeficiente de uniformidade		1,3 – 1,6	≤ 1,5
Velocidade de filtração	m/h	4,8 – 24	9,6
		Areia (d = 2,65)	
Altura	mm	180 – 360	360
Diâmetro efetivo	mm	0,4 – 0,8	0,65
Coeficiente de uniformidade		1,2 – 1,6	≤ 1,5
Velocidade de filtração	m/h	4,8 – 24	12

(Adaptado de Metcalf & Eddy, 2003)

A **caleira de recolha da água de lavagem** deve ser colocada por cima do nível máximo do meio filtrante expandido durante a lavagem e a uma altura suficiente para recolher a água da lavagem. As caleiras devem ser espaçadas de modo que cada uma sirva igual área de filtração.

No Quadro 14.7 apresentam-se as principais características das caleiras de recolha da água de lavagem.

Quadro 14.7 Critérios de dimensionamento da caleira de recolha de água de lavagem

Parâmetro	Valores típicos
Comprimento (m)	≤ 6
Altura da lâmina do descarregador (m)	
Filtro de areia	Expansão do meio + altura da caleira + 0,15 – 0,3
Antracite	1,1 – 1,2
Bordo livre (cm)	5

(Adaptado de Davis, 2010)

A **altura do fundo falso** depende da área do filtro e do diâmetro da tubagem da água de lavagem. No Quadro 14.8 apresentam-se alguns dos critérios de dimensionamento deste componente do filtro.

Quadro 14.8 Critérios de dimensionamento do fundo falso do filtro

Área do filtro (m ²)	Diâmetro da tubagem da água de lavagem (mm)	Altura mínima (m)
2,5	125	0,50
7,5	200	0,50
10,0	250	0,50
15,0	300	0,55
20,0	350	0,60
30,0	400	0,65
45,0	500	0,75
65,0	600	0,85
80,0	700	0,95

14.5.2. Filtração superficial

O dimensionamento dos sistemas de filtração superficial depende do tipo de configuração. Pela ainda reduzida experiência prática da utilização da filtração superficial e por se tratar de tecnologia patenteada, não existem critérios generalizados de dimensionamento para filtros superficiais e o dimensionamento tem que se basear em **ensaios-piloto**. No Quadro 14.9 apresentam-se os valores recomendados para a velocidade de filtração e perda de carga para filtros superficiais.

Quadro 14.9 Velocidade de filtração e perda de carga em filtros superficiais

Tipo de filtro	Diâmetro de poro (µm)	Carga hidráulica (m ³ /(m ² h))	Perda de carga (mm)
Filtros de tela em diamante – Diamond Cloth-Media Filter®	5 – 10	4,8 – 12	50 – 300
Filtros de tela – Cloth-Media Filter®	5 – 10	4,8 – 12	50 – 300
Filtros de discos – Discfilter®	10 – 40	4,8 – 12	75 – 300
Filtros de tambor – DrumFilter®	10 – 40	4,8 – 15,6	300

(Adaptado de Metcalf & Eddy, 2014)

Nos Quadros 14.10 e 14.11 apresentam-se valores de dimensionamento típicos de alguns equipamentos de filtração superficial patenteados.

Quadro 14.10 Critérios de dimensionamento de um filtro de discos – Discfilter®

Parâmetro	Valores típicos	Observações
Diâmetro do disco (m)	1,75 – 3	O valor depende do tipo de tela, o valor mais comum é 3 m; valores mais pequenos aumentam os requisitos da lavagem.
% de altura submersa	70 – 75	Pode ser necessário efetuar o <i>bypass</i> se a perda de carga ultrapassar 200 mm.
% de área submersa	60 – 70	
Requisitos de lavagem (% de caudal)	2	A 350 kPa
	5	A 100 kPa

(Adaptado de Metcalf & Eddy, 2003 e 2014)

Quadro 14.11 Critérios de dimensionamento de um filtro de tela – Cloth-Media Disk Filter®

Parâmetro	Valores típicos	Observações
Diâmetro do disco (m)	0,9 ou 1,8	Tem os dois lados disponíveis
% de altura submersa	100	
% de área submersa	100	
Velocidade de rotação (rpm)	Constante durante a operação; 1 rpm na lavagem	
Requisitos de lavagem (% do caudal)	4,5	para $C_{H1} = 1 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{min})$
	7,2	para $C_{H1} = 0,27 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{min})$

(Adaptado de Metcalf & Eddy, 2003 e 2014)

14.6. Requisitos de O&M

14.6.1. Operação de filtração em meio granular

A entrada em serviço de um filtro de leito granular inicia-se com o enchimento do filtro, pelo fundo, com água limpa, antes da entrada de água a tratar pelo topo do filtro.

A filtração deve ser operada de modo que o ciclo de filtração seja o mais longo possível, sem prejuízo da qualidade do filtrado. A lavagem do meio filtrante deverá iniciar-se quando a perda de carga do meio colmatado atingir um valor crítico, da ordem de 2,4 a 3 m (Davis, 2010), que pode ser avaliado por qualquer das seguintes variáveis operacionais, sendo o início da lavagem de cada filtro comandado automaticamente por instrumentação que mede as referidas variáveis:

- a turvação da água filtrada, que não deverá ultrapassar um valor pré-definido, geralmente entre 1 e 5 UNT;
- a velocidade de filtração, que não deverá ser inferior a um valor pré-definido;
- ou a altura de água acima do meio filtrante, que não pode transbordar o tanque de filtração.

O controlo operacional do ciclo de filtração de filtros gravíticos de leito granular pode ser efetuado por três métodos distintos (Figura 14.15): a) a velocidade de filtração constante, mantendo-se constante o nível de água no filtro; ou b) deixando aumentar esse nível (até um valor que a altura das paredes do filtro devem acomodar) e c) a velocidade de filtração decrescente.

Nos métodos de velocidade de filtração constante a caudal constante:

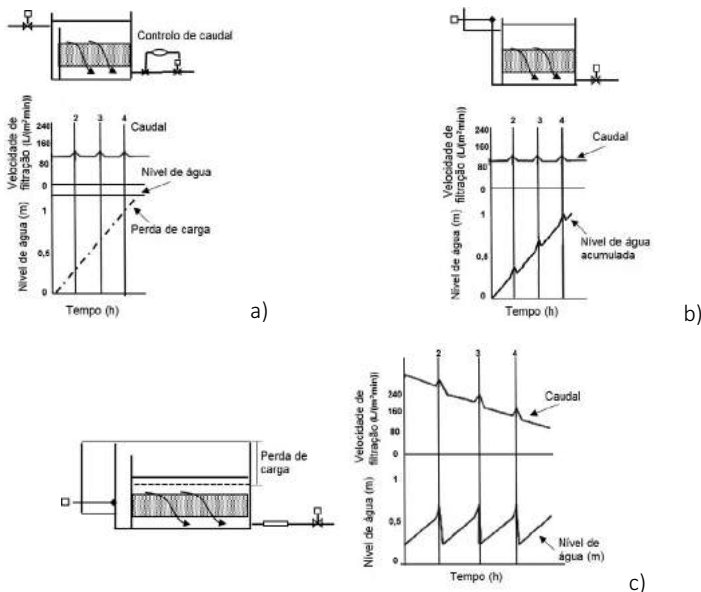
- *nível de água constante* – a perda de carga introduzida pela colmatação do leito é compensada por meio da abertura progressiva da válvula à saída do filtro, assim mantendo o nível de água no filtro, que de contrário, teria tendência a subir, por efeito do aumento da perda de carga (Figura 14.15 a));
- *nível de água variável* – a perda de carga introduzida pela colmatação do leito é compensada pelo aumento da pressão hidrostática devida ao aumento do nível de água sobre o leito filtrante provocado por essa perda de carga. A lavagem terá início quando a altura da água sobre o filtro ou a turvação da água filtrada atingirem determinado valor (Figura 14.15 b)).

No método de velocidade de filtração decrescente, o nível de água no filtro mantém-se constante, a perda de carga originada pelo aumento da colmatção vai induzir o decréscimo da taxa de filtração até um valor que determina o início da lavagem do leito filtrante (Figura 14.15 c). A lavagem do meio filtrante pode efetuar-se com ar e água ou só com água. A lavagem com ar e água pode realizar-se de duas formas:

- iniciar-se com a injeção de ar, durante cerca de 3 a 4 min, a uma velocidade da ordem de $0,9$ a $1,5 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{min})$, seguida da injeção de água durante um período de 4 a 7 min, a uma velocidade entre $0,3 - 0,6 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{min})$ (Degrémont, 1989);
- iniciar-se com a injeção simultânea de ar e água, completada depois com lavagem só com água.

Quando existem dispositivos de lavagem superficial, os mesmos entram em funcionamento cerca de 1 min antes da lavagem do leito em contracorrente e fecham 1 min antes do fim desta (WPCF, 1990).

Figura 14.15 Filtração a velocidade constante: a) controlo do caudal à saída; b) controlo do caudal à entrada e c) filtração a perda de carga



(Adaptada de Metcalf & Eddy, 2003)

Os problemas operacionais de ocorrência mais frequente na operação de filtros de leito granular são apresentados no Quadro 14.12, bem como formas de os solucionar.

Quadro 14.12 Problemas operacionais mais frequentes em filtros de meio granular

Problema	Causa possível	Solução
Efluente com turvação elevada	Filtro requer lavagem.	Acionar a lavagem do filtro.
	Tratamento prévio inadequado.	Ajuste/revisão do tratamento prévio.
Elevada perda de carga	Filtro requer lavagem.	Acionar a lavagem do filtro.
Elevada perda de carga logo a seguir à lavagem	Ciclo de lavagem insuficiente.	Aumentar o tempo de lavagem.
	Problemas operacionais durante a lavagem.	Verificar introdução do ar ou da água de lavagem.
Formação de aglomerados de lama, aumento da perda de carga	Aglutinação de partículas, cabelos e gordura emulsionada.	Aumentar a frequência da lavagem em contracorrente do meio filtrante, com o eventual auxílio de ar.
Formação de biofilme	Tratamento prévio inadequado. Velocidades de lavagem baixas.	A injeção periódica de hipoclorito ou outro reagente adequado, durante períodos de curta duração.

(Adaptado de Marecos do Monte & Albuquerque, 2010 e Spellman, 2003)

14.6.2. Operação de filtração superficial

A operação de filtração superficial compreende três etapas: filtração, lavagem da tela filtrante e remoção de sólidos, podendo estas etapas ocorrer simultaneamente ou separadamente. A direção de escoamento da filtração superficial condiciona o método de remoção dos sólidos depositados, a submersão (i.e. a área de filtro ativa) e a profundidade total da unidade de filtração (Metcalf & Eddy, 2014). Durante a filtração a AR flui, por gravidade, do exterior do filtro para o interior ou no sentido inverso, conforme a tipologia de filtro. Nos filtros de tela e de tela em diamante, que estão completamente submersos durante a filtração, a AR passa do exterior para

o interior da tela onde é recolhida, os sólidos depositam-se sobre ou no filtro (Figuras 14.12 e 14.14).

Nos filtros de disco ocorre o inverso, os filtros estão parcialmente submersos e a AR a filtrar é alimentada no interior dos discos passando para o exterior, os sólidos depositam-se no interior dos filtros (Figura 14.13).

A limpeza dos filtros pode fazer-se por dois métodos: remoção dos sólidos por vácuo e lavagem contínua ou lavagem intermitente com jato de alta pressão.

A lavagem é acionada automaticamente, pelo aumento da perda de carga devido aos sólidos depositados. A lavagem em contracorrente pode ocorrer por aspersão de água filtrada (filtros tela e tela em diamante) ou por aspersão de água limpa contra a tela (filtros de discos). A lavagem ocorre sem interrupção da filtração e a água da lavagem segue para o início da ETAR, para ser depurada.

Os sólidos removidos no fundo do tanque dos filtros de tela e tela em diamante e no interior dos discos nos filtros de disco são encaminhados para o tratamento de lamas.

14.6.3. Manutenção de filtros de meio granular

A manutenção das instalações de filtração inclui as habituais tarefas de inspeção e limpeza de paredes, caleiras, etc., a lubrificação dos equipamentos mecânicos (e.g. comportas, válvulas) e eletromecânicos (bombas, compressores), com a frequência recomendada pelos fornecedores destes equipamentos. Porém, a tarefa de manutenção mais importante refere-se à manutenção do meio filtrante. Ocasionalmente é necessário repor algum material granular perdido durante as lavagens, podendo ser necessário substituir todo o meio, nomeadamente nos filtros de dupla camada, quando as mesmas ficam misturadas. Na Figura 14.16 mostra-se a reparação dos drenos da laje de fundo de um filtro.

Figura 14.16 Reparação da laje de fundo de um filtro de meio granular



14.6.4. Manutenção de filtros superficiais

As operações de manutenção deste tipo de filtros são semelhantes às operações dos filtros em leito granular, nomeadamente no que respeita a tarefas de inspeção e limpeza de paredes, caleiras, etc., a lubrificação dos equipamentos mecânicos (e.g. comportas, válvulas) e eletromecânicos (bombas, compressores), com a frequência recomendada pelos fornecedores destes equipamentos.

Na filtração superficial é importante verificar o estado das telas filtrantes e efetuar a sua substituição parcial ou total sempre que necessário.

14.7. Exercícios

Exercício 14.7.1 – Dimensionamento de um bateria de filtros de leito meio granular

Pretende-se dimensionar uma unidade de filtração para uma ETAR com as condições apresentadas no Quadro 14.7.1.

Quadro 14.7.1 Condições de afluência à ETAR para ano 0 e hp

Ano	População (hab)	$Q_{\text{méd}}$ (m ³ /h)	Q_{pta} (m ³ /h)
0	50 000	375	749
hp	59 600	504	1 000

Os filtros selecionados são filtros em leito granular não uniforme, constituídos por uma camada de areia com uma altura de 0,5 m de altura. A areia escolhida tem as seguintes características: densidade $d = 2,65$; esfericidade $\Psi = 0,82$; e porosidade $\varepsilon = 0,45$. A distribuição granulométrica da areia selecionada é apresentada no Quadro 14.7.2.

Considerar ainda que a temperatura média da água a tratar é $15\text{ }^{\circ}\text{C}$ e que a velocidade de filtração média $C_H = 7,5\text{ m}^3/(\text{m}^2\text{h})$.

Quadro 14.7.2 Análise granulométrica da areia

Malha do peneiro	Diâmetro da malha (mm)	% areia acumulada
8	2,38	1
12	1,68	4
16	1,19	16
20	0,84	33
30	0,59	60
40	0,42	80
50	0,30	92
70	0,21	100

Determinar:

- o diâmetro efetivo d_{10} e o coeficiente de uniformidade CU desta amostra de areia.
- a perda de carga inicial h_L (filtro limpo, antes de entrar em operação), considerando que tem um filtro de meio granular estratificado.
- a altura do leito expandido durante a lavagem, L_e .
- o número (N) de filtros necessário.
- e a área de cada filtro.

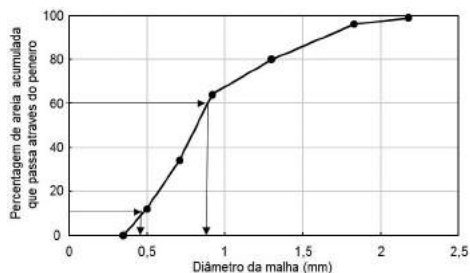
Resolução:

- Determinação de d_{10} e do CU.

A determinação do diâmetro efetivo d_{10} e do coeficiente de uniformidade CU é efetuada graficamente, representando o diâmetro da malha em

função da percentagem acumulada de areia que passa através de cada peneiro, apresentada na Figura 14.7.1.

Figura 14.7.1 Determinação do d_{10} e CU



Do gráfico da Figura 14.7.1 determina-se o valor dos diâmetros do peneiro que deixam passar 10 e 60 % da massa de areia, respetivamente d_{10} e d_{60} :

$$d_{10} = 0,48 \text{ mm e o } d_{60} = 0,8 \text{ mm}$$

Sendo $CU = d_{60} / d_{10} = 1,67$

Resposta: O diâmetro efetivo – $d_{10} = 0,48 \text{ mm}$
e o coeficiente de uniformidade – $CU = 1,67$.

b) Determinação da perda de carga h_L (filtro limpo)

Os valores das propriedades da água a 15°C são (Quadro I.2 do ANEXO I):

- viscosidade cinemática da água $\nu = 1,140 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$;
- viscosidade dinâmica da água $\mu = 1,139 \times 10^{-3} \text{ Pa s}$;
- massa volúmica da água $\rho = 999,1 \text{ kg/m}^3$.

A perda de carga do filtro é calculada pela equação de Rose (expressão 14.10).

$$h_L = \frac{1,067 (C_H)^2 L}{\Psi \epsilon^3 g} \sum \frac{C_A x}{d_g} \quad (14.10)$$

Para o seu cálculo é necessário determinar o coeficiente de atrito C_A (expressão 14.11) e conseqüentemente o número de Reynolds (expressão 14.6), em que o diâmetro da partícula é o valor do diâmetro equivalente (média geométrica da abertura das malhas $d_g = \sqrt{d_1 d_2}$) e a fração x da massa retida entre dois peneiros consecutivos.

$$C_A = \frac{24}{Re} + \frac{3}{Re^{1/2}} + 0,34 \quad (14.11)$$

$$Re = \frac{\Psi d C_H \rho}{\mu} = \frac{\Psi d C_H}{\vartheta} \quad (14.6)$$

A 1.^a coluna do Quadro 14.7.3 contém os valores do diâmetro equivalente, em que o 1.^o valor é calculado por: $d_g = (2,38 \times 1,28)^{1/2} = 2$ mm. A 2.^a coluna apresenta a fração x , calculada do seguinte modo: diferença entre a percentagem de areia acumulada entre dois peneiros consecutivos (3.^a coluna do Quadro 14.7.2) a dividir por 100, ou seja = $(4 - 1) / 100$, para 1.^a linha do Quadro 14.7.3.

O 1.^o valor do Re da 3.^a coluna do Quadro 14.7.4 é calculado da seguinte forma:

$$Re = \frac{0,82 \times 2,00 \times 10^{-3} \times \frac{7,5}{3\ 600}}{1,14 \times 10^{-6}} = 2,997$$

O 1.^o valor do C_A da 4.^a coluna do Quadro 14.7.3 é calculado da seguinte forma:

$$C_A = \frac{24}{2,997} + \frac{3}{2,997^{1/2}} + 0,34 = 10,081$$

O 1.^o valor da 5.^a coluna do Quadro 14.7.3 é calculado da seguinte forma:

$$\frac{C_A x}{d_g} = \frac{10,081 \times 0,03}{2,00 \times 10^{-3}} = 151,2 \text{ 1/m}$$

Quadro 14.7.3 Cálculos intermédios para determinação de h_L

d_g (mm)	x	Re	C_A	$\frac{C_A x}{d_g}$
2,00	0,03	2,997	10,081	151,2
1,41	0,12	2,119	13,728	1165,1
1,00	0,17	1,498	18,810	3 198,3
0,70	0,27	1,055	26,011	9 975,8
0,50	0,20	0,748	35,987	14 458,4
0,35	0,12	0,532	49,572	16 758,5
0,25	0,08	0,376	69,039	22 004,7

$$\sum \frac{C_A x}{d_g} = 67\,712,0$$

$$h_L = \frac{1,067 \times (7,5 / 3\,600)^2 \text{ (m/s)}^2 \times 0,5 \text{ m}}{0,82 \times 0,45^4 \times 9,8 \text{ (m/s}^2)} \times 67\,712,0 \text{ (1/m)} = 0,48 \text{ m}$$

Resposta: A perda de carga do filtro limpo é 0,48 m

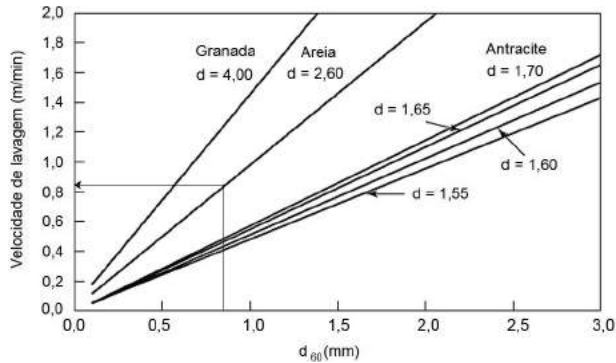
c) Determinação da altura do leito expandido durante a lavagem.

A altura do leito expandido L_e homogéneo não uniforme é calculada pela expressão 14.14.

$$L_e = L(1 - \epsilon) \sum \frac{x}{(1 - (v_l/v_s)^n)} \quad (14.14)$$

A velocidade de lavagem (v_l) é estimada pelo gráfico da Figura 14.3. Sendo $d_{60} = 0,8$ mm a v_l é aproximadamente 0,85 m/min (Figura 14.7.2). Com a temperatura média da água a tratar é 15 °C, ou seja, mais 5 °C do que a temperatura a que foram determinados os valores da Figura 14.7.2, o valor da velocidade deve ser acrescentado de 2 % por cada °C de aumento de temperatura, isto é, mais 10 %, ou seja igual a 0,935 m/min (ver secção 14.2.2.4).

Figura 14.7.2 Velocidade de lavagem a 10 °C para diferentes materiais de filtração



A velocidade da partícula (v_s) é estimada tendo em conta o regime de escoamento em que se encontra. Assim começa-se por estimar a velocidade da partícula pela Lei de Stokes, considerando que o regime de escoamento é laminar (expressão 9.7).

$$v_s = \frac{g (\rho_p - \rho_p) d^2}{18 \mu_L} \quad (9.7)$$

O primeiro valor da 3.ª coluna do Quadro 14.7.4 é calculado da seguinte forma:

$$v_s = \frac{9,8 \text{ m/s}^2 \times (2\,650 - 999,1) \text{ kg/m}^3 \times (2,00 \times 10^{-3})^2 \text{ m}^2}{18 \times 1,139 \times 10^{-3} \text{ Pa.s}} = 3,157 \text{ m/s}$$

Como a Lei de Stokes só é válida para regime laminar é necessário verificar se a velocidade calculada conduz ou não a um escoamento laminar, recalculando novamente o número de Reynolds (4.ª coluna do Quadro 14.7.4).

Como se pode verificar, todos os valores do número de Reynolds na 4.ª coluna do Quadro 14.7.4 são superiores a 0,5 e inferiores a 10^4 , o que significa que o regime de escoamento é de transição. Neste caso a velocidade da partícula deverá ser calculada pela expressão 9.5, dependendo do coeficiente de atrito (expressão 14.11) que por sua vez depende do número de Reynolds, função da velocidade da partícula.

$$v_s = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{g}{C_A} \frac{\rho_p - \rho_L}{\rho_L} d} \quad (9.5)$$

$$C_A = 24/Re + 3/\sqrt{Re} + 0,34 \quad (14.11)$$

Tendo em conta o exposto é necessário efetuar sucessivas interações até que o valor inicial da velocidade (v_s) se aproxime do valor calculado.

A primeira iteração é apresentada da 4.^a à 6.^a colunas do Quadro 14.7.4. Como se pode verificar com esta primeira iteração os valores iniciais da v_s (3.^a coluna) são muito diferentes dos v_{1s} estimados (6.^a coluna) como apresentado no Quadro 14.7.4. Ao fim de n iterações foram obtidos os valores de v_{ns} (9.^a coluna), observando-se um ligeiro desvio dos valores iniciais, pelo que são considerados os valores da 9.^a coluna para o cálculo do somatório da expressão 14.14 (10.^a coluna).

Quadro 14.7.4 Determinação altura do meio expandido durante a lavagem

d_e (mm)	Fração retida em cada peneiro	v_s regime laminar (m/s)	1. ^a iteração			n. ^a iteração			
			Re	C_A	v_s estimada (m/s)	Re	C_A	v_s estimada (m/s)	x $(1 - (v_i/v_s)^{0,22})$
2,00	0,03	3,157	4 514,0	0,390	0,250	290,9	0,598	0,201	0,07
1,41	0,12	1,578	1 604,5	0,430	0,200	156,8	0,733	0,153	0,30
1,00	0,17	0,789	567,3	0,508	0,155	81,7	0,966	0,112	0,48
0,70	0,27	0,391	198,0	0,674	0,113	40,4	1,407	0,078	0,91
0,50	0,20	0,196	70,0	1,041	0,076	19,0	2,293	0,051	0,87
0,35	0,12	0,099	25,4	1,881	0,048	8,5	4,181	0,032	0,82
0,25	0,08	0,050	9,0	4,015	0,028	3,5	8,748	0,019	2,05

$$\sum \frac{x}{(1 - (v_i/v_s)^{0,22})} = 5,50$$

A altura do leito filtrante não uniforme quando expandido é calculada pela expressão 14.14.

$$L_e = 0,5 \times (1 - 0,45) \times 5,50 = 1,51 \text{ m}$$

Resposta: A altura do meio expandido é 1,5 m.

d) Determinação do número de filtros necessário

O número de filtros necessários é calculado pela expressão 14.19.

$$N = 0,0195 Q^{0,5} \quad (14.19)$$

Sendo $Q = 1\,000 \text{ m}^3/\text{h} = 1\,000 \times 24 = 24\,000 \text{ m}^3/\text{d}$,

$$N = 3,02 \text{ filtros}$$

Resposta: São necessários 4 filtros.

e) Determinação da área de cada filtro

A área de cada filtro é calculada pela expressão 14.20.

$$A_f = \frac{Q}{N \times C_H} \quad (14.20)$$

$$C_H = 7,5 \times 24 = 180 \text{ m}^2/(\text{m}^3 \text{ d})$$

$$A_f = \frac{24\,000 \text{ m}^3/\text{d}}{4 \times 180 \text{ m}^2/\text{d}} = 33,3 \text{ m}^2$$

Resposta: A área de cada filtro é 33 m^2 .

Exercício 14.7.2 – Determinação da perda de carga num filtro granular de leito uniforme.

Um filtro monocamada é constituído por um leito de areia uniforme, possuindo uma velocidade de filtração C_H de $1,4 \times 10^{-3} \text{ m/s}$. As partículas de areia têm um diâmetro efetivo (d_{10}) de $0,5 \text{ mm}$, uma esfericidade $\Psi = 0,85$, uma porosidade $\epsilon = 0,4$ e uma densidade de $2,65$. O leito filtrante tem uma altura de $0,70 \text{ m}$. Determinar a perda de carga inicial h_L (filtro limpo).

Resolução:

Os valores das propriedades da água a 20 °C são (Quadro I.2 do ANEXO I):

- viscosidade dinâmica da água $\mu = 1,002 \times 10^{-3} \text{ Pa s}$
- massa volúmica da água $\rho = 998,2 \text{ kg/m}^3$.

O número de Reynolds é determinado pela expressão 14.6.

$$\text{Re} = \frac{\Psi d C_H \rho}{\mu} = \frac{\Psi d C_H}{\vartheta} \quad (14.6)$$

O coeficiente de atrito C_A é determinado pela expressão 14.5.

$$C_A = 150 \times \frac{1 - \varepsilon}{\text{Re}} + 1,75 \quad (14.5)$$

A perda de carga h_L é obtida pela expressão 14.3.

$$h_L = \frac{C_A}{\Psi} \times \frac{1 - \varepsilon}{\varepsilon^3} \times \frac{L}{d} \times \frac{C_H^2}{g} \quad (14.3)$$

$\text{Re} = 0,59 < 1$ (escoamento laminar); $C_A = 153,6$.

$$h_L = 0,474 \text{ m}$$

Resposta: A perda de carga é 0,474 m.

15.1. Objetivo

No tratamento de águas os processos de membranas⁵² têm por objetivo a separação da água de poluentes dissolvidos e em suspensão coloidal, nomeadamente sais, nutrientes, metais, poluentes orgânicos e microrganismos.

Estes processos começaram a ser utilizados para desmineralizar e dessalinizar água. A sua utilização estendeu-se ao tratamento de AR, sendo aplicados na afinação de efluentes secundários e terciários. Os processos de membranas estão ainda na base do desenvolvimento de novos processos de tratamento, como os reatores biológicos de membrana (MBR, de *Membrane Biological Reactors* na terminologia de língua inglesa).

Sob a designação de “processos de membranas” incluem-se diversas operações de tratamento, sendo mais utilizadas no tratamento de AR as seguintes:

- microfiltração (MF);
- ultrafiltração (UF);
- nanofiltração (NF);
- osmose inversa (IO).

15.2. Mecanismo de remoção de poluentes por membranas

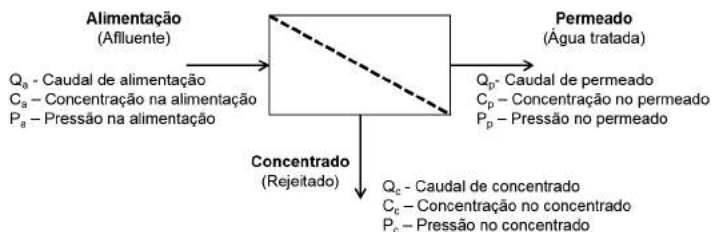
15.2.1. Separação de poluentes por passagem da AR através de membranas

Os processos de membranas utilizam uma membrana de fina espessura, que funciona como uma barreira física seletiva à passagem de alguns constituintes das AR, opondo-se à passagem de outros.

A seletividade da membrana permite separar a alimentação, isto é o afluente, em duas correntes distintas: a que atravessa a membrana, designada por **permeado**, e que constitui a água tratada, e o **concentrado**, que contém os poluentes removidos (Figura 15.1).

⁵² Embora conhecido por “processos de membranas”, este tipo de tratamento é uma operação unitária, pois o seu mecanismo assenta em fenómenos predominantemente físicos.

Figura 15.1 Esquema da separação de poluentes por membranas



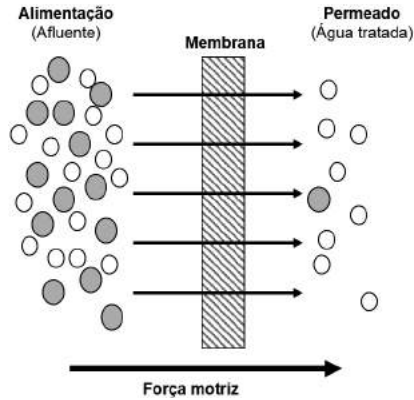
O mecanismo que explica a seletividade das membranas de MF, UF e NF aos constituintes cuja passagem é permitida, resulta da combinação de uma ação de filtração (separação pelo tamanho das partículas, sendo retidos pela membrana os constituintes de dimensão superior à dos poros da membrana) com a de uma força motriz que separa as moléculas de água. Essa força motriz pode ser uma diferença de pressão – positiva ou negativa (vácuo) – ou um gradiente de concentração. Nas operações de MF, UF, NF e OI a força motriz que impulsiona a passagem do afluente através da membrana é o gradiente de pressão entre ambos os lados da membrana, designada **pressão transmembranar (PTM)**, como se representa na Figura 15.2, gradiente de pressão esse conferido pela pressurização do afluente.

A NF e a OI configuram um caso particular, na medida em que também há que considerar um mecanismo de difusão⁵³ de moléculas de permeado através da membrana. Este mecanismo de difusão ocorre devido à muito reduzida dimensão dos poros das membranas utilizadas em NF e OI. Aliás, no tratamento por OI, cujas membranas têm poros de dimensão inferior a 0,0005 μm , o mecanismo de separação é predominantemente a difusão de moléculas de pequena dimensão.

Efetivamente, quando duas soluções, com diferente concentração no soluto, se encontram separadas por uma membrana semipermeável, observa-se a difusão, através da membrana, de moléculas de água da solução menos concentrada para a mais concentrada, tendendo a igualizar a concentração de ambos os lados da membrana.

⁵³ Difusão – movimento das moléculas do soluto da zona de maior concentração para a de menor concentração, até ser atingido o equilíbrio das concentrações.

Figura 15.2 Separação de constituintes da água através da passagem pela membrana



(Adaptada de Mulder, 1997)

Este gradiente de concentração, que determina o mecanismo de difusão, é denominado **pressão osmótica (PO)**, a qual é função da concentração no soluto e da temperatura. No tratamento por NF e OI há que reverter o fluxo osmótico, através da aplicação de uma pressão superior à osmótica no lado do afluente, de modo a impedir que a água do permeado se difunda para o concentrado. Consequentemente, pode afirmar-se que na NF e na OI a força motriz da separação dos constituintes dissolvidos é a diferença entre dois gradientes de pressão que atuam em sentido contrário – a pressão transmembranar e a pressão osmótica. A PTM é traduzida pela expressão 15.1.

$$PTM = \frac{P_a + P_c}{2} - P_p \quad (15.1)$$

Em que:

PTM – pressão transmembranar;

P_a – pressão do afluente;

P_c – pressão do concentrado;

P_p – pressão do permeado.

A pressão osmótica é calculada pela equação de Van't Hoff (expressão 15.2).

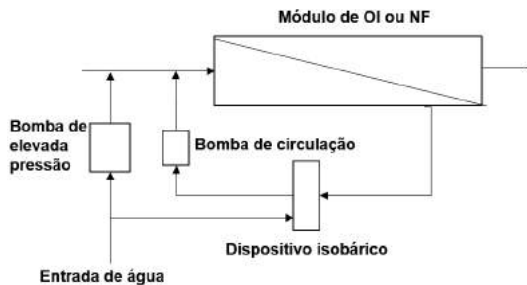
$$P_o = \theta R T C \quad (15.2)$$

Em que:

- P_o – pressão osmótica (atm);
- R – constante dos gases perfeitos ($R = 0,082 \text{ L atm / (K}\cdot\text{mol)}$);
- T – temperatura (K);
- C – concentração dos poluentes no permeado (mol/L);
- θ – coeficiente de Van't Hoff.

A indução e manutenção do gradiente de pressão que assegura o tratamento de AR por MF, UF, NF e OI obriga a um assinalável consumo de energia, que, pelo seu custo, constituiu durante muitos anos um obstáculo a uma mais ampla generalização deste tipo de tratamento de AR, não obstante o seu bom desempenho na remoção de poluentes. Nos últimos anos têm sido desenvolvidos métodos para recuperar parte da energia consumida na NF e na OI, através da despressurização do concentrado (produzido com elevada pressão) no chamado dispositivo isobárico, conforme exemplificado na Figura 15.3, o que tem contribuído para alargar a aplicação destas operações de tratamento.

Figura 15.3 Recuperação de energia na NF e OI com dispositivo isobárico

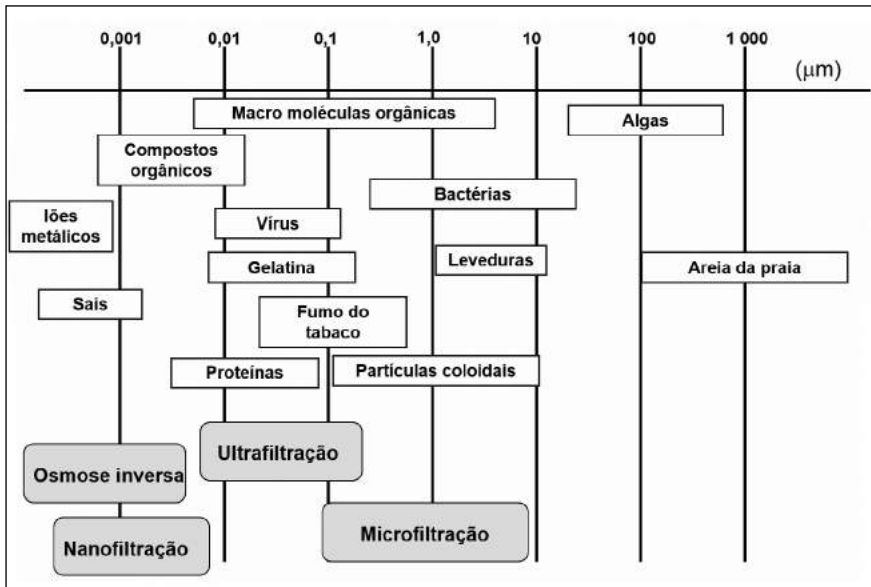


(Adaptada de Metcalf & Eddy, 2014)

Apesar de nos processos de membrana utilizados no tratamento de AR ser aplicada o mesmo tipo de força motriz (gradiente de pressão), existem algumas diferenças na intensidade do gradiente e nos mecanismos de separação, devidas a diferentes características das membranas, como a dimensão dos seus poros, diferenças essas que conduzem a uma aplicação seletiva na remoção de diferentes constituintes da AR. Consequentemente,

mente, torna-se possível adotar o processo mais adequado à remoção de determinados poluentes, conforme ilustrado na Figura 15.4, a qual evidencia que, de um modo geral, a MF e a UF são utilizadas para a remoção de SS em suspensão coloidal, enquanto a NF e a OI se destinam à remoção de SD.

Figura 15.4 Dimensão de partículas e microrganismos removidos por processos de membranas

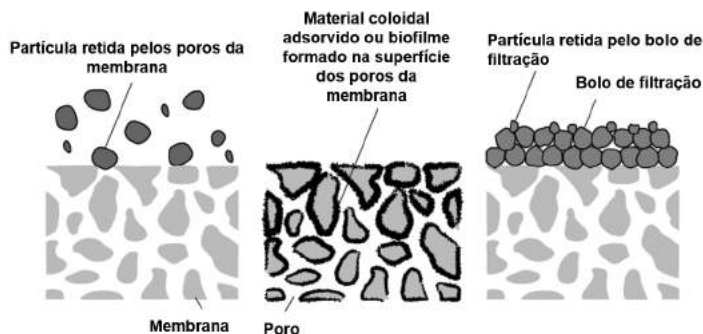


(Adaptada de EPRI, 1997)

15.2.2. Colmatação das membranas

No decurso da operação dos processos de membranas vai ocorrendo a colmatação da membrana, devido a retenção de partículas, deposição de precipitados, adsorção de material e formação de biofilmes na superfície e nos poros da membrana, bloqueando-os total ou parcialmente, conforme ilustrado na Figura 15.5.

Figura 15.5 Fenômenos de colmatção da membrana

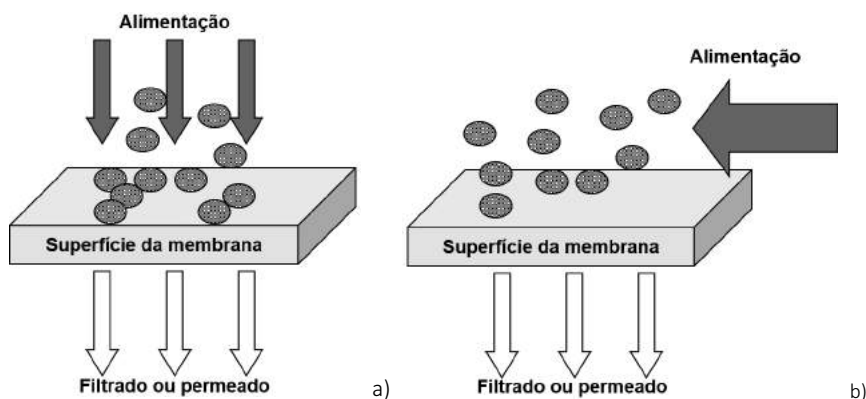


(Adaptada Howe *et al.*, 2012)

O grau de colmatção depende das interações entre as partículas em suspensão e em solução com a superfície da membrana, das condições hidrodinâmicas do escoamento e da temperatura.

As condições hidrodinâmicas do escoamento são condicionadas pelo modo de alimentação, que é geralmente tangencial à membrana (*cross flow*) como representado na Figura 15.6, podendo também ser perpendicular à membrana (*dead-end flow*), principalmente nos processos de UF e MF.

Figura 15.6 Modos de operação: a) fluxo perpendicular (*dead end flow*) e b) fluxo tangencial (*cross flow*)



No caso da alimentação perpendicular, não há saída do concentrado durante a operação da membrana, o qual só é removido aquando da lavagem (ver 15.6.1.3). No caso da alimentação tangencial, o concentrado sai continuamente, o que tem a vantagem de aumentar o tempo de operação da membrana, permitindo o funcionamento mesmo com AR mais concentradas nos poluentes a separar.

Para evitar a rápida colmatação da membrana, há que minimizar todas as forças que possam atrair as partículas em suspensão para a superfície da membrana, designadamente as forças de atração eletrostática entre as partículas presentes na água e a membrana, bem como as forças atrativas de van der Waals.

De acordo com Tarleton e Wakeman (1993), as características da AR com impacto na colmatação da membrana são: a forma e a distribuição do tamanho das partículas em suspensão; a sua massa volúmica; a viscosidade do líquido; as características da água que afetam a tendência para se agregarem (ou não) em flocos, alterando assim o seu tamanho e forma, como o pH e a força iónica; a compressibilidade e adesão das partículas em suspensão.

Ainda segundo os mesmos autores, as características da membrana que condicionam a colmatação são: tamanho e forma dos poros; porosidade superficial; carga eléctrica superficial; rugosidade superficial; afinidade com a água (hidrófilas ou hidrofóbicas – consoante a membrana seja ou não permeável à água); resistência química (nomeadamente a ácidos, bases e desinfetantes); resistência mecânica (a elevadas pressões); resistência térmica (temperaturas elevadas ou muito baixas). No tratamento de AR o ideal é escolher membranas hidrófilas.

No início da operação ocorre um transporte convectivo rápido dos poluentes para a superfície não agitada da membrana, verificando-se um aumento da sua concentração numa camada-gel adjacente à superfície da membrana, fenómeno conhecido por **polarização da concentração**, que constitui uma barreira ao fluxo do permeado. Este fenómeno pode ser mais ou menos intenso e normalmente ocorre num curto intervalo de tempo, no início de operação, provocando sempre um decréscimo do fluxo de permeado. A polarização da concentração depende das condições hidrodinâ-

micas do escoamento, da concentração e das propriedades físico-químicas dos poluentes e do tipo de membrana.

A formação da zona de polarização e da camada adjacente à superfície da membrana pode ser minimizada, através do aumento da velocidade de escoamento tangencial, com consequente aumento da turbulência nas proximidades da superfície da membrana, o que contribui para que uma parte dos poluentes acumulados seja arrastada, reduzindo a espessura da camada e aumentando a velocidade de permeação. O aumento da turbulência na superfície da membrana também pode ser conseguido se forem utilizados promotores de turbulência; ou ainda membranas rotativas (Yang *et al.*, 2013).

Para minimizar o decréscimo do fluxo de permeado induzido pela colmatção e pela polarização da concentração no decurso da operação podem ser aplicados métodos de pré-tratamento da água (ver 15.6.1.2) e lavagem da membrana (ver 15.6.1.3).

15.2.3. Eficiência dos processos de membranas

A eficiência dos processos de membranas é avaliada pelo **fluxo de permeado** e pela **seletividade da membrana** (Mulder, 1997).

O **fluxo de permeado (J)**, também designado por **velocidade de separação** ou **velocidade de permeação**, é definido como o caudal de AR que atravessa a membrana por unidade de área, conforme a expressão 15.3.

$$J = \frac{Q_p}{A} \quad (15.3)$$

Em que:

J – fluxo de permeado (L/(m²h));

Q_p – caudal de permeado (L/h);

A – área de membrana (m²).

O fluxo de permeado é tanto maior quanto mais elevado for o gradiente de pressão aplicado através da membrana, diminuindo com o aumento da resistência à permeação R_p, conforme indicado na expressão 15.4.

$$J = \frac{\text{Força motriz}}{\text{Resistência}} = \frac{\Delta P}{\mu R_p} \quad (15.4)$$

Em que:

- ΔP – gradiente de pressão;
- R_p – resistência à permeação;
- μ – viscosidade.

Como referido em 15.2.1, na MF e na UF o ΔP é igual à PTM e na OI e NF o $\Delta P = PTM - \Delta P_o$.

A resistência à permeação (R_p) é o somatório de várias resistências⁵⁴, sendo as duas principais componentes: a resistência hidráulica da membrana limpa (R_m) e a resistência devida à deposição de substâncias ou partículas na superfície e interior da membrana (R_c).

O inverso da R_m é a **permeabilidade hidráulica** (L_p), característica muito importante inerente à própria membrana, definindo-se como a razão entre o fluxo de permeado e o gradiente de pressão ΔP , a uma dada temperatura.

A permeabilidade e o fluxo de permeado dependem da viscosidade e consequentemente da temperatura. Existem várias expressões para correlacionar a dependência do fluxo de permeado com a temperatura, como por exemplo a expressão 15.5 (Howe *et al.*, 2012).

$$J_{(20^\circ\text{C})} = J_T (1,03)^{(20-T)} \quad (15.5)$$

Em que:

- $J_{(20^\circ\text{C})}$ – fluxo de permeado a 20 °C;
- J_T – fluxo de permeado à temperatura de operação;
- T – temperatura de operação (°C).

A resistência à permeação aumenta ao longo do tempo de operação, devido ao aumento de R_c , ou seja, devido a fenómenos de colmatção da membrana ("*fouling*" na terminologia de língua inglesa) e de polarização da concentração, o que se reflete num decréscimo do fluxo de permeado.

A **seletividade da membrana**, entendida como a capacidade de uma membrana reter determinados constituintes, normalmente expressa pelo **coeficiente de rejeição aparente da membrana** (S), é função dos seguintes fatores: duração da vida útil e da estabilidade da membrana relativamente a

⁵⁴ O conceito de resistência à permeação é similar ao de perda de carga hidráulica.

colmatação e resistência a características químicas da água, como o pH, pressão aplicada e hidrodinâmica do sistema (e.g. velocidade na superfície da membrana). A seletividade da membrana é calculada pela expressão 15.6.

$$S = \frac{C_a - C_p}{C_a} = 1 - \frac{C_p}{C_a} \quad (15.6)$$

Em que:

S – coeficiente de rejeição aparente da membrana;

C_a – concentração do poluente no afluente;

C_p – concentração do poluente no permeado.

O coeficiente de rejeição aparente da membrana varia entre 1 (membrana ideal que retêm 100 % dos poluentes) e 0 (todos os poluentes passam através da membrana, portanto $C_p = C_a$).

A seletividade da membrana pode ainda ser expressa pela **taxa de permeação ou taxa de recuperação (R)**, definida como a razão entre o caudal de alimentação e o caudal de permeado, expressa em percentagem (expressão 15.7) e depende dos mesmos fatores que o coeficiente de rejeição aparente.

$$R = \frac{Q_p}{Q_{alim}} \times 100 \quad (15.7)$$

Em que:

Q_p – caudal de permeado;

Q_{alim} – caudal de afluente.

A taxa de recuperação R do processo deve ser superior a 80 %, caso contrário corre-se o risco de o processo não ser fiável, além do risco de não ser financeiramente viável (Asano *et al.*, 2007).

A **vida da membrana** constitui um fator relevante na eficiência do processo, devido aos custos induzidos por frequentes reparações, substituições e arranques do equipamento. Pode dizer-se que membranas cuja duração seja inferior a 3 anos comprometem seriamente a viabilidade económica do processo (Asano *et al.*, 2007). Atualmente encontram-se com facilidade no mercado membranas com vida de duração superior a 10 anos.

O desempenho da membrana deve ser avaliado em ensaios-piloto, através dos quais é possível determinar parâmetros de dimensionamento e de O&M, como a metodologia de lavagem apropriada.

15.2.4. Vantagens e desvantagens dos processos de membranas

Os processos de membranas oferecem vantagens de relevo, nomeadamente a capacidade de remoção de poluentes dissolvidos ou de dimensão coloidal, de difícil remoção por outros tipos de operações e processos de tratamento. Além disso, são acomodados em unidades compactas, ideais para situações de reduzida disponibilidade de espaço, como é o caso das remodelações de ETAR.

Os custos de O&M das instalações de tratamento por membranas decorrentes do elevado consumo energético e da curta vida das membranas e da consequente necessidade de proceder à sua substituição, foram fatores desvantajosos que, durante alguns anos, impediram a adoção deste tipo de tratamento, mas que têm sido progressivamente atenuados, de tal forma que o tratamento de AR por membranas é hoje já bastante corrente, mesmo em ETAR de dimensão significativa.

No Quadro 15.1 comparam-se as vantagens e os inconvenientes do tratamento de AR por processos de membranas relativamente aos processos convencionais.

Uma questão relevante a considerar no tratamento de AR por processos de membranas consiste no tratamento e destino final a proporcionar ao concentrado obtido, o qual pode representar ainda um caudal significativo de uma água altamente concentrada nos poluentes removidos. As soluções de tratamento do concentrado mais frequentemente aplicadas baseiam-se na redução do seu volume, por métodos como: evaporação solar, concentração em estágios múltiplos de processos de membranas, cristalização e secagem (Metcalf & Eddy, 2014).

Quadro 15.1 Vantagens e desvantagens do tratamento de AR pelos processos de membranas

Vantagens	Desvantagens
Capacidade para remover constituintes de dimensão muito reduzida ou dissolvidos no efluente, com produção de um efluente muito depurado.	Consumo de energia mais elevado.
Menor necessidade de espaço para instalação.	Necessidade de pré-tratamento.
Grande flexibilidade do processo, devido ao seu carácter modular.	Vida útil das membranas requer a sua substituição frequente.
Operação facilmente automatizada.	Destino final do concentrado.
	Fluxo de permeado diminui gradualmente ao longo do tempo.

No Quadro 15.2 apresentam-se os métodos convencionais de destino final do concentrado, dos quais os mais comuns são a descarga na rede de drenagem urbana ou no meio recetor (águas superficiais).

Quadro 15.2 Destino final do concentrado

Destino Final	Descrição
Descarga no sistema de drenagem de AR	Apenas para muito baixas concentrações (e.g. SDT < 20 mg/L).
Lagoas de evaporação	Grandes áreas.
Espalhamento no solo	Apenas para baixas concentrações.
Descarga no oceano	Aplicado em zonas litorais.
Descarga em águas superficiais	Método mais comum.
Reutilização	Em indústrias e.g. corantes.

(Adaptado de Asano *et al.*, 2007)

15.3. Tipologia dos processos de membranas

15.3.1. Características específicas da MF, UF, NF e OI

Os processos de membrana mencionados neste capítulo podem ser classificados em função do tipo de membrana e da intensidade da força motriz aplicada, conforme se sintetiza no Quadro 15.3.

Quadro 15.3 Principais características dos processos de membranas aplicados a AR

Parâmetro	Processos de separação			
	MF	UF	NF	OI
Pressão aplicada (bar)	0,1 – 2	0,1 – 5	3 – 20	5 – 120
Dimensão do poro (μm)	0,1 – 10	0,002 – 0,2	0,0005 – 0,002	< 0,0005
Mecanismo de separação	Filtração	Filtração	Filtração e difusão	Difusão
Remoção de poluentes	SST, turvação, protozoários, algumas bactérias e vírus	Macromoléculas, coloides, bactérias, alguns vírus e proteínas	Moléculas pequenas, dureza e vírus	Moléculas muito pequenas, cor, dureza e iões

(Adaptado de Bruggen *et al.*, 2003 e Metcalf & Eddy, 2003)

Tanto a MF como a UF podem ser aplicadas no tratamento de AR em alternativa a outras formas de remoção de SS, como a decantação antecedida de coagulação-floculação ou a filtração, tanto em leito granular como superficial.

Na UF podem ser removidas macromoléculas (ver Figura 15.4), pelo que as membranas de UF podem ser caracterizadas não pela dimensão de poros, mas pela dimensão das moléculas que podem ser retidas, isto é, pelo chamado **limite de exclusão molecular** (*molecular weight cut-off*). As membranas de UF possuem geralmente um *cut-off* entre 1 000 e 500 000 Dalton⁵⁵ (Howe *et al.*, 2012).

⁵⁵ Dalton é a unidade de medida de massa atómica e define-se como 1/12 da massa de um átomo de carbono 12 no seu estado fundamental.

15.3.2. Características das membranas

As membranas em AR podem ser classificadas segundo os critérios constantes do Quadro 15.4.

Quadro 15.4 Critérios de classificação do tipo de membrana

Critério de classificação	Tipo de membrana	
Natureza química	Orgânicas	
	Inorgânicas	
Estrutura ou morfologia	Simétricas	Porosas
		Não porosas
	Assimétricas	

As membranas simétricas apresentam uma espessura entre 100 e 200 μm e uma estrutura uniforme em densidade (n.º poros/unidade de área) ou em tamanho de poros.

As membranas assimétricas são constituídas por uma camada homogênea muito fina, com uma espessura que varia entre 0,1 a 0,5 μm , suportada por uma camada porosa de 50 a 150 μm de espessura, cuja densidade e/ou tamanho dos poros varia gradualmente (Mulder, 1997).

As membranas utilizadas no tratamento de AR são usualmente feitas de polímeros orgânicos, embora possam ser utilizadas membranas cerâmicas. Algumas modificações na superfície de alguns materiais de membranas têm sido introduzidas de modo a torná-las mais hidrófilas, para aumentar a permeabilidade, como por exemplo, as membranas de polissulfona (Quadro 15.5), que são as mais utilizadas em MF e UF, por serem resistentes a variações de pH, a agentes oxidantes e a temperaturas elevadas (AWWA, 2008). Os materiais mais utilizados nas membranas para OI e NF são o acetato de celulose e a poliamida. Sob condições de pressão e temperatura semelhantes, as membranas de poliamida permitem um fluxo de água maior e uma rejeição mais elevada que as membranas de acetato de celulose. No entanto, as membranas de poliamida são mais suscetíveis a incrustação (Davis, 2010 e MRWA, 2009).

As características das membranas para MF e UF são apresentadas no Quadro 15.5 e no quadro 15.6 apresentam-se as características das membranas adequadas a NF e OI.

Quadro 15.5 Características das membranas de MF e UF

Material da membrana	Processos	Afinidade com a água	Tolerância a oxidantes	pH	Colmatação / Limpeza
PVDF	MF / UF	Hidrófilo modificado	Muito elevadas	2 – 11	Excelente
PP	MF	Ligeiramente hidrófobo	Baixa	2 – 13	Aceitável
PES	UF	Muito hidrófilo	Elevada	2 – 13	Muito boa
PS	UF	Hidrófilo modificado	Moderada	2 – 13	Boa
CA	UF	Hidrófilo	Moderada	5 – 8	Boa

PVDF – Fluoreto de polivinilideno; PP – Polipropileno;
 PES – Polietersulfona; PS – Polissulfona; CA – Acetato de celulose

(Adaptado de AWWA, 2008)

Quadro 15.6 Características das membranas de NF e OI

Material da membrana	Processos	Tolerância a oxidantes	pH	Biodegradação
Acetato de celulose	OI / NF	Moderada, [Cl] < 0,5 g/L	3 – 8	Elevada suscetibilidade
Poliamida	OI / NF	Baixa	3 – 11	Baixa suscetibilidade

(Adaptado de Davis, 2010 e MRWA, 2009)

15.4. Disposições construtivas

15.4.1. Configuração das membranas

As membranas têm sido desenvolvidas em dois tipos de configuração: planas e tubulares. Com o objetivo de maximizar a razão área por unidade de volume, as membranas podem ser agrupadas em módulos, com configurações diversas, conforme apresentado no Quadro 15.7.

Cada módulo de membranas, enroladas em espiral ou em feixes de membranas tubulares, apresenta-se acondicionado dentro de tubos de 100 a 300 mm de diâmetro e de 1 a 6 m de comprimento, geralmente em plástico ou em fibra de vidro, dependendo da pressão de trabalho (Asano *et al.*, 2007).

Conforme indicado no Quadro 15.7, os módulos em tubo podem subdividir-se em três tipos, cuja classificação se baseia no diâmetro interno d_i do tubo (Mulder, 1997).

O fluxo da água a tratar pode ser do exterior para o interior da membrana ou ao contrário. Na maioria das aplicações no tratamento de AR, em que são utilizadas membranas planas ou de fibras ocas, o fluxo é do exterior da membrana para o seu interior.

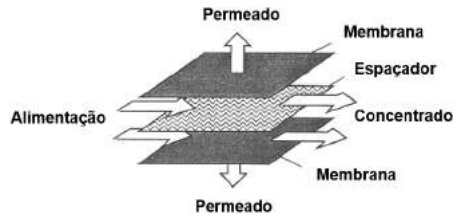
Quadro 15.7 Tipo de configuração de membranas e de módulos de membranas

Membrana	Módulos
Plana	Módulo plano (<i>plate – frame</i>) – as membranas são dispostas paralelamente, separadas por espaçadores e suportes porosos (Figura 15.7).
	Módulo em espiral (<i>spiral wound</i>) – a membrana plana é suportada por espaçadores fixados e enrolados em redor de um tubo coletor central por onde flui o permeado (Figura 15.8).
Tubular	Módulo tubular (Figura 15.9).
	Tubular $d_i > 10,0$ mm
	Capilar $0,5 < d_i < 10,0$ mm
	Fibras ocas (<i>hollow fiber</i>) $d_i < 0,5$ mm

d_i – diâmetro interno do tubo.

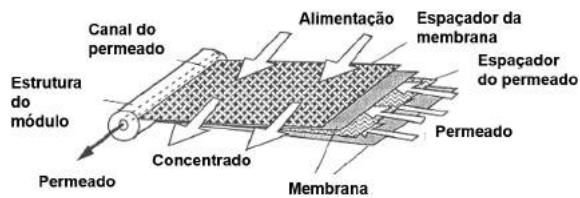
(Adaptada de Mulder, 1997)

Figura 15.7 Módulo plano



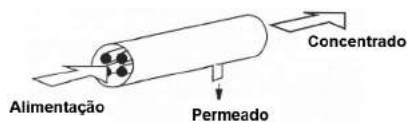
(Adaptada de Mulder, 1997)

Figura 15.8 Membrana enrolada em espiral



(Adaptada de Mulder, 1997)

Figura 15.9 Módulo tubular



No Quadro 15.8 apresentam-se as principais características dos módulos de membranas e as diferentes aplicações.

Quadro 15.8 Principais características dos módulos de membranas

Tipo de módulo	Área _{membrana} /V _{módulo} (m ² /m ³)	Investimento	Aplicação
Plano	100 – 400	Elevado	MF, OI
Espiral	300 – 1 000	Baixo	NF, OI
Tubular	< 300	Muito elevado	MF de soluções com elevado teor de sólidos
Fibras ocas	600 – 1 200	Muito baixo	MF, UF

(Adaptado de Mulder, 1997 e EPA, 2005)

A possibilidade de ligação dos módulos em baterias (Figura 15.10) confere uma enorme flexibilidade quanto ao volume de água a tratar, o que constitui uma vantagem importante dos processos de membrana, principalmente no caso de escassez de área para implantação do tratamento e/ou de ampliação e beneficiação de instalações de tratamento existentes.

Figura 15.10 Bateria de módulos de membranas

(Howe *et al.*, 2012)

Por sua vez, as baterias de módulos podem ser associadas em série (Figura 15.11 a)) ou em paralelo (Figura 15.11 b)), ou ainda em árvore com diversos estágios (Figura 15.12).

Figura 15.11 Associação de módulos de membranas: a) em série e b) em paralelo

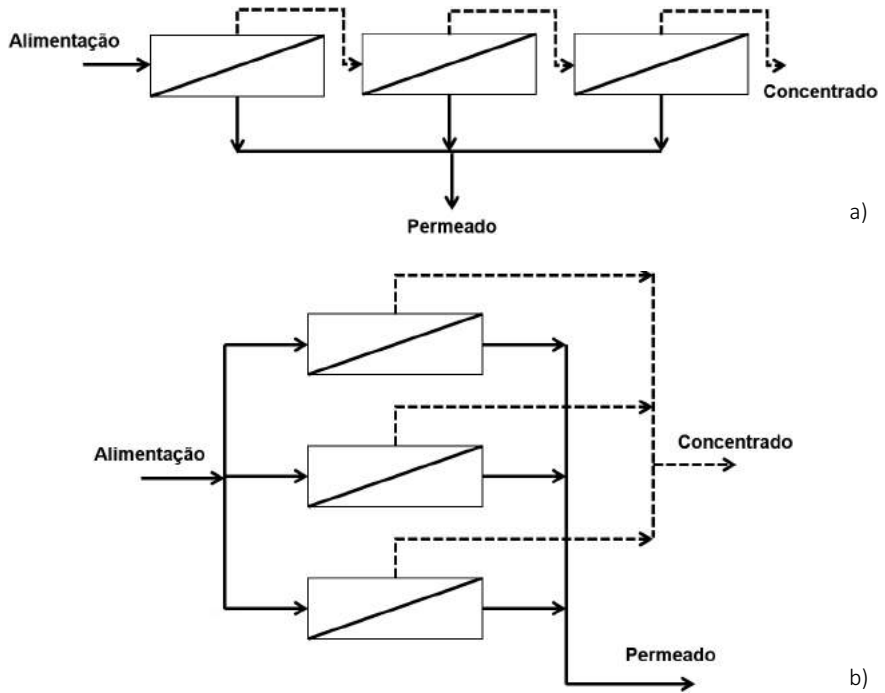
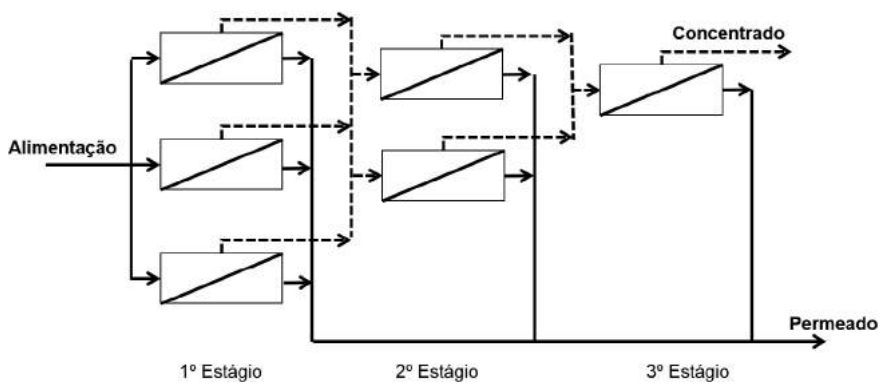


Figura 15.12 Associação de módulos de membranas em árvore



15.4.2. Unidade de tratamento por membranas

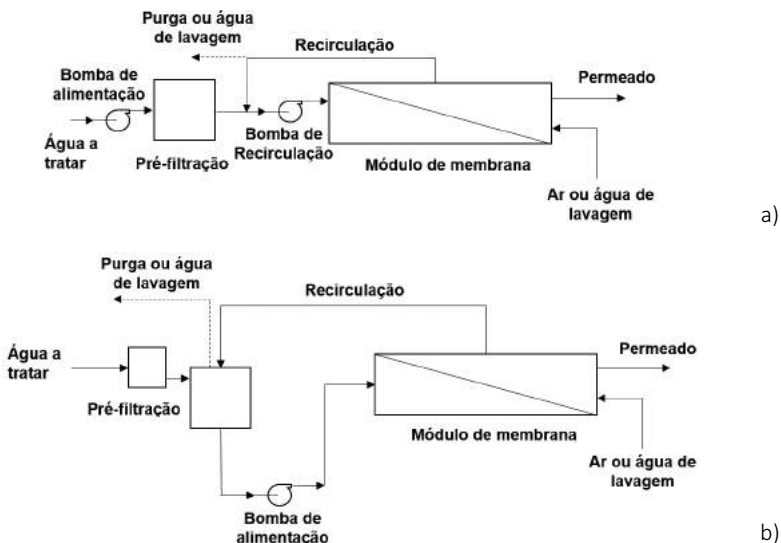
Numa ETAR, a instalação de tratamento por membranas é constituída por baterias de módulos de membranas, com sistema de pré-tratamento da água de alimentação, tubagem de alimentação e de recolha do permeado, bombas de pressurização da alimentação, válvulas, sistema de lavagem e instrumentação de controlo e monitorização da operação e da integridade das membranas.

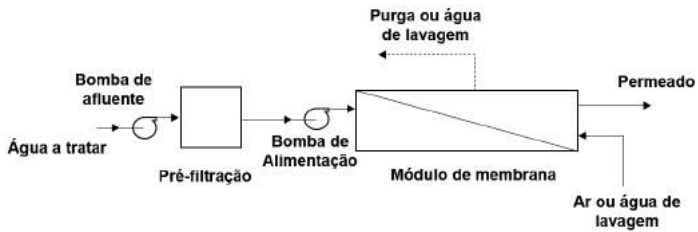
Na MF e na UF são geralmente aplicadas três configurações (Figura 15.13):

- duas para a alimentação tangencial à membrana (*cross flow*) sem e com reservatório que recebe a recirculação do concentrado e a água a tratar;
- uma para a alimentação perpendicular (*dead-end flow*) sem recirculação de concentrado.

Os requisitos para as unidades de NF e de OI são diferentes das de MF e UF, uma vez que a pressão de trabalho é mais elevada e o tipo de módulo de membranas tipicamente utilizado – módulo em espiral – só permite limpeza química.

Figura 15.13 Esquemas de instalação de tratamento por MF e UF com: a) alimentação tangencial; b) alimentação tangencial com reservatório e c) alimentação perpendicular





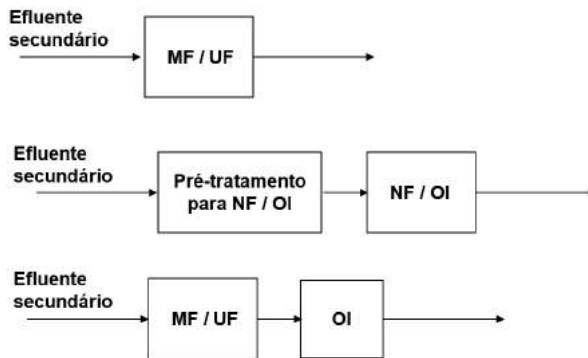
c)

(Adaptada de Metcalf & Eddy, 2014)

15.4.3. Fileiras de tratamento por membranas

Conforme referido em 15.1 o tratamento de AR por processos de membranas aplica-se como tratamento terciário, ou como tratamento avançado ou de afinação, requerendo, por seu turno, pré-tratamento do efluente secundário. Consequentemente, a fileira de tratamento pode assumir configurações diversificadas, conforme exemplificado na Figura 15.14.

Figura 15.14 Fileiras de tratamento por processos de membranas



(Adaptada de Qin e Kekre, 2011)

15.5. Dimensionamento de sistemas de membranas

O dimensionamento de unidades de membranas consiste na determinação da área de membrana necessária para promover o tratamento da AR e consequentemente, do número de unidades e de módulos de membranas necessários.

Os parâmetros importantes no dimensionamento de um processo de membranas são: o fluxo de permeado; a PTM; a permeabilidade da membrana e a sua taxa de recuperação (ver 15.2).

Para cada unidade de membrana é necessário testar e verificar qual a permeabilidade e o fluxo de permeado para as condições de operação. Tendo em conta o valor de fluxo de permeado é possível determinar a área de membrana necessária pela expressão 15.2.

Assim no dimensionamento deve-se ter em conta os seguintes aspetos:

- qualidade e quantidade da AR;
- qualidade da água tratada;
- espaço disponível;
- tipo de membrana;
- configuração e modo de operação;
- pressão aplicada;
- pré-tratamento;
- sistema de lavagem;
- teste de integridade à unidade.

No Quadro 15.9 são apresentados valores típicos dos principais parâmetros de dimensionamento das instalações de membranas aplicadas a AR com 800 a 1 200 mg/L de SDT.

Quadro 15.9 Parâmetros de dimensionamento de instalações de membranas

Operação	Taxa recuperação (%)	Pressão aplicada (kPa)	Fluxo de permeado (L/(m ² /h))	Energia consumida (kWh/m ³)
MF Sob pressão	85 – 95	34 – 200	40 – 60	0,2 – 0,3
Vácuo	85 – 95	-28 – -100	25 – 42	0,2 – 0,3
UF	85 – 95	68 – 350	40 – 60	0,2 – 0,3
NF	85 – 90	700 – 1400	14 – 20	0,4 – 0,5
	80 – 85	800 – 1900	14 – 20	0,4 – 0,5
OI	80 – 85	800 – 1900	14 – 20	0,5 – 0,65

(Adaptado de Metcalf & Eddy, 2014)

15.6. Requisitos de O&M

15.6.1. Operação

15.6.1.1. Nota introdutória

Os processos de membranas, tal como a filtração, devem ser operados de modo que o ciclo de operação seja o mais longo possível, sem prejuízo da qualidade da água tratada. Conforme referido em 15.2.3, um dos fatores contribuintes para a longevidade do ciclo operativo de um processo de membranas é o pré-tratamento da AR afluente à unidade de tratamento por membranas. Outro fator fundamental consiste na lavagem das membranas.

15.6.1.2. Pré-tratamento do afluente

O pré-tratamento é aplicado para minimizar a incrustação, a colmatção e a degradação da membrana, prolongando assim a sua vida útil. Existem vários tipos de pré-tratamento, que podem ser agrupados em duas categorias: a pré-filtração e o condicionamento químico.

A pré-filtração é utilizada para remover partículas de maior dimensão que podem danificar a membrana. Os requisitos de pré-filtração dependem do tipo e do módulo de membranas, como se apresenta no Quadro 15.10 (EPA, 2005).

Quadro 15.10 Requisitos de pré-filtração

Unidade de membrana		Requisitos de pré-filtração	
Operação	Módulo	Poros (µm)	Tipo
MF e UF	Fibras ocas com alimentação pelo interior	100 – 300	Tamizador Filtro de manga (<i>Bag Filter</i>)
	Fibras ocas com alimentação pelo exterior	300 – 3 000	
NF e OI	Espiral	5 – 20	Filtro de cartucho (<i>Cartridge Filter</i>)

(Adaptado de EPA, 2005)

O condicionamento químico da água a tratar é importante para eliminar microrganismos e SDT que podem precipitar sobre a membrana (e.g. hidrogenocarbonato de cálcio, que precipita na forma de carbonato de cálcio), com a consequente diminuição do fluxo de permeado. O pré-tratamento por condicionamento químico pode ser efetuado por meio de: ajuste de pH, precipitação de sólidos dissolvidos e adição de desinfetantes para remoção de microrganismos (e.g. cloração).

Os parâmetros mais utilizados para averiguar da necessidade de pré-tratamento na NF e OF são o **índice de colmatção** ou índice de densidade de sedimentos (SDI – *Silt Density Index*) e a turvação da água. Para valores de SDI > 2 é recomendado um pré-tratamento antes da alimentação à unidade de NF ou de OI, de modo a prolongar a duração do ciclo de filtração (EPA, 2005).

O pré-tratamento da água é indispensável na NF e na OI, se a turvação da água de alimentação exceder 0,5 UNT (Asano *et al.*, 2007).

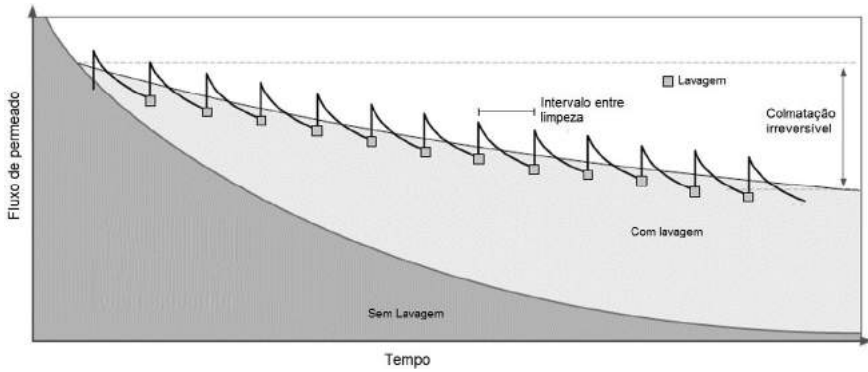
15.6.1.3. Lavagem das membranas

Em geral, um ciclo de lavagem é desencadeado quando é excedido um dos parâmetros operacionais da membrana, tal como o tempo de operação, o aumento da PTM ou a redução do fluxo de permeado.

Idealmente, o processo de lavagem restaura a PTM ou o fluxo para o nível da membrana nova. No entanto, ao longo do tempo observa-se um aumento gradual da PTM ou uma diminuição do fluxo de permeado após cada ciclo de lavagem, conforme ilustrado na Figura 15.15, indicando que nem todo material depositado e/ou adsorvido na membrana foi removido pela operação de lavagem.

A limpeza da membrana pode ser efetuada por lavagem em contracorrente com água permeada (*backwash*) e/ou por lavagem química.

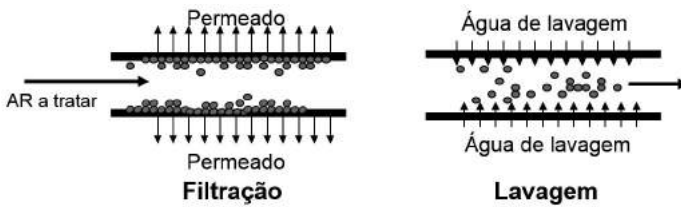
Figura 15.15 Variação do fluxo de permeado numa membrana a operar a PTM constante – sem lavagem e com lavagem em contracorrente



(Adaptada Friedrich & Pinnekamp, 2006)

A lavagem em contracorrente consiste na inversão do fluxo de permeado, arrastando o material depositado no interior da estrutura porosa ou à superfície da membrana, conforme representado na Figura 15.16.

Figura 15.16 Lavagem em contracorrente da membrana



Para minimizar a perda de filtrado e otimizar a lavagem em contracorrente é necessário controlar a pressão aplicada na inversão do fluxo, coadjuvando, por vezes, com a utilização de ar e/ou desinfetante (e.g. cloro) dissolvido sob pressão na água de lavagem, ajudando assim a remover os sólidos, a inativar microrganismos e a controlar a bio-incrustação.

A lavagem química pode recorrer a diversos produtos químicos, consoante a natureza dos poluentes causadores da colmatação. Por exemplo, o ácido cítrico é utilizado para dissolver as substâncias orgânicas e inorgânicas. No

Quadro 15.11 apresentam-se os diferentes agentes de lavagem e as substâncias eliminadas. A seleção do agente de lavagem deve ter em conta a variedade de contaminantes presentes e a compatibilidade com o material da membrana e do módulo (EPA, 2005).

Quadro 15.11 Agentes de limpeza de membranas

Agentes de lavagem	Contaminantes removidos
Ácidos – cítrico ou clorídrico	Compostos inorgânicos
Bases – hidróxido de sódio	Compostos orgânicos
Oxidantes/desinfetantes – hipoclorito de sódio, cloro gasoso, peróxido de hidrogénio	Biofilmes e compostos orgânicos
Surfactantes – diversos	Partículas inertes e compostos orgânicos

(Adaptado de EPA, 2005)

Após a lavagem das membranas – em contracorrente e/ou química – é necessário garantir a recolha e o tratamento da água de lavagem.

15.6.2. Manutenção

A manutenção das unidades de membranas inclui tarefas de limpeza e lubrificação dos diversos equipamentos, com pelo menos a frequência recomendada pelos fornecedores, e ainda a realização de testes de integridade das membranas, destinados a identificar e isolar problemas na instalação e/ou nas membranas. Os testes de integridade podem ser diretos ou indiretos.

Os testes diretos baseiam-se em técnicas não destrutivas, que exigem a paragem da unidade de membranas, o que pode conduzir a uma perda de produtividade. Estes testes podem ser classificados em dois tipos (EPA, 2005):

- testes de pressão – envolve a aplicação de pressão ou vácuo de um dos lados da membrana e a medição de perda de pressão através da membrana;

- testes de marcadores – envolve a aplicação de um marcador (e.g. marcadores moleculares) no afluente e verificação da ausência desse marcador no permeado.

Os testes indiretos de integridade são baseados na monitorização da qualidade da AR ou na eficiência das membranas. A perda da qualidade da água tratada ou a variação brusca no valor de fluxo de permeado ou da pressão podem ser uma indicação da perda de integridade da unidade.

As alterações no desempenho das membranas são devidas à colmatação e à polarização ou mesmo à degradação das membranas, como apresentado no Quadro 15.12. A degradação das membranas obriga à substituição das mesmas.

Quadro 15.12 Principais causas da degradação das membranas

Degradação	Causa
Física	Consolidação – a deformação permanente da estrutura da membrana causada pela alta pressão.
	Deterioração – a quebra da estrutura da membrana causada por colisões de matéria sólida, bem como a fadiga desagregação da estrutura da membrana causada por vibração.
	Desidratação – perda de humidade.
Química	Hidrólise – alterações causadas por reações químicas que dependem da temperatura e do pH.
	Oxidação – alterações causadas por oxidantes tais como cloro.
Biológica	Biodegradação – alteração causada por metabolitos ou microrganismos.

(Adaptado de Yamamoto *et al.*, 2011)

15.7. Exercícios

Exercício 15.7.1 – Dimensionamento de uma instalação de membranas de UF.

Dimensionar um sistema de membranas de UF para tratar uma AR. Determinar o número de módulos de membranas e de baterias necessários, tendo em conta os seguintes dados:

- $Q_p = 15\,000\text{ m}^3/\text{d}$;
- $J = 100\text{ L}/(\text{m}^2\text{ h})$;
- tempo de lavagem em contracorrente = 7 min;
- intervalo entre lavagens = 60 min;
- área por módulo de membrana = $55\text{ m}^2/\text{módulo}$.

Resolução

1. Determinação da área necessária pela expressão 15.3.

$$J = \frac{Q_p}{A} \quad (15.3)$$

$$A = \frac{15\,000\text{ m}^3/\text{d}}{0,100\text{ m}^3 / (\text{m}^2\text{ h}) \times 24\text{ h}/\text{d}} = 6\,250\text{ m}^2$$

2. Determinação o número de módulos

$$\text{Número de módulos} = \frac{6\,250\text{ m}^2}{55\text{ m}^2/\text{módulo}} = 113,6\text{ módulos}$$

3. Determinação do número de baterias a lavar durante o ciclo de lavagem (porque a limpeza é efetuada por bateria).

$$\text{Número de baterias} = \frac{60\text{ min}/\text{ciclo}}{7\text{ min}/\text{bateria}} = 8,6\text{ bateria por ciclo de lavagem}$$

No entanto, não devem ser lavadas 8,6 baterias por ciclo de 60 minutos, a fim de garantir uma certa capacidade de tratamento de reserva, da ordem de 25 %, o que equivale a 6 baterias (seriam 6,9) a lavar durante o ciclo e 2 baterias de reserva (seriam 1,7).

4. Determinação do número de módulos por bateria de membranas

$$\text{Número de módulos} = \frac{113,63 \text{ módulos}}{6 \text{ bateria}} = 18,9 = 19 \text{ módulos por bateria}$$

5. Verificação do fluxo (J)

$$J = \frac{15\,000 \text{ m}^3/\text{d}}{6 \text{ bateria} \times 19 \text{ módulos/bateria} \times 55 \text{ m}^2/\text{módulo} \times 24 \text{ h/d}} =$$
$$= 0,0997 \text{ m}^3/(\text{m}^2\text{h}) = 99,7 \text{ L}/(\text{m}^2\text{h})$$

O fluxo de permeado obtido é aproximadamente igual ao valor apresentado no enunciado ($100 \text{ L}/(\text{m}^2\text{h})$), pelo que a instalação de membranas funciona corretamente.

Resposta: A instalação de UF é constituída por 6 baterias com 19 módulos cada.

Exercício 15.7.2 – Pressão a aplicar num módulo de membranas de UF.

Dimensionar um sistema de membranas de UF para tratar uma AR com um caudal (Q) de $6\,500 \text{ m}^3/\text{d}$. Determinar o número de módulos de membrana e de baterias necessários, tendo em conta os seguintes dados:

- $Q_{\text{permeado}} = 0,85 Q$;
- $J = 3,0 \text{ m}^3/(\text{m}^2.\text{d})$;
- tempo de lavagem em contracorrente = 8 min;
- intervalo entre lavagens = 50 min;
- fator de segurança = 20 %;
- área por módulo de membrana = $50 \text{ m}^2/\text{módulo}$.

Resposta: O sistema de membranas tem uma área de $1\,841,7 \text{ m}^2$, sendo constituído por 5 baterias com 8 módulos cada.

O fluxo de permeado é de $2,8 \text{ m}^3/(\text{m}^2.\text{d})$ aproximadamente igual ao do enunciado, logo o sistema funciona corretamente.

16.1. Objetivo

A coagulação química é um processo que tem por objetivo a desestabilização de partículas coloidais em suspensão na água, possibilitando a sua subsequente floculação e remoção por decantação, flotação ou até filtração.

A coagulação é utilizada no tratamento de AR nas seguintes situações:

- aumentar a eficiência da remoção de SS na sedimentação primária e secundária;
- como tratamento preparatório para operações e processos de tratamento subsequentes, e.g. filtração;
- na desidratação das lamas.

16.2. Mecanismos da coagulação química

16.2.1. Propriedades das partículas coloidais

As partículas em suspensão coloidal presentes na AR podem ter origem natural ou artificial, serem orgânicas ou inorgânicas, caracterizando-se pela sua reduzida dimensão, da ordem de 0,01 a 1 μm (Metcalf & Eddy, 2003 e Alves, 2010). A reduzida dimensão das partículas coloidais faz com que a sua velocidade de sedimentação seja extremamente baixa, inferior a 10^{-8} m/s (Quadro 16.1), originando suspensões estáveis, de remoção gravítica praticamente impossível.

Quadro 16.1 Velocidade de sedimentação de partículas de diferente dimensão

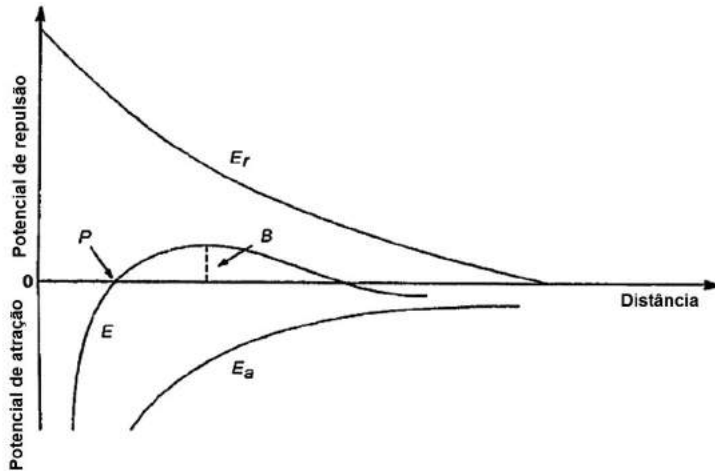
Tipo de partícula	Diâmetro (mm)	Velocidade de sedimentação	
		(m/s)	Equivalente a
Areia grossa	1	0,23	–
Areia fina	0,1	1×10^{-2}	0,6 m/min
Argila	0,01	1×10^{-4}	8,6 m/d
Coloide fino	0,0001	1×10^{-8}	0,3 m/ano
Coloide muito fino	0,00001	1×10^{-13}	3 m/milhão ano

(Adaptado de Alves, 2010)

A quantidade de SS coloidais presente numa AR varia entre 10^{12} a 10^6 partículas por mL, dependendo do ponto da fileira de tratamento em que se toma a amostra de AR (Metcalf & Eddy, 2003).

As partículas coloidais tendem a desenvolver uma carga elétrica à sua superfície, geralmente negativa, o que constitui um fator determinante da estabilidade da sua manutenção em suspensão na água. Efetivamente, da existência de cargas elétricas negativas à superfície da partícula resulta que as forças de repulsão eletrostática (E_r) entre partículas são superiores às forças de atração – forças de *van der Waals* (E_a), pelo que as partículas se mantêm em suspensão de forma estável, não tendo tendência para se agregarem. Quando as partículas se aproximam as forças de repulsão são as predominantes até se ultrapassar a distância crítica (P), após a qual se vence a barreira de energia que impede a aproximação, passando as forças atrativas a prevalecerem, conforme representado na Figura 16.1.

Figura 16.1 Variação com a distância da energia de interação entre partículas



- E_r – forças de repulsão devidas à carga dos coloides;
- E_a – forças de *van der Waals*;
- E – resultante do sistema de forças;
- P – distância crítica entre duas partículas que deve ser vencida para que haja atração;
- B – energia mínima para agregação das partículas.

(Alves, 2010)

As partículas coloidais podem apresentar diversas formas – esféricas, cilíndricas, elipsoidais, espirais mais ou menos enroladas, etc. – o que condiciona as propriedades elétricas das partículas e a sua interação com o solvente.

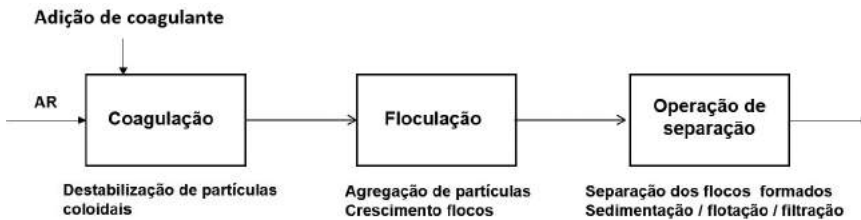
A dimensão das partículas, juntamente com a sua quantidade, forma e interações com o solvente, são os fatores que determinam as características da suspensão coloidal e os métodos mais apropriados para a sua remoção.

Do ponto de vista da interação entre as partículas coloidais e a água, as partículas coloidais podem classificar-se em hidrófilas (como o amido, resinas, proteínas, polieletrólitos) e hidrófobas (como hidróxidos e sulfuretos metálicos), consoante existe tendência para atração ou para repulsão eletrostática entre a partícula coloidal e as moléculas de água.

16.2.2. Desestabilização das partículas coloidais

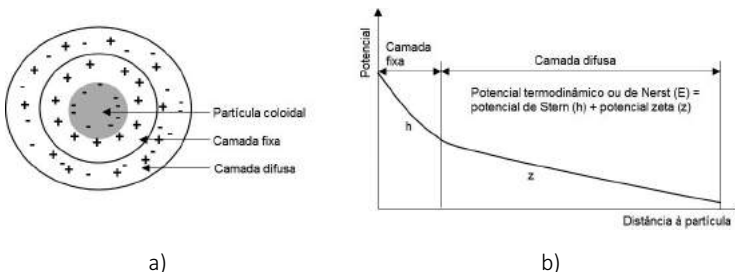
A remoção das partículas coloidais da água requer uma sequência de processos e operações unitárias de tratamento, que se inicia com a desestabilização da suspensão, através da adição de um coagulante, processo designado por **coagulação química**, seguido da agregação das partículas coloidais desestabilizadas em flocos com dimensões e densidades adequadas para poderem ser removidas, numa operação denominada **floculação** (Capítulo 17) e completada pela separação dos flocos por decantação (Capítulo 11), flotação (Capítulo 12) ou filtração (Capítulo 14), conforme esquematizado na Figura 16.2.

Figura 16.2 Processo de coagulação e flocculação



Quando a partícula coloidal desenvolve carga elétrica à sua superfície (geralmente negativa) passa a constituir um núcleo rodeado de uma dupla camada de iões, pois a partícula coloidal atrai iões de carga contrária, os quais aderem à sua superfície por forças de atração eletrostática e de *van der Waals*, formando a chamada camada fixa ou de Stern, em torno da qual se forma uma camada de iões mais difusa, conforme representado na Figura 16.3 a).

Figura 16.3 Partícula coloidal: a) modelo da dupla camada e b) potencial associado

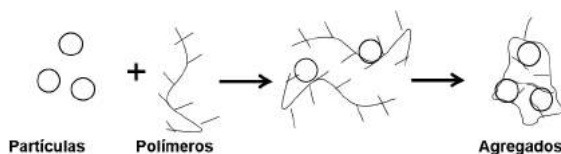


A magnitude da carga elétrica da partícula coloidal e da dupla camada de íons que a envolve determina a estabilidade da suspensão das partículas na água, podendo ser avaliada pela diferença de potencial elétrico existente entre a parte imóvel da dupla camada do coloide e o seio da solução, conhecida como potencial zeta (ζ). O **potencial zeta** é uma medida tanto da carga elétrica da partícula como da distância até onde se estende o efeito dessa carga (Figura 16.3 b)). A força iônica do meio influencia a extensão da dupla camada de íons.

A adição de determinados íons à água (e o conseqüente aumento da força iônica) pode baixar o potencial zeta, assim reduzindo a distância de influência das forças de repulsão eletrostática entre partículas coloidais (entendidas no conjunto com a sua dupla camada) e facilitando a atração entre as mesmas. A adição desses íons pode influenciar o potencial zeta através de quatro mecanismos diferentes, mas que podem ocorrer em simultâneo (Howe *et al.*, 2012):

- neutralização das cargas superficiais da partícula coloidal, reduzindo as forças de repulsão entre partículas;
- compressão da dupla camada, pela redução da espessura da camada difusa, pois a presença de mais íons em solução diminui o volume da camada difusa, diminuindo as forças de repulsão;
- aprisionamento das partículas num precipitado – inclusão dos coloides numa rede formada pela rápida precipitação do coagulante, sendo o que acontece, por exemplo, com a formação do precipitado de $\text{Fe}(\text{OH})_3$ por adição do coagulante FeCl_3 ;
- adsorção e formação de pontes entre as partículas – este mecanismo ocorre quando se utiliza um polímero sintético de cadeia linear fortemente ramificada, com grupos de átomos capazes de interagir com a superfície da partícula coloidal, conforme representado na Figura 16.4.

Figura 16.4 Formação de agregados polímero-partículas por pontes



Os mecanismos das reações entre os íons metálicos e as partículas coloidais são complexos, mas pode dizer-se que os íons adequados a induzir os efeitos de redução do potencial zeta sobre a suspensão de partículas coloidais devem ter carga contrária à do coloide, sendo o seu efeito tanto mais acentuado quanto maior for a carga do íão adicionado, o que é conhecido como a lei de Shultze-Hardy. Assim se explica o facto de os coagulantes de íons metálicos mais eficazes serem sais de íons metálicos trivalentes, como o Al^{3+} e o Fe^{3+} .

16.2.3. Fatores que condicionam a coagulação química

Além do potencial zeta da solução e da afinidade do coloide com a água, a coagulação é influenciada pelo pH e temperatura da água, concentração de SS coloidais, tipo e dose de coagulante, bem como pelo tempo de mistura dos reagentes com a AR e a velocidade de agitação.

pH da água

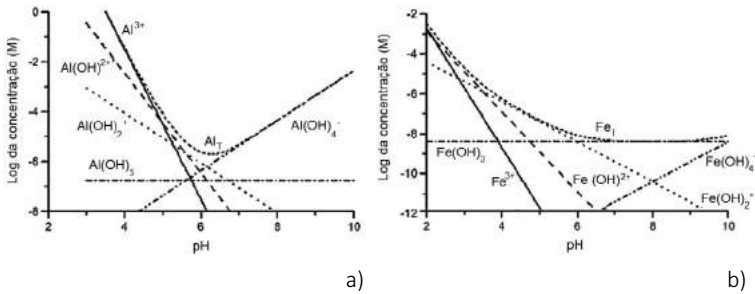
O pH da AR que recebe o coagulante pode ser o fator mais importante na eficiência do processo de coagulação. Quando a coagulação não ocorre na zona de pH ótima para o coagulante a eficiência de coagulação é reduzida, o que geralmente resulta num desperdício de reagentes e inferior qualidade do efluente.

Os sais metálicos usados como coagulantes originam um abaixamento de pH, parcialmente compensado pela alcalinidade da AR. Conforme ilustrado na Figura 16.5, o intervalo de pH favorável à precipitação de Al^{3+} varia entre 5 a cerca de 7, sendo o pH = 6 o correspondente à solubilidade mínima do precipitado. Para o precipitado de Fe^{3+} a solubilidade mínima ocorre a pH = 8, no intervalo entre 7 a 9. Fora destes intervalos, ou seja para:

- valores de pH < 5 ou > 7, para coagulantes de Al;
- valores de pH < 7 ou > 8, para coagulantes de Fe;

os íons destes metais mantêm-se em solução, não formando precipitado de hidróxido, perdendo-se a ação de aprisionamento das partículas coloidais.

Figura 16.5 Diagramas de equilíbrio de solubilidade em água dos hidróxidos de: a) alumínio e b) ferro



(Adaptada de Duana e Gregory, 2003)

Em alguns casos, o abaixamento do pH produzido pela adição do coagulante de cátions metálicos pode ser suficiente para que o pH se situe no intervalo pretendido. Por outro lado, se a AR não possuir alcalinidade suficiente para compensar este abaixamento do pH e mantiver o pH dentro dos intervalos atrás mencionados, pode não ser possível a formação de hidróxido necessário à coagulação. Por consequência, em muitas estações de tratamento é necessário ajustar o valor do pH antes ou conjuntamente com a adição do coagulante, o que requer a adição de um álcali, como a cal ou a soda cáustica, ou de ácidos, como o ácido sulfúrico, consoante seja necessário elevar ou baixar o pH da AR, respetivamente. No Quadro 16.2 indicam-se os intervalos de valores de pH ótimos para a coagulação com os coagulantes de ferro e de alumínio mais utilizados.

Quadro 16.2 pH ótimo para coagulantes metálicos

Coagulante	pH
Sulfato de alumínio	4,0 – 7,0
Sulfato ferroso	≥ 8,5
Sulfato ferroso clorado	3,5 – 6,5 e ≥ 8,5
Cloreto férrico	3,5 – 6,5 e ≥ 8,5
Sulfato férrico	3,5 – 7,0 e ≥ 8,5

(Adaptado de Wang *et al.*, 2005 e Alves, 2010)

Temperatura da água

A coagulação química é desfavorecida em AR de baixa temperatura, porque as reações decorrem mais lentamente a baixa temperatura, mas também porque o aumento da viscosidade da água com o abaixamento da temperatura dificulta não só a mistura uniforme do coagulante na água como a sedimentabilidade dos flocos formados. O resultado é que o processo de coagulação se torna menos eficiente a baixas temperaturas, e maiores dosagens de coagulante são geralmente necessárias para compensar este efeito.

Concentração de SS coloidais

Geralmente, concentrações de SS mais elevadas requerem a adição de doses de coagulantes mais elevadas. No entanto, a relação entre a concentração de SS e a dosagem ótima de coagulante não é linearmente proporcional, conforme se refere na secção seguinte, pelo que é necessário a determinação da dose de coagulante em ensaios laboratoriais.

Tipo e dose do coagulante

A seleção do coagulante adequado é importante, na medida em que a composição química da AR não é constante e é necessário manter a eficiência do processo de coagulação em compatibilidade com a variação das características da AR. Assim, na seleção do coagulante há que atender às características químicas da AR, nomeadamente o pH e a alcalinidade, a variação diária e sazonal da temperatura, mas também à disponibilidade do reagente no mercado e ao seu custo, bem como ao tipo de operação de separação dos SS previsto após a coagulação-floculação.

Os sais de ferro, como o cloreto férrico (FeCl_3), cujo intervalo de pH ótimo é bastante alargado, são mais utilizados como coagulantes no tratamento da fase líquida das AR, sendo os polímeros orgânicos atualmente muito utilizados no tratamento de lamas.

Além da seleção do coagulante é também muito importante selecionar a dose de reagente a adicionar à água, pois o uso de quantidade excessiva de coagulante tem um efeito contraproducente, visto provocar a inversão das cargas elétricas da dupla camada das partículas coloidais, continuando estas a repelir-se. A seleção do tipo e da dose de coagulante, do pH ótimo e do grau de agitação, deve ser efetuada experimentalmente em ensaios laboratoriais, conhecidos como ensaios de *jar-test* (Figura 16.6). Os ensaios

em *jar-test* consistem na observação visual ou instrumental, em diversos copos de igual volume de AR, da remoção mais eficiente das partículas coloidais em condições de diferentes tipo e dose de coagulante, pH e grau de agitação.

Figura 16.6 Equipamento laboratorial *jar-test*



Adição de adjuvantes da coagulação

A eficiência da coagulação pode beneficiar pela adição à água (além do coagulante e do corretor do pH) de substâncias que melhoram a velocidade da reação do coagulante com as partículas coloidais, as quais são designadas por adjuvantes da coagulação, que podem ser naturais ou sintéticos, de que são exemplo do primeiro grupo o calcário pulverizado, a bentonite e a sílica e certas argilas, e os polieletrólitos do segundo grupo.

Efeitos de mistura

A dispersão homogênea do coagulante na AR é essencial à eficiência do processo de coagulação, de contrário torna-se necessário utilizar dosagens de coagulantes superiores para se alcançar o nível pretendido de eficiência da remoção dos SS coloidais. Essa dispersão homogênea é conseguida pela operação de mistura rápida do reagente na água (ver Capítulo 8).

16.2.4. Vantagens e desvantagens da coagulação química

A inclusão de coagulação química antes da operação de decantação primária pode aumentar extraordinariamente a eficiência de remoção de SS, CBO e CQO no tratamento primário, conforme se compara no Quadro 16.3. Por outro lado, o inconveniente da inclusão da coagulação química antes da decantação primária resulta no aumento da produção de lamas

primárias, de difícil desidratação e no consequente aumento de custos de operação. Este aumento de produção de lamas deve ser considerado no dimensionamento dos decantadores e/ou dos digestores.

Quadro 16.3 Aumento da eficiência de remoção de poluentes com coagulação química

Parâmetro	Eficiência de remoção (%)	
	Sem coagulação	Com coagulação
SS	40 – 70	60 – 90
CBO	25 – 40	40 – 70
CQO	–	30 – 60
P	5 – 10	70 – 90

(Adaptado de Vesilind, 2003)

16.3. Tipologia dos reagentes utilizados na coagulação química

Os reagentes utilizados na coagulação podem ser classificados em:

- coagulantes – compostos responsáveis por destabilizar a suspensão coloidal;
- corretores do pH – geralmente alcalinos, pois a adição de coagulantes metálicos baixa o pH da água;
- adjuvantes da coagulação.

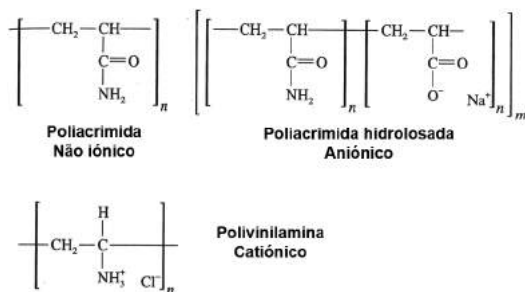
Os coagulantes não devem ser tóxicos para o Homem nem para o meio ambiente, não devendo danificar as instalações, por corrosão ou incrustação. Existem coagulantes orgânicos, como os polieletrólitos (iônicos ou não iônicos), de que são exemplo as poliacrilamidas e coagulantes inorgânicos, como os sais de alumínio e ferro.

Os polieletrólitos (Figura 16.7) podem ser utilizados isoladamente como coagulantes ou como floculantes.

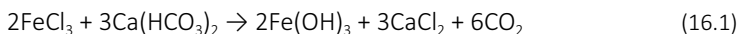
Os sais de Al e de Fe têm sido mais usados na clarificação de águas para abastecimento público e industrial. No tratamento de AR têm sido utiliza-

dos principalmente na remoção de fósforo, mas também de SSV. Deste tipo de coagulantes, o mais utilizado em AR é o cloreto férrico, pela amplitude do intervalo de pH ótimo (ver Quadro 16.2) e por ser compatível com a presença de sulfureto de hidrogénio na água.

Figura 16.7 Polieletrólitos utilizados como coagulantes



O cloreto férrico reage como um ácido na água, reduzindo a alcalinidade da solução, de acordo com a expressão 16.1.



O calcário em pó constitui um bom adjuvante da coagulação com cloreto férrico.

16.4. Disposições construtivas

A realização do processo de coagulação requer uma unidade que englobe instalações para: armazenamento dos reagentes; preparação das soluções desses reagentes a adicionar à AR ou às lamas a tratar; mistura dos reagentes com a AR ou as lamas. No Capítulo 20 são apresentadas as disposições construtivas relevantes para este tipo de instalações.

16.5. Dimensionamento de instalações de coagulação

O dimensionamento de instalações de coagulação consiste essencialmente na determinação das doses de reagentes a adicionar e da instalação de mistura desses reagentes com o líquido a tratar.

A dose de coagulante é determinada pelos resultados de *jar-test*, que também indica a velocidade de agitação que deve ser adotada na mistura dos reagentes e a dose de corretor do pH, embora esta também possa ser determinada estequiometricamente, com base no conhecimento da alcalinidade da AR ou das lamas.

O dimensionamento do dispositivo de mistura dos reagentes é o indicado na secção 8.5.

Na secção 16.7 apresenta-se um exemplo de dimensionamento de uma instalação de coagulação de uma AR.

16.6. Requisitos de O&M

Os requisitos de O&M de uma instalação de coagulação são os indicados na secção 8.6 para a operação de mistura rápida.

16.7. Exercícios

Exercício 16.7.1 – Cálculo do consumo de reagentes e do precipitado formado numa instalação de coagulação

Num *jar-test* testaram-se doses distintas de cloreto férrico, verificando-se que o copo com menor turvação residual tinha sido doseado com 16,2 mg/L de coagulante.

Determinar:

- O consumo deste reagente numa ETAR que trata diariamente um caudal de 50 000 m³;
- A alcalinidade consumida no doseamento;
- O precipitado formado.

Resolução:

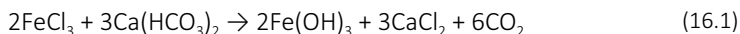
- Consumo diário de cloreto férrico

$$\begin{aligned} \text{Dose de cloreto férrico} &= 16,2 \text{ mg/L} = 16,2 \text{ g/m}^3 \\ 50 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{d} \times 16,2 \text{ g/m}^3 &= 810 \times 10^3 \text{ g/d} = 810 \text{ kg/d} \end{aligned}$$

Resposta: A ETAR consome diariamente 810 kg de FeCl₃

b) A alcalinidade consumida no doseamento

Quando se adiciona FeCl_3 à AR tem lugar a reação apresentada pela expressão 16.1.



Que mostra que:

1 mol de FeCl_3 consome $3/2$ mol de $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ ou seja de alcalinidade (HCO_3^-).

mm – massa molecular

$$\text{mm do } \text{FeCl}_3 = 55,85 + 3 \times 35,5 = 162,4$$

MM = Massa Molar = massa molecular em grama

$$\text{MM do } \text{FeCl}_3 = 162,4 \text{ g/mol} = 162,4 \text{ kg/kmol}$$

$$16,2 \text{ g de } \text{FeCl}_3 \Leftrightarrow 16,2 / 162,4 = 0,1 \text{ mol de } \text{FeCl}_3$$

$$\text{MM da alcalinidade } \text{Ca}(\text{HCO}_3)_2 = 40 + 2 \times (1 + 12 + 3 \times 16) = 162 \text{ g/mol} = 162 \text{ kg/kmol}$$

$$0,1 \text{ mol de } \text{FeCl}_3 \text{ consome } 0,1 \times 3/2 \text{ mol de } \text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$$

$$0,1 \times 162,4 \text{ g/mol de } \text{FeCl}_3 \text{ consome } 0,1 \times 1,5 \times 162 \text{ g/mol de } \text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$$

$$16,24 \text{ g de } \text{FeCl}_3 \text{ consome } 24,3 \text{ g de } \text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$$

$$16,24 \text{ kg de } \text{FeCl}_3 \text{ consome } 24,3 \text{ kg de } \text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$$

$$810 \text{ kg/d de } \text{FeCl}_3 \text{ consome } 1\,212 \text{ kg/d de } \text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$$

Resposta: A alcalinidade consumida diariamente é de 1 212 kg/d de $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$

c) O precipitado formado.

A expressão 16.1 mostra que:

1 mol de FeCl_3 dá origem a 1 mol de precipitado $\text{Fe}(\text{OH})_3$

$\text{MM Fe}(\text{OH})_3 = 55,85 + 3 \times (16 + 1) = 106,85 \text{ g/mol}$

$106,85 \text{ g/mol} = 106,85 \text{ kg/kmol}$

162,4 kg de FeCl_3 dá origem a 106,85 kg de $\text{Fe}(\text{OH})_3$

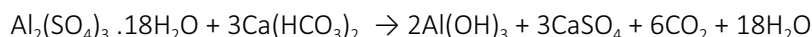
810 kg de FeCl_3 dá origem a 532,9 kg de $\text{Fe}(\text{OH})_3$

Resposta: Diariamente são produzidos 533 kg de $\text{Fe}(\text{OH})_3$ precipitado.

Exercício 16.7.2 – Cálculo do consumo de reagentes e do precipitado formado numa instalação de coagulação

Num *jar-test* testaram-se doses distintas de sulfato de alumínio ($\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$), verificando-se que o copo com menor turvação residual tinha sido doseado com 13,5 mg/L de coagulante.

Determinar:



- O consumo desse reagente numa ETAR que trata diariamente um caudal de 20 000 m³;
- A alcalinidade consumida no doseamento;
- O precipitado formado.

Resposta:

- O consumo de sulfato de alumínio é de 270 kg/d;
- A alcalinidade consumida no doseamento é de 148 kg/d HCO_3^- ;
- O precipitado formado é de 63,2 kg/d $\text{Al}(\text{OH})_3$.

17.1. Objetivo

A floculação é a operação destinada a promover a agregação em flocos dos microcoágulos formados no processo de coagulação (Capítulo 16), possibilitando a sua subsequente remoção por decantação, flotação ou filtração.

17.2. Mecanismos da floculação

Os microcoágulos formados no processo de coagulação são partículas desestabilizadas, de dimensão igual ou superior à dos SS coloidais que foram desestabilizados pela adição de um coagulante. A agregação dos coágulos desestabilizados em flocos é devida à colisão entre estas partículas promovida por uma agitação suave do líquido, a qual pode ser realizada por dissipação de energia hidráulica, mecânica ou pneumática, de forma análoga à operação de mistura, mas mais moderada, a fim de evitar a indesejável desagregação dos flocos. Esta é a razão pela qual a floculação era tradicionalmente denominada por “mistura lenta”, designação que caiu em desuso, por o objetivo da operação não ser a homogeneização de fases, mas sim a aglomeração de coágulos em flocos.

Sendo o gradiente de velocidade G (expressão 8.1) o parâmetro que permite avaliar o grau de dissipação de energia na agitação da AR, determina o número total de colisões entre partículas durante um determinado intervalo de tempo. Nas câmaras de floculação o valor de G assume valores significativamente mais baixos que na mistura rápida, variando geralmente entre 10 a 60 /s.

A eficiência da floculação depende, naturalmente, do produto de $G \times t$, em que t é o tempo de retenção da AR na câmara de floculação, o qual varia geralmente entre 15 a 45 minutos. Um valor de G elevado e um tempo de retenção reduzido origina a formação de flocos pequenos e densos, ao passo que um baixo valor de G conjugado com um t elevado produz flocos grandes e menos densos.

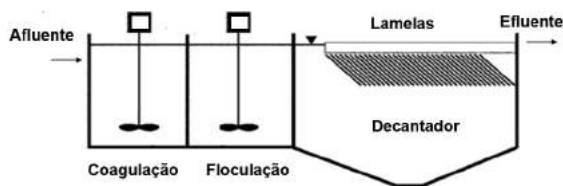
Embora não seja obrigatório em todos os casos, pois o mecanismo predominante da floculação assenta na colisão de partículas, a eficiência da floculação pode aumentar através da adição de substâncias que melho-

ram a qualidade do microfoco formado, tornando-o mais volumoso, mais pesado e mais consistente. Tais substâncias são conhecidas como **floculantes**. Os flocculantes podem ser de produtos naturais, como a sílica, a bentonite, certas argilas, o CaCO_3 (que constitui um bom flocculante com o coagulante cloreto férrico) e o carvão ativado em pó, mas também de origem sintética, como os polieletrólitos. Estes são cada vez mais utilizados como flocculantes, pois apresentam a vantagem de minimizar a produção de lamas e os custos em reagentes.

17.3. Tipologia dos flocculadores

Os flocculadores consistem em tanques, geralmente de planta quadrada ou retangular, equipados com agitador mecânico, insuflação de ar ou biogás (no espessamento de lamas) ou com simples agitação hidráulica provocada pelo escoamento em canal com chicanas, em tudo semelhantes às câmaras de mistura rápida (ver secção 8.3), exceto no que concerne ao valor atingido pelo gradiente de velocidade G , que é aqui muito mais baixo. Também existem decantadores, geralmente patenteados, que incorporam a coagulação e a flocculação, conforme exemplificado na Figura 17.1.

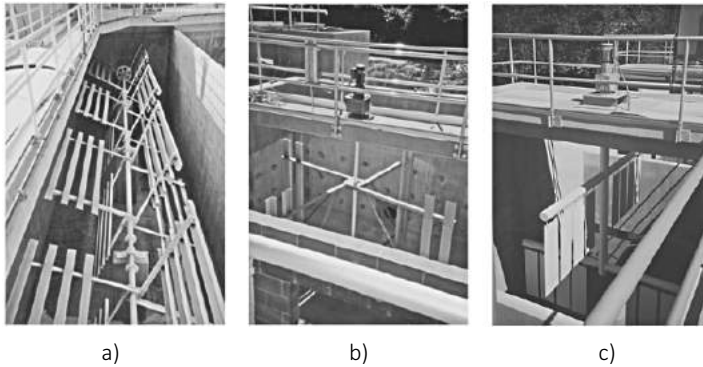
Figura 17.1 Coagulação e flocculação combinada com decantador lamelar



Os agitadores mecânicos de flocculadores mecanizados podem ser substituídos por hélices, turbinas ou roda de pás fixas a um eixo que gira na horizontal ou na vertical, conforme ilustrado na Figura 17.2.

Há ainda a referir os flocculadores de balanceiro, cujo agitador é constituído por pás horizontais que se movem num movimento de vai e vem para cima e para baixo (Figura 17.3).

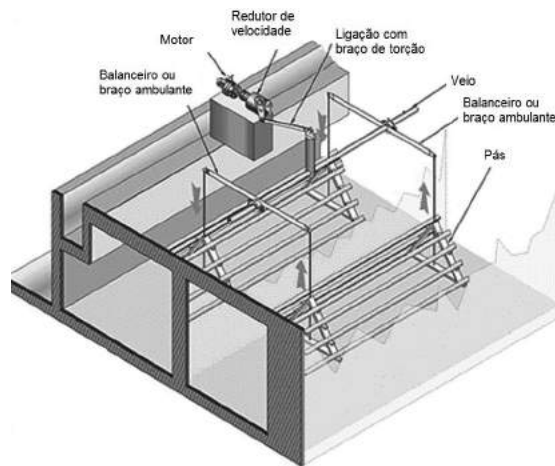
Figura 17.2 Floculador mecanizado com roda de pás: a) horizontal, b) e c) vertical



(AMWELL. A Division of McNish Corp citado por Howe *et al.*, 2012)

No tratamento de caudais elevados de AR o volume do floculador deve ser dividido por várias câmaras de floculação em série, com agitadores de funcionamento independente, devendo a agitação poder ser regulável e decrescente de uma câmara para a seguinte, para evitar a fragmentação dos flocos.

Figura 17.3 Floculador de balanceiro



(Jim Myers & Sons, Inc citado por Alves, 2010)

Os flocladores de câmaras de chicanas apresentam a vantagem de consumo nulo em energia elétrica, mas a desvantagem de introduzirem uma perda de carga significativa. As chicanas ou defletores podem permitir o escoamento horizontal ou vertical da água. Na Figura 17.4 mostra-se um floclador hidráulico com chicanas horizontais.

Figura 17.4 Floclador hidráulico de chicanas



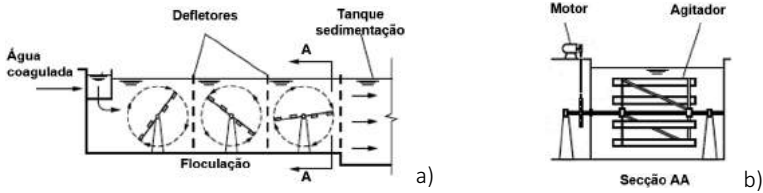
17.4. Disposições construtivas

As paredes das câmaras de floclação são geralmente construídas em betão, interiormente protegidas com revestimento anticorrosão. Os agitadores mecânicos devem também ser resistentes à corrosão.

Os motores que acionam os agitadores devem ser localizados acima do nível da água ou em câmara seca adjacente à câmara de floclação, a qual deve ser suficientemente espaçosa para possibilitar ações de manutenção e reparação.

Para minimizar a ocorrência de curto-circuito hidráulico nos flocladores mecanizados é aconselhável um mínimo de três câmaras em série ou a inserção de defletores como representado na Figura 17.5.

Figura 17.5 Floculador mecanizado com defletores corte: a) longitudinal e b) transversal



(Adaptada de Howe *et al.*, 2012)

17.5. Dimensionamento de floculadores

17.5.1. Floculadores mecânicos

O dimensionamento de instalações de floculação consiste essencialmente na determinação do volume da câmara de floculação e da potência de agitação, no respeito dos critérios relativos ao valor de G indicados no Quadro 17.1.

A potência de agitação de floculadores mecanizados depende da força de atrito e da velocidade das pás em relação ao fluido, a qual é inferior à velocidade das pás, geralmente da ordem de 75 % da velocidade das pás. A potência de agitação pode ser calculada pela expressão 17.1.

$$P = \frac{1}{2} C_A A_{pás} \rho v_r^3 \quad (17.1)$$

Em que:

P – potência (W);

C_A – coeficiente de atrito;

$A_{pás}$ – área das pás (m^2);

ρ – massa volúmica da água (kg/m^3);

v_r – velocidade relativa das pás em relação ao fluido (m/s).

Quadro 17.1 Parâmetros de dimensionamento de flocladores mecanizados

Parâmetro		Unidades	Valores
Gradiente de velocidade	G	1/s	50 – 100
Tempo de retenção	t	min	30 – 60
Velocidade rotacional		rpm	10 – 30
Comprimento / Largura	C / L		1 – 1,25
Diâmetro da roda de pás / diâmetro equivalente do tanque	D / D _E		0,35 – 0,56
Altura da roda / diâmetro equivalente do tanque	H / D _E		0,9 – 1,1
Velocidade relativa das pás	v _r	m/s	< 1

(Adaptado de Metcalf & Eddy, 2003)

17.5.2. Flocladores hidráulicos

O gradiente de velocidade G de um floclador hidráulico é traduzido pela expressão 17.2.

$$G = \sqrt{\frac{Q \rho g \Delta H}{\mu V}} \quad (17.2)$$

Em que:

- Q – caudal a tratar;
- ρ – massa volúmica da AR;
- g – aceleração da gravidade;
- ΔH – perda de carga;
- μ – viscosidade da AR;
- V – volume útil do floclador.

No Quadro 17.2 apresentam-se os critérios de dimensionamento recomendados para flocladores hidráulicos com chicanas.

Quadro 17.2 Critérios de dimensionamento para floculadores com chicanas

Parâmetro	Unidades	Valores
Distância entre defletores	m	> 0,45
Profundidade útil	m	>1
Velocidade da água	m/s	0,15 – 0,45
Distância livre do deflector à parede	m	1,5 × distância entre defletores

(Alves, 2005)

A perda de carga introduzida por um floculador de chicanas pode ser calculada pela expressão 17.3.

$$\Delta H = \frac{nk v^2}{2g} \quad (17.2)$$

Em que:

ΔH – perda de carga;

n – número de vezes que a água muda de direção;

k – constante dependente da geometria do tanque (geralmente entre 2 e 4);

v – velocidade de escoamento.

Na secção 17.7 apresenta-se um exemplo de dimensionamento de uma instalação de floculação de uma AR.

17.6. Requisitos de O&M

Os requisitos de operação de um floculador consistem essencialmente no controlo do gradiente de velocidade, através da monitorização da potência de agitação, o que só é possível no caso dos floculadores mecânicos. Esta falta de flexibilidade dos floculadores hidráulicos significa uma desvantagem dos mesmos, pois o seu desempenho só será o previsto se o caudal e qualidade da água se mantiverem constantes.

A manutenção destas instalações consiste na realização das ações de lubrificação dos equipamentos eletromecânicos e outras recomendadas pelos fornecedores dos equipamentos, e na limpeza periódica dos tanques, para

o que é recomendável dispor de mangueira de água pressurizada junto da instalação de floculação.

17.7. Exercícios

Exercício 17.7.1 – Determinação da potência de agitação

Determinar a potência de agitação teórica necessária para alcançar um gradiente de velocidade (G) de 110 1/s num tanque de floculação com um volume de 2 500 m³. Considerar que a temperatura média da água no inverno e no verão é de 10 e 20 °C, respetivamente

Resolução:

a) Determinação da potência de agitação para T = 10 °C (expressão 8.1).

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}} \Leftrightarrow P = G^2 \mu V$$

A viscosidade para T = 10 °C obtém-se do Quadro I.2 do Anexo I:

$$\mu = 1,307 \times 10^{-3} \text{ N.s/m}^2$$

$$P = 110^2 (1/s)^2 \times 1,307 \times 10^{-3} \text{ N.s/m}^2 \times 2\,500 \text{ m}^3 = 39\,537 \text{ W}$$

$$\text{Resposta: } W = 39,5 \text{ kW}$$

b) Determinar a potência de agitação para T = 20 °C (expressão 8.1).

Para T = 10 °C

a viscosidade é obtida a partir do Quadro I.2 do Anexo I:

$$\mu = 1,002 \times 10^{-3} \text{ N.s/m}^2$$

$$P = 110^2 (1/s)^2 \times 1,002 \times 10^{-3} \text{ N.s/m}^2 \times 2\,500 \text{ m}^3 = 30\,311 \text{ W}$$

$$P = 30,3 \text{ kW}$$

Resposta: Verifica-se que a potência de agitação requerida no verão é 9,2 kW mais baixa que no inverno.

Exercício 17.7.2 – Dimensionamento de um flocculador mecânico

Pretende-se dimensionar um flocculador mecânico para um tanque com um volume de 3 500 m³. Determinar a potência necessária e a área das pás para alcançar um gradiente de velocidade (G) de 60 1/s. Considerar os seguintes dados: temperatura da água de 15 °C, coeficiente de atrito (C_A) para pás retangulares de 1,8, velocidade típica das pás (v) de 0,6 m/s e velocidade relativa das pás é 0,65 de v.

Resolução:

a) Determinar a potência de agitação para T = 15 °C (expressão 8.1).

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}} \Leftrightarrow P = G^2 \mu V$$

Para T = 15 °C

$\mu = 1,139 \times 10^{-3}$ N.s/m² (Anexo I, Quadro I.2)

$$P = 60^2(1/s)^2 \times 1,139 \times 10^{-3}Ns/m^2 \times 3\,500\,m^3 = 14\,351\,W$$

Resposta: P = 14,4 kW

b) Determinação da área das pás (expressão 17.1).

$$P = \frac{1}{2} C_A A_{pás} \rho v_r^3 \quad (17.1)$$

Para T = 15 °C

$\rho = 999,1$ kg/m³ (Anexo I, Quadro I.2)

$$A = \frac{2P}{C_A \rho v_r^3} = \frac{2 \times 14\,351\,kg/(m^2s^3)}{1,8 \times 999,1\,kg/m^3 \times (0,65 \times 0,6)^3 (m/s)^3}$$

$$A = 269,1\,m^2$$

Resposta: A área é de 269 m².

18.1. Objetivo

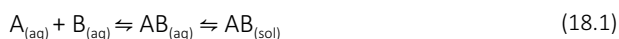
A precipitação química é um processo de tratamento de AR que tem como objetivo a remoção de poluentes dissolvidos e/ou em suspensão, convertendo-os em precipitados, que são insolúveis e podem ser posteriormente separados por decantação (Capítulo 11) e/ou filtração (Capítulo 14).

18.2. Mecanismos da precipitação

18.2.1. Equilíbrio de solubilidade

Os mecanismos que explicam as reações de precipitação química são assaz complexos. Procurando simplificar de um modo pragmático, considere-se um composto AB formado pelos constituintes A e B, que se introduz na água (AB pode ser um poluente presente numa AR). AB dissolver-se-á na água até ser atingido o seu limite de solubilidade⁵⁶.

Na solução encontra-se o composto $AB_{(aq)}$ e também os constituintes $A_{(aq)}$ e $B_{(aq)}$. Quando a concentração das espécies $A_{(aq)}$ e $B_{(aq)}$ em solução excede a solubilidade de AB, a solução fica sobressaturada em $AB_{(aq)}$ e ocorre a formação de um precipitado de $AB_{(sol)}$, estabelecendo-se um equilíbrio entre o precipitado e a solução no qual se forma. Este equilíbrio é atingido quando a tendência do composto sólido $AB_{(sol)}$ em dissolver-se for igual à tendência dos constituintes $A_{(aq)}$ e $B_{(aq)}$ em solução de reconstituírem o precipitado AB, conforme traduzido pela expressão 18.1.



Para esta dissociação de AB nos seus constituintes A e B por dissolução haverá uma constante de equilíbrio K, designada por **produto de solubilidade** (K_s), dada pela expressão 18.2, em que [A] e [B] representam a concentração molar das substâncias A e B.

$$K_s = [A][B] \quad (18.2)$$

⁵⁶ A **solubilidade** é definida como a quantidade máxima de uma substância que é possível dissolver num determinado volume de água, a uma dada temperatura, ficando a solução saturada. Exprime-se em g/L ou mol/L.

O produto de solubilidade K_s tem um valor constante para cada par de valores de temperatura e de pressão. No Anexo VI apresenta-se o Quadro VI.1 com valores de produtos de solubilidade de diversas substâncias.

A expressão 18.2 mostra claramente que, se a concentração [A] e de [B] for tal que o seu produto excede K_s , o estabelecimento do equilíbrio obriga a uma redução da concentração desses constituintes na solução, por meio da formação do precipitado sólido de $AB_{(sol)}$. Por conseguinte, a concentração remanescente dos constituintes $A_{(aq)}$ e $B_{(aq)}$ em solução depende da concentração de $AB_{(aq)}$ em solução, que é controlada pela solubilidade de $AB_{(sol)}$.

Compreende-se assim que para se dar a remoção de um poluente AB por precipitação haverá que provocar uma alteração no equilíbrio das espécies $A_{(aq)}$, $B_{(aq)}$ e $AB_{(aq)}$ presentes em solução na AR, para induzir a formação do precipitado $AB_{(sol)}$. Essa alteração ocorre quer através do ajuste das concentrações das espécies em solução, por reações induzidas pela adição de reagentes, quer por alteração de outras condições, como a temperatura da água (que altera o valor de K_s).

A força motriz da precipitação (P) pode ser expressa pelo grau de sobresaturação, representada pela relação entre a concentração da solução e a concentração de saturação, conforme a expressão 18.3.

$$P = C / C_s \quad (18.3)$$

Em que:

- P – força motriz da precipitação;
- C – concentração da solução, mol/L ou mg/L;
- C_s – concentração de saturação, mol/L ou mg/L.

O valor de P indica a possibilidade da precipitação:

- $P < 1$ a solução está insaturada e a precipitação não ocorre;
- $P = 1$ a solução está em equilíbrio;
- $P > 1$ a solução está sobresaturada, ocorrendo a precipitação do soluto.

18.2.2. Fatores que afetam a solubilidade dos precipitados

O equilíbrio de solubilidade da expressão 18.2 é afetado por fatores dependentes das condições da solução e por fatores dependentes das condições do precipitado. Entre os primeiros há a considerar os seguintes efeitos: força iônica da solução; o chamado efeito do íon comum; presença de complexantes; pH da solução; e temperatura. Entre os fatores dependentes das condições do precipitado contam-se: o grau de hidratação; o polimorfismo ou alotropia; a dimensão das partículas do precipitado; e a possibilidade de reação química com o solvente e/ou substâncias em solução.

Força iônica

A força iônica é uma medida do campo elétrico induzido pelos íons existentes na solução. É definida como a semissoma dos termos resultantes da multiplicação da concentração molar de cada íon presente pelo quadrado de sua carga, conforme a expressão 18.4.

$$I = 1/2 \sum M_i z_i^2 \quad (18.4)$$

Em que:

I – força iônica;

M_i – molaridade de cada espécie iônica i;

z_i – carga iônica de cada espécie iônica i.

De uma forma geral, o aumento da força iônica da solução diminui a concentração efetiva das espécies presentes. Como consequência, a solubilidade de um composto aumenta com o aumento da força iônica.

Efeito do íon comum

A presença de um íon comum A ou B diminui a solubilidade do precipitado $AB_{(sol)}$, pelo que a adição de um reagente que contenha A ou B contribui para a precipitação de AB.

Efeito da presença de complexantes

Complexos ou compostos de coordenação são agregados, mais ou menos estáveis, que se formam quando um metal ou íon metálico se une diretamente a um grupo de moléculas neutras (e. g. moléculas de água) ou de íons – denominados **ligandos** –, sendo o número de ligações constituídas superior à valência formal do metal. No Quadro 18.1 indicam-se alguns ligandos bastante frequentes em compostos de coordenação.

A molécula de água constitui um ligando bastante frequente. Alguns íons metálicos, como por exemplo o Fe^{3+} e Cd^{2+} , sofrem hidratação em soluções aquosas, formando íons complexos *aquo*. Estes íons complexos hidratados reagem com o íon hidroxilo formando complexos *hidroxo*, como por exemplo o Cd^{2+} , que se transforma em $\text{Cd}(\text{OH})_4^{2-}$. Outros íons metálicos têm tendência a formar complexos *oxo*, como por exemplo o Cr^{6+} forma CrO_4^{2-} ou $\text{Cr}_2\text{O}_7^{2-}$.

A formação de íons complexos solúveis e estáveis diminui a concentração do referido íon metálico, aumentando assim a sua solubilidade.

Quadro 18.1 Exemplos de ligandos bastante frequentes

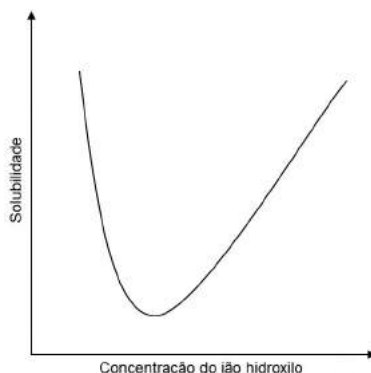
Átomo coordenante	Ligandos
O	H_2O , OH^- , CO_3^{2-} , SO_4^{2-} , $\text{S}_2\text{O}_3^{2-}$, RCOO^- , ONO^- , $\text{C}_2\text{O}_4^{2-}$, RO , R_2O
C	CO , CN^- , RNC
N	NH_3 , RNH_2 , NO_2^- , NO_3^- , SCN^- , RCN (nitrilos),
P	PR_3 , PX_3 (X= F, Cl, Br)
S	RS^- , R_2S , SCN^-
As	R_3As

R – radical alquilo

(Adaptado de Fraústo da Silva, 1967)

O precipitado formado pela reação de um determinado metal com um anião precipitante (e.g. Al^{3+} e OH^-) reage muitas vezes com excesso de anião precipitante, dissolvendo-se. A solubilidade do precipitado passa assim, por um mínimo, como ilustrado na Figura 18.1 para o caso de o íon precipitante ser o hidroxilo.

Figura 18.1 Variação da solubilidade do precipitado com a concentração do anião precipitante



pH

De um modo geral, a solubilidade dos íões diminui com o aumento do pH, até à formação de íões complexos *hidroxos*. A partir do momento em que se formam estes íões complexos, a solubilidade aumenta novamente.

Temperatura

O efeito da temperatura traduz-se geralmente, por um aumento da solubilidade do precipitado.

Polimorfismo ou alotropia

Algumas substâncias podem apresentar-se no estado sólido em duas ou mais formas cristalinas diferentes, fenómeno conhecido por alotropia ou polimorfismo, de que é exemplo o carbonato de cálcio, que se apresenta na forma de calcite ou de aragonite. Uma das formas é mais estável que a outra, sendo portanto menos solúvel.

Dimensão das partículas do sólido

As partículas de menor dimensão são mais solúveis, como se constata no dia-a-dia com a dissolução de açúcar finamente pulverizado *versus* açúcar granulado.

Possibilidade de reação química com o solvente e/ou substâncias em solução

A formação do precipitado pode sofrer alterações causadas por reações com o solvente ou outras espécies em solução, que dão origem a uma nova espécie química, necessariamente mais estável no meio em que se encon-

tra. Exemplos destes casos são a adsorção à superfície do precipitado de espécies presentes em solução, como acontece na coagulação química (ver Capítulo 16) e a permuta de iões entre o precipitado e a solução.

18.3. Tipologia da aplicação da precipitação química no tratamento de águas residuais

18.3.1. Nota introdutória

A precipitação química é utilizada principalmente na remoção de fósforo (P) no tratamento de ARU e de metais pesados no pré-tratamento de ARI (se bem que o controlo da descarga de metais na origem seja o método mais eficiente). A remoção de fósforo é um processo de tratamento terciário muito importante na prevenção da eutrofização dos meios recetores dos efluentes das ETAR, tal como a remoção de azoto. Enquanto a remoção de azoto se processa em reatores biológicos, e embora seja possível a remoção de ambos os nutrientes por via biológica, a remoção de fósforo por precipitação química é largamente praticada.

O fósforo encontra-se presente nas águas residuais sob três formas (ver secção 3.4.3.8.3): em compostos orgânicos e no protoplasma dos microrganismos que povoam as AR; em fosfatos inorgânicos complexos, denominados polifosfatos; e em ortofosfatos solúveis. As reações bioquímicas que ocorrem nas AR durante o transporte nos coletores e na própria ETAR transformam parte dos compostos fosforados insolúveis em ortofosfatos solúveis, removíveis por precipitação. Os reatores biológicos da ETAR também removem algum fósforo dissolvido, pois este é um elemento essencial ao metabolismo microbiano, na proporção de fósforo/CBO = 1/100 (Vesilind, 2003).

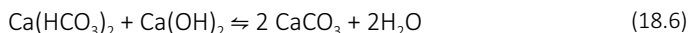
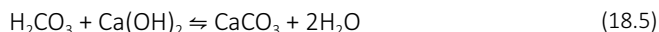
18.3.2. Remoção de fósforo por precipitação química

18.3.2.1. Agentes da precipitação de fosfatos

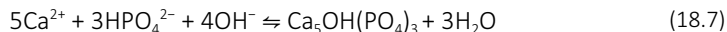
A remoção de fósforo de uma ARU por tratamento químico consiste na precipitação de fosfatos pela adição de sais de iões metálicos multivalentes e subsequente remoção do precipitado, geralmente por decantação. Os iões metálicos mais utilizados são o cálcio (Ca^{2+}), o alumínio (Al^{3+}) e o ferro (Fe^{3+}), sulfato de alumínio, aluminato de sódio, cloreto férrico e sulfato ferroso.

Precipitação de fosfatos com cálcio

O íon cálcio é adicionado à água na forma de Ca(OH)_2 (hidróxido de cálcio, vulgarmente conhecido como cal hidratada) reagindo com o ácido carbónico (H_2CO_3) e a com a alcalinidade da água na forma de hidrogenocarbonato, geralmente de cálcio, por ser mais abundante ($\text{Ca(HCO}_3)_2$), de acordo com as seguintes reações (expressões 18.5 e 18.6).



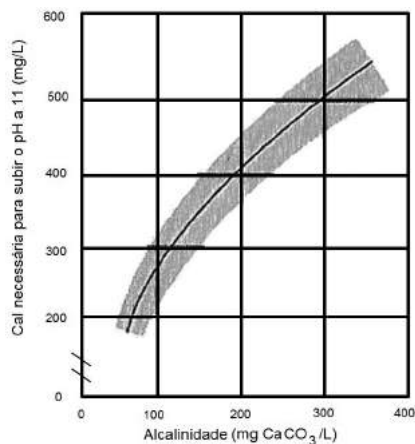
À medida que o pH da ARU aumenta para um valor superior a 10, o excesso do íon cálcio reage com os fosfatos, dando origem ao precipitado de $\text{Ca}_5\text{OH(PO}_4)_3$, conhecido como hidroxiapatite segundo a expressão 18.7.



A solubilidade da hidroxiapatite diminui rapidamente com o aumento de pH e a remoção de fósforo aumenta assim com a subida de pH. Em termos gerais, pode dizer-se que todos os ortofosfatos se convertem num precipitado insolúvel de hidroxiapatite se o pH for superior a 9,5 (Vesilind, 2003).

Embora, de acordo com a expressão 18.7, a razão molar cálcio/fósforo seja de 5:3, a remoção de fósforo não é estequiométrica e esta razão varia entre 1,3 a 2,0. Em termos práticos, a quantidade de cal necessária para remover os fosfatos depende muito mais da composição das AR, principalmente da sua alcalinidade, do que da quantidade de fosfatos, como se pode verificar na Figura 18.2. Tipicamente, a quantidade de cal hidratada necessária para precipitar o fósforo de uma ARU é cerca de 1,4 a 1,5 vezes superior à alcalinidade total da ARU (expressa em CaCO_3). Estes parâmetros devem ser determinados em ensaios laboratoriais.

Figura 18.2 Dosagem de cal em função da alcalinidade da ARU



(Adaptada de Metcalf & Eddy, 2014)

Como o pH para a remoção de fósforo é elevado, deve-se ajustar o pH nos tratamentos subsequentes. Esse ajuste é geralmente realizado pela formação de ácido carbônico H_2CO_2 resultante da adição de CO_2 à AR (recarbonatação).

Atualmente, a cal hidratada é menos utilizada do que os sais de íons metálicos, devido à maior produção de lamas e aos problemas associados ao manuseamento, ao armazenamento e a alimentação da cal nas estações de tratamento.

Precipitação de fosfatos com sais de alumínio e de ferro

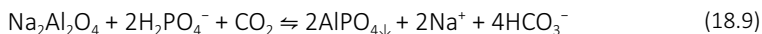
O principal sal de Al^{3+} utilizado na precipitação de fósforo é o sulfato de alumínio, conforme a reação apresentada na expressão 18.8.



A presença do íão sulfato resultante desta reação determina o abaixamento do pH da AR. Ora a solubilidade do precipitado de fosfato de alumínio é condicionada pelo pH, pelo que o uso mais eficiente do precipitante se dá quando a solubilidade do precipitado é mínima, o que ocorre a pH entre 5,5 a 6,5, conforme ilustrado na Figura 18.3. Geralmente as AR apresentam pH próximo da neutralidade, pelo que o abaixamento de pH resultante da

adição de sulfato de alumínio é geralmente suficiente para atingir o pH ótimo para a precipitação dos fosfatos.

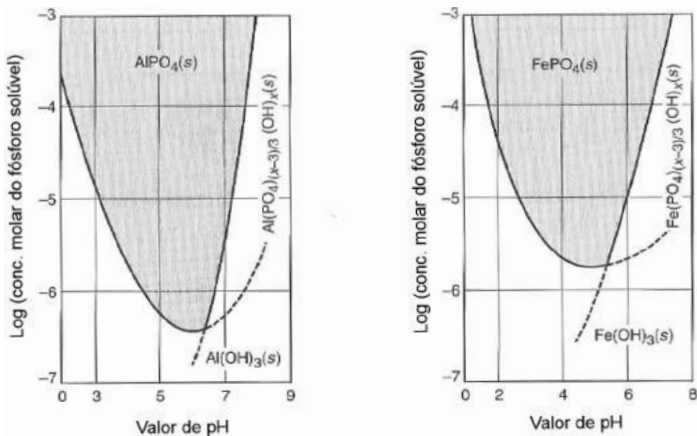
Quando o pH das AR já é baixo, pode justificar-se a utilização de aluminato de sódio ($\text{Na}_2\text{Al}_2\text{O}_4$) como precipitante, pois da reação 18.9 resulta uma ligeira subida de pH.



Tanto sais de Fe^{2+} como de Fe^{3+} podem ser utilizados na remoção de fosfatos, com resultados semelhantes. No entanto, o mais utilizado é o cloreto férrico (FeCl_3), cuja reação predominante com os fosfatos, indicada na expressão 18.10, é semelhante à do sulfato de alumínio.



Figura 18.3 Variação da solubilidade com o pH para: a) fosfato de alumínio e b) fosfato de ferro



a)

b)

(Adaptada de Metcalf & Eddy, 2014)

18.3.2.2. Dosagem de precipitantes

As razões molares entre Al^{3+} , Fe^{3+} e PO_4^{3-} decorrentes das expressões 18.8, 18.9 e 18.10 são as indicadas no Quadro 18.2, que também apresenta a proporção entre a massa de precipitante e de fosfato precipitado.

Quadro 18.2 Razão precipitante e precipitado de Al e de Fe

Precipitante		Razão molar	Razão de massas
Al / P	$\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 14\text{H}_2\text{O}$	1 : 1	9,6 : 1
	$\text{Na}_2\text{Al}_2\text{O}_4$	1 : 1	3,6 : 1
Fe / P	$\text{FeCl}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$	1 : 1	1,8 : 1

No entanto, não se devem considerar apenas estas proporções estequiométricas, sendo geralmente necessário adicionar doses de precipitante mais elevadas, pois numa ARU existem outros iões que originam reações de competição pelo precipitante, além de que também se deve ter em conta o efeito do pH e o consumo da reação do precipitante com a alcalinidade, originando a formação de hidróxido de Al ou de hidróxido de Fe, que têm um efeito coagulante e ajudam a precipitação dos fosfatos. Assim, a dose necessária de alumínio e ferro deve ser determinada em testes laboratoriais.

18.3.2.3. Localização da adição de precipitantes

A precipitação do fósforo de uma ARU com sais de Al ou de Fe permite alguma flexibilidade na localização deste processo, podendo ser realizada em diferentes etapas da fileira de tratamento, designadamente no tratamento primário, no tratamento secundário ou no tratamento terciário. Atendendo à localização da adição do precipitante, a precipitação classifica-se em:

- **pré-precipitação** – a adição de reagentes é feita à entrada dos decantadores primários, sendo o fósforo removido com as lamelas primárias;
- **co-precipitação** – o precipitante pode ser adicionado ao efluente do tratamento primário, ao licor misto no reator de lamelas ativadas ou ao efluente do reator biológico e antes da decantação secundária, aproveitando a turbulência do escoamento para a mistura, sendo o precipitado de fósforo removido nas lamelas secundárias;
- **pós-precipitação** – adição é realizada depois do tratamento secundário, sendo o precipitado removido por sedimentação ou filtração.

As vantagens e desvantagens da remoção de fósforo em diferentes etapas da fileira de tratamento são apresentadas no Quadro 18.3.

Quadro 18.3 Vantagens e desvantagens das diversas localizações do processo de precipitação de fósforo

	Vantagem	Desvantagem
Pré-precipitação	Aplicável à maior parte das ETAR. Aumenta a remoção de CBO e SST (arrastados com o precipitado de P).	Necessidade de dosagem mais elevada. Lama mais difícil de desidratar.
Co-precipitação	A maior quantidade de compostos fosforados transformados em ortofosfatos nas etapas de tratamento precedentes determina menor dose que no primário e custos do processo mais reduzidos.	O elevado pH da precipitação na corrente de recirculação pode provocar inibição do processo biológico.
Pós-precipitação	Efluente com menor concentração de P; uso eficiente do precipitante; possível recuperação da cal.	Custos de investimento elevados, sendo necessário incluir uma filtração para remoção do precipitado.

18.3.3. Remoção de metais por precipitação

18.3.3.1. Agentes de precipitação de metais dissolvidos

A concentração de metais presentes nas ARU é geralmente baixa, sendo ainda naturalmente reduzida por reações de precipitação espontâneas entre os constituintes dessas AR, pelo que na fileira de tratamento de ARU não se prevê a inclusão de instalações dedicadas a precipitação química para remoção de metais. Porém, já o mesmo não acontece com certas ARI, que contenham apreciáveis quantidades de diversos iões metálicos dissolvidos, e.g. cobre, prata e alumínio, que podem ser removidos por precipitação, na forma de hidróxidos (OH^-), sulfuretos (S^{2-}), sulfatos (SO_4^{2-}) ou de carbonatos (CO_3^{2-}). Os metais podem ainda ser removidos por co-precipitação, que consiste na incorporação nas partículas de outros precipitados, durante a floculação com sais de alumínio ou ferro.

A precipitação sob a forma de hidróxidos é a mais comum. A reação típica é apresentada na expressão 18.11, em que M simboliza um elemento metálico.



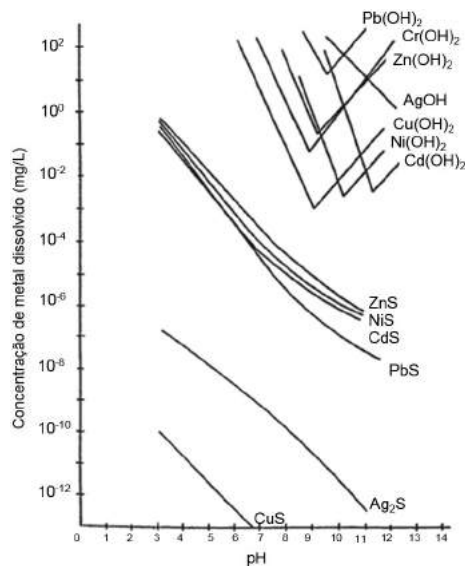
O processo utiliza um agente alcalino para aumentar o pH da água, o que tem como consequência o abaixamento da solubilidade de íons metálicos e a sua precipitação. A solubilidade dos hidróxidos e dos sulfuretos metálicos varia com o tipo de metal e com pH do meio, conforme representado na Figura 18.4.

A precipitação de hidróxido é afetada pela presença de radicais orgânicos, que formam íons complexos e diminuem ou mascaram a reação típica de precipitação.

Os reagentes que são usualmente utilizados para promover a precipitação de metais sob a forma de hidróxidos são o hidróxido de sódio (NaOH), a cal hidratada ou hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) ou mesmo a cal (óxido de cálcio – CaO). O NaOH é mais caro do que a cal e além disso, a cal tem a vantagem de também poder atuar como coagulante.

O pH ótimo de remoção varia em função de cada íon metálico, pelo que misturas de íons apresentam problemas específicos.

Figura 18.4 Variação da solubilidade dos hidróxidos e dos sulfuretos metálicos em função do pH



(Adaptada de Wang *et al.*, 2005)

Nestes casos, pode ser feita uma compensação entre as remoções dos diferentes metais, ou o tratamento deve ser aplicado em fases distintas, cada uma otimizada em termos de pH para a remoção de um determinado metal ou grupo de metais, de acordo com o Quadro 18.4. Consequentemente, é importante definir bem o pH ótimo do processo e o intervalo de variação admissível.

Quadro 18.4 pH ótimo para a precipitação de diversos metais

Metal	Solubilidade (mg/L)	pH
Al ³⁺	0,00055	6,2
Cd ²⁺	0,60	10,5 – 13,0
Cr ³⁺	0,04	7,0
Cu ²⁺	0,03	7,5 – 11,5
Fe ³⁺	0,00006	7,0 – 10,0
Pb ²⁺	16,5	10,0
Zn ²⁺	0,13	9,5

(Adaptado de Wang *et al.*, 2005)

A precipitação química pode ser precedida por um processo de oxidação química, de forma a alterar o estado de oxidação do íão metálico, para que este precipite mais facilmente, e.g. a oxidação do Fe²⁺ (que se mantém dissolvido) a Fe³⁺ (que precipita).

18.3.3.2. Vantagens e desvantagens da precipitação

A remoção de metais pesados pode ser realizada por outros processos e operações unitárias, nomeadamente por eletrodeposição ou por osmose inversa (Capítulo 15). As principais desvantagens destes dois processos, face à precipitação química, residem no custo do investimento inicial e dos custos de operação, que são mais elevados (Wang *et al.*, 2005).

A precipitação química apresenta como principais vantagens (EPA, 2000):

- tecnologia bem estabelecida, com baixo custo de investimento inicial, com a disponibilidade imediata de equipamentos e de produtos químicos;
- algumas substâncias químicas utilizadas neste processo de tratamento, especialmente a cal, são muito baratas;
- possibilidade de processo automatizado, sem grande manutenção;
- não requer mão-de-obra especializada.

No entanto, tem como principais desvantagens:

- dificuldade em determinar a dose ótima a adicionar ao processo, devido à ocorrência de reações secundárias;
- elevada produção de lamas;
- necessidade de garantir a segurança dos operadores, uma vez que podem ser manuseados e/ou formados produtos químicos corrosivos;
- alguns produtos químicos a adicionar podem ser caros, principalmente os polímeros.

18.4. Disposições construtivas

Uma instalação de tratamento por precipitação química inclui as componentes para armazenamento dos reagentes, preparação das soluções a adicionar à AR, injeção e mistura dos reagentes com a AR, separação de precipitado e ainda para tratamento e armazenamento das lamas, antes da sua deposição no destino final adequado.

A separação do precipitado processa-se geralmente com a remoção das lamas do decantador primário ou do decantador secundário, consoante se trata de pré-precipitação ou co-precipitação, podendo ainda, no caso da pós-precipitação, ser necessário considerar um decantador dedicado à separação do precipitado e/ou uma instalação de filtração. A filtração em leito granular pode ser necessária na precipitação de fosfatos pela cal, quando os flocos do precipitado são difíceis de precipitar, não permitindo que a decantação assegure a qualidade requerida para o efluente no que se refere à concentração de P.

O aspeto construtivo mais relevante de uma unidade de precipitação química decorre do facto de a adição dos precipitados de P e/ou de metais às lamas primárias ou secundárias representar um aumento significativo da

quantidade de sólidos nas lamas, circunstância que é necessário considerar no dimensionamento dos decantadores.

A adição dos reagentes à entrada do tratamento primário traduz-se num aumento de 50 a 100 % da massa de lamas, em consequência não só da precipitação de fosfatos, mas também do arrastamento de sólidos em suspensão (Vesilind, 2003), do que resulta um aumento da eficiência da decantação primária na remoção de SST e de CBO.

Quando a adição das substâncias químicas é feita no tratamento secundário, o incremento da massa de sólidos pode atingir 35 a 45 % (Vesilind, 2003). A eficiência dos decantadores secundários é particularmente sensível a este aumento de sólidos resultante da remoção de fósforo, pelo que é importante considerar o sobredimensionamento inerente ao aumento da carga de sólidos (ver secção 11.5).

18.5. Dimensionamento de instalações de precipitação química

O dimensionamento das diversas componentes de uma instalação de tratamento por precipitação química é tratado nos capítulos respetivos:

- armazenamento dos reagentes (ver Capítulo 20);
- preparação das soluções a adicionar à AR (ver Capítulos 8 e 20);
- injeção e mistura dos reagentes com a AR (ver Capítulo 8);
- separação de precipitado por decantação (ver Capítulo 11) e filtração (Capítulo 14);
- tratamento, armazenamento e destino final das lamas.

O cálculo da quantidade de substâncias químicas a utilizar é necessário para o dimensionamento das diversas componentes, desde o armazenamento das mesmas à quantidade de precipitado formado (lamas) que será necessário remover.

A estimativa teórica da quantidade de substância a adicionar e a quantidade de lamas produzidas pode ser efetuada tendo em conta a estequiometria da reação e o equilíbrio de solubilidade. Esta estimativa será sempre uma primeira aproximação, conforme referido em 18.3.2.2, sendo necessário recorrer a ensaios laboratoriais em *jar-test* (secção 16.2.3) ou mesmo à escala industrial para determinar as doses ótimas de reagentes precipitantes e de corretores de pH.

18.6. Requisitos de O&M

Os requisitos de O&M de uma instalação de precipitação química são os indicados nos Capítulos 8, 11, 14, 19 e 20. A manutenção destas instalações consiste na realização das ações de lubrificação dos equipamentos eletromecânicos e outras recomendadas pelos fornecedores dos equipamentos e na limpeza periódica dos tanques, bombas doseadoras e sistemas de injeção.

18.7. Exercícios

Exercício 18.7.1 – Determinação da quantidade de reagente necessária e a capacidade de armazenamento para remover o fósforo

Numa ETAR pretende-se remover fósforo no tratamento primário por precipitação com sulfato de alumínio. A ARU com um caudal de 10 000 m³/d, contém 7 mg P/L. Nos testes laboratoriais efetuados gastou-se 1,6 mol de Al por mol de P removido.

O sulfato de alumínio (Al₂(SO₄)₃·18H₂O) utilizado tem uma massa volúmica de 1,2 kg/L e uma percentagem em massa de alumínio de 47 %.

- a) Determinar a quantidade de Al necessária por dia para remover o fósforo;
- b) Determinar a capacidade de armazenamento para um mês.

Resolução:

- a) Determinação da quantidade de Al necessária por dia para remover o fósforo.

1.º – Massa de alumínio disponível por litro de água

$$\text{Massa Al} = 0,47 \times 1,2 = 0,564 \text{ kg/L}$$

$$\text{MM (Al)} = 27 \text{ g/mol}$$

$$\text{MM (O)} = 16 \text{ g/mol}$$

$$\text{MM (S)} = 32 \text{ g/mol}$$

$$\text{MM (H)} = 1 \text{ g/mol}$$

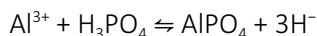
$$\begin{aligned} \text{MM (Al}_2\text{(SO}_4\text{)}_3\text{·18H}_2\text{O)} &= 2 \times 27 + 3 \times (32 + 4 \times 16) + 18 \times (16 + 2 \times 1) = \\ &= 666 \text{ g/mol} \end{aligned}$$

Massa de sulfato de alumínio disponível por litro de água

$$\text{massa de Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18 \text{ H}_2\text{O} = 0,564 \times 2 \times \frac{27}{666} = 0,0457 \text{ kg/L}$$

2.º – Massa de Al necessária por unidade de massa de P

Tendo em conta a estequiometria da reação química entre o alumínio e o fósforo



Verifica-se que a dose teórica = 1 mol de Al para 1 mol de P.

$$\text{MM (P)} = 31 \text{ g/mol}$$

$$\text{Alumínio necessário} = 1 \text{ kg} \times \frac{27}{31} = 0,87 \frac{\text{kg Al}}{\text{kg P}}$$

3.º – Quantidade de solução de alumínio necessária por kg de P

$$\text{Dose de Al} = 1,6 \times \frac{0,87 \text{ kg Al}}{1 \text{ kg P}} \times \frac{\text{L solução Al}}{0,0457 \text{ kg}} = 30,5 \text{ L solução de Al/kg P}$$

4.º – A solução necessária de Al por dia:

$$\text{Al por dia} = \frac{10\,000 \text{ m}^3/\text{d} \times 7 \text{ gP}/\text{m}^3 \times 30,5}{10^3 \text{ g/kg}} = 2\,135 \text{ L Al/d}$$

Resposta: A quantidade de solução de Al necessária por dia para remover o fósforo é 2 135 L/d;

b) Determinar a capacidade de armazenamento para um mês.

$$\text{Capacidade de armazenamento} = 2\,135 \text{ L} \frac{\text{Al}}{\text{d}} \times 30 \text{ d} = 64\,050 \text{ L} = 64,1 \text{ m}^3$$

Resposta: A capacidade de armazenamento é de 64,1 m³.

Exercício 18.7.2 – Remoção de SST por precipitação

Numa ETAR pretende-se remover SST com cloreto férrico (FeCl_3). Assumir que 55 % dos SST são removidos sem adição de qualquer substância química e que adicionando o cloreto férrico a percentagem de remoção aumenta para 80 %. Considerar ainda as seguintes condições:

- caudal = 1 000 m^3/d ;
- concentração de SST = 180 mg/L ;
- alcalinidade da água = 140 $\text{mg CaCO}_3/\text{L}$;
- dose de FeCl_3 = 35 $\text{kg} / 1\,000\, \text{m}^3$;
- características da lama: densidade = 1,03 e % de humidade = 94 %;
- características da lama química: densidade = 1,05 e % de humidade = 93 %.

Determinar a quantidade de lama produzida para remover SST de ARU com e sem a adição de cloreto férrico.

Resolução:

1.º – Determinação da quantidade de SST com e sem FeCl_3

- SST removidos sem FeCl_3

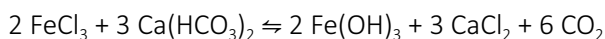
$$\text{Massa diária de SST} = \frac{0,55 \times 180 \text{ g/m}^3 \times 1\,000 \text{ m}^3/\text{d}}{1\,000 \text{ g/kg}} = 99 \text{ kg/d}$$

- SST removidos com FeCl_3

$$\text{Massa diária de SST} = \frac{0,80 \times 180 \text{ g/m}^3 \times 1\,000 \text{ m}^3/\text{d}}{1\,000 \text{ g/kg}} = 144 \text{ kg/d}$$

2.º – Determinação da massa de hidróxido de ferro III ($\text{Fe}(\text{OH})_3$) produzida pela adição de 35 $\text{kg} / 1\,000\, \text{m}^3$ de FeCl_3 .

O FeCl_3 reage com a alcalinidade da água segundo a reação química de acordo com a expressão 16.1.



$$\text{MM (Fe)} = 55,8 \text{ g/mol}$$

$$\text{MM (Cl)} = 35,5 \text{ g/mol}$$

$$\text{MM (Ca)} = 40 \text{ g/mol}$$

$$\text{MM (O)} = 16 \text{ g/mol}$$

$$\text{MM (H)} = 1 \text{ g/mol}$$

$$\text{MM (Fe(OH)}_3) = 55,8 + (16 + 1) \times 3 = 106,8 \text{ g/mol}$$

$$\text{MM (FeCl}_3) = 55,8 + 3 \times 35,5 = 162,2 \text{ g/mol}$$

$$\text{O Fe (OH)}_3 \text{ formado por } 1\,000 \text{ m}^3 = \frac{35}{1\,000} \times \frac{2}{2} \times \frac{106,8}{162,2} = \frac{23,0 \text{ kg}}{1\,000 \text{ m}^3}$$

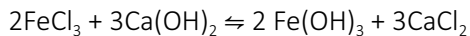
3.º – Determinação da massa de alcalinidade $\text{Ca(HCO}_3)_2$ requerida

$$\text{MM (Ca(HCO}_3)_2) = 40 + (1 + 12 + 3 \times 16) \times 2 = 162 \text{ g/mol}$$

$$\text{MM (CaCO}_3) = 40 + 12 + 3 \times 16 = 100 \text{ g/mol}$$

$$\text{MM (CaO)} = 40 + 16 = 56 \text{ g/mol}$$

De acordo com a reação química



$$2 \times 162,2 + 3 \times 56 \text{ (como CaO)} \rightleftharpoons 2 \times 106,9 + 3 \times 111$$

1 mol de CaO equivale a 1 mol de $\text{Ca(HCO}_3)_2$ e a 1/2 de CaCO_3

Determina-se a cal (CaO) necessária:

$$\text{A cal necessária} = \frac{35}{1\,000} \times \frac{3}{2} \times \frac{56}{162,2} = \frac{18,1 \text{ kg}}{1\,000 \text{ m}^3}$$

18,1 kg / 1 000 m³ corresponde a uma alcalinidade de 32,3 kg / 1 000 m³ = 32,3 mg/L expressa em CaCO_3 . Como 32,3 mg/L $\text{CaCO}_3 < 140 \text{ mg/L CaCO}_3$, não é necessário adicionar cal.

4.º – Determinação da massa total da lama resultante da precipitação

$$\text{Massa diária de lama química} = 144 + 23 = 167 \text{ kg/d.}$$

5.º – Determinação do volume de lama resultante da precipitação e assumindo que a densidade = 1,05 e a % de humidade = 93 %.

$$\text{Volume de lama química} = \frac{167 \text{ kg/d}}{1,05 \times 1\,000 \text{ kg/m}^3 \times 0,07} = 2,3 \text{ m}^3/\text{d}$$

6.º – Determinação do volume de lama assumindo que a densidade = 1,03 e a % de humidade = 94 %.

$$\text{Volume de lama} = \frac{99 \text{ kg/d}}{1,03 \times 1\,000 \text{ kg/m}^3 \times 0,06} = 1,6 \text{ m}^3/\text{d}$$

Resposta: A lama produzida sem adição de cloreto férrico é 99 kg/d correspondendo ao volume de 1,6 m³/d. A lama produzida com adição de cloreto férrico é 167 kg/d correspondendo ao volume de 2,3 m³/d.

19.1. Objetivo

A desinfecção é o processo unitário que tem por objetivo reduzir a quantidade de microrganismos patogênicos presentes nas AR, eliminando-os ou reduzindo-os até um nível compatível com a proteção da saúde pública, antes da sua descarga no meio recetor ou da sua reutilização.

O termo desinfecção tem um significado distinto do de esterilização, que significa a destruição total de todos os organismos vivos presentes no meio.

As AR submetidas a tratamento secundário e terciário contêm entre 10^5 a 10^6 NMP/100 mL de coliformes fecais, evidenciando que as ETAR convencionais apenas reduzem o teor de microrganismos em 2 a 3 potências de dez, conforme se constata no Quadro 19.1.

Quadro 19.1 Concentração típica de microrganismos indicadores de contaminação fecal em ART consoante o processo de tratamento

Nível de tratamento	Coliformes fecais (NMP /100 mL)
Sem tratamento	$10^7 - 10^9$
Primário	$10^7 - 10^9$
Secundário	$10^5 - 10^6$
Terciário	$10^5 - 10^6$
Filtração de efluente secundário e terciário	$10^4 - 10^6$
Microfiltração	$10^1 - 10^3$
Lagunagem (depende da temperatura, do n.º de lagoas e do t_R)	$<10^2 - 10^4$

(Adaptado de Asano, 2007 e Mara, 1996)

19.2. Mecanismos da desinfecção de águas residuais

A desinfecção de AR pode conseguir-se pela ação de: agentes físicos, como a temperatura, as radiações UV e γ ; agentes químicos, como os compostos clorados e o ozono; e ainda métodos biológicos (EC, 2006).

São vários os mecanismos pelos quais os microrganismos patogénicos são eliminados ou inativados, variando com o processo de desinfecção e podendo ocorrer simultaneamente mais do que um mecanismo. A eliminação dos patogénicos pode ser causada por: danos infligidos pelo desinfetante na membrana celular e a consequente rotura da membrana e a lise dos microrganismos; alteração da atividade de formação do ADN ou do ARN dos microrganismos, mudança da natureza coloidal do protoplasma, da atividade enzimática e da permeabilidade celular (Metcalf & Eddy, 2003).

Estas ações de decaimento do número de microrganismos podem ser modeladas através de uma expressão simples – a chamada lei de Chick – que traduz o efeito fundamental do tempo de contacto da água com o agente desinfetante (expressão 19.1).

$$-\frac{dN}{dt} = kN \quad (19.1)$$

Em que :

dN/dt – taxa de decréscimo dos microrganismos;

k – constante da velocidade de decaimento dos microrganismos;

N – número de microrganismos sobreviventes no instante t .

A lei de Chick representa uma reação de eliminação/inativação dos microrganismos de 1.^a ordem, a qual sofre desvios na prática, devido ao efeito de diversos fatores, nomeadamente:

- o **tipo de microrganismos** – a diferente resistência dos diferentes microrganismos ao mesmo desinfetante;
- as **caraterísticas das AR** – os sólidos em suspensão podem facilitar a oclusão dos microrganismos, protegendo-os do desinfetante;
- as **variações de concentração dos desinfetantes** ao longo do tempo – os desinfetantes químicos, como o cloro e o ozono, não são totalmente utilizados na desinfecção, pois como oxidantes que são, vão ser parcialmente consumidos na oxidação de substâncias presentes na água;

- o **efeito da temperatura** na velocidade das reações de redução dos microrganismos.

A lei de Chick foi reformulada por Hom em 1972, com a inclusão da lei de Arrhenius (que traduz o efeito da temperatura) e com a introdução do efeito da variação de concentração do desinfetante, assumindo a forma da expressão 19.2.

$$- \frac{dN}{dt} = k N m t^{m-1} C^n \quad (19.2)$$

Em que:

- k – constante da velocidade de decaimento dos microrganismos;
- t – tempo de contacto;
- m – constante empírica;
- n – constante empírica, relacionada com a diluição;
- C – concentração do desinfetante.

A cinética da desinfeção é ainda complicada pela reativação de alguns microrganismos falsamente removidos. A expressão 19.2 tem, assim, um interesse prático quase nulo. Pelo contrário, a constatação de que é constante o produto da concentração de desinfetante pelo tempo de contacto (o tempo necessário para se atingir uma percentagem de decaimento dos microrganismos constante) é atualmente utilizada para avaliar a eficiência de um processo de desinfeção (Fair *et al.*, 1968).

$$C^n t = \text{constante} \quad (19.3)$$

Em que:

- t – tempo de contacto.

A eficiência do processo de desinfeção está relacionada com o tipo de patogénicos que se pretende remover (bactérias, vírus, protozoários e ovos de helmintas), pois os processos de desinfeção não inativam qualquer tipo de patogénico com a mesma eficiência. Alguns patogénicos são mais resistentes aos processos de desinfeção que os indicadores de contaminação fecal usuais, pelo que é possível que a análise de AR desinfectadas não acuse a presença de microrganismos indicadores de contaminação fecal, e no entanto, alguns patogénicos ainda possam estar presentes. Por exemplo, as espécies de *Cryptosporidium* são 20 vezes mais resistentes à desinfeção por cloragem que os coliformes fecais, pelo que, se a água tiver sido

desinfetada por cloração, a ausência de coliformes fecais não assegura a ausência de *Cryptosporidium*. Porém, os coliformes fecais já fornecem informação válida quanto à remoção de *Cryptosporidium* se a remoção de patogênicos se processar por filtração em leito de areia, visto que ambos os tipos de microrganismos são filtrados com eficiências semelhantes.

Para um mesmo par (patogênico/processo de desinfecção) a respectiva eficiência de remoção depende dos seguintes fatores:

- características físicas e químicas das águas residuais;
- tempo de contacto da água com o agente desinfetante;
- dose-concentração/intensidade do agente desinfetante;
- temperatura ambiente;
- características hidráulicas do escoamento das águas residuais no reator de desinfecção.

É óbvia a influência dos fatores tempo de contacto e dose-concentração / intensidade de desinfetante na eficiência do processo, bem como da temperatura e do pH, fatores que afetam o desenvolvimento microbiano e a sobrevivência dos microrganismos fecais fora do seu habitat intestinal, a qual aumenta com o abaixamento da temperatura ambiente. No Quadro 19.2 apresentam-se valores de eficiências de inativação de diversos patogênicos, submetidos a diferentes processos de desinfecção, em condições de $\text{pH} \approx 7,5$ e $T \approx 20^\circ\text{C}$, obtidas em ensaios em descontínuo (Metcalf & Eddy, 2014).

O produto da dose transferida para a água pelo tempo de contacto é representado por CT, expresso em $\text{mg}\cdot\text{min}/\text{L}$ ou mJ/cm^2 , consoante o tipo de processo de desinfecção.

Os dados apresentados no Quadro 19.2 são meramente indicativos, devido à variabilidade da composição das AR a desinfetar, a dose de desinfetante deve ser determinada em ensaios laboratoriais e ensaios piloto.

As características físicas e químicas das AR a desinfetar, que dependem do tratamento a que foram submetidas, devem ser criteriosamente ponderadas antes da seleção do processo de desinfecção, dadas as consequências que podem induzir, de que se apontam dois exemplos: a cloração de um efluente tratado por um processo que proporcione elevado nível de nitrificação, pode originar a formação de NDMA (nitrosodimetilamina), que

é cancerígeno; a presença de concentrações em SST típicas de efluentes secundários (da ordem de 35 mg/L) é impeditiva de adequada eficiência do processo de desinfecção por radiação UV, pois as partículas em suspensão na água atuam como escudos de proteção dos patogénicos, reduzindo a sua exposição à radiação.

Quadro 19.2 Dose/concentração e tempo de contacto dos diferentes agentes de desinfecção na inativação de patogénicos

Desinfetante	Unidades	Inativação			
		1 – log	2 – log	3 – log	4 – log
Bactérias					
Cloro	mg.min/L	0,4 – 0,6	0,8 – 1,2	1,2 – 1,8	1,6 – 2,4
Cloraminas		50 – 70	95 – 150	140 – 220	200 – 300
Dióxido de cloro		0,4 – 0,6	0,8 – 1,2	1,2 – 1,8	1,6 – 2,4
Ozono		0,005 – 0,01	0,01 – 0,02	0,015 – 0,03	0,02 – 0,04
UV	mJ/cm ²	10 – 15	20 – 30	30 – 45	40 – 60
Vírus					
Cloro	mg.min/L	–	1,5 – 1,8	2,2 – 2,6	3 – 3,5
Cloraminas		–	370 – 400	550 – 600	750 – 800
Dióxido de cloro		–	5 – 5,5	9 – 10	12,5 – 13,5
Ozono		–	0,25 – 0,3	0,35 – 0,45	0,5 – 0,6
UV	mJ/cm ²	–	40 – 50	60 – 75	80 – 100
Protozoário – (<i>Cryptosporidium</i>)					
Cloro	mg.min/L	2000 – 2600	4000 – 5000	–	–
Cloraminas		4000 – 5000	8000 – 10000	–	–
Dióxido de cloro		120 – 150	235 – 260	350 – 400	–
Ozono		4 – 4,5	8 – 8,5	12 – 13	–
UV	mJ/cm ²	2,5 – 3	6 – 7	12 – 13	–

(continua)

(continuação)

Desinfetante	Unidades	Inativação			
		1 – log	2 – log	3 – log	4 – log
Protozoário – (<i>Giardia lamblia</i> cysts)					
Cloro	mg.min/L	20 – 30	45 – 55	70 – 80	–
Cloraminas		400 – 450	800 – 900	1100 – 1300	–
Dióxido de cloro		5 – 5,5	9 – 11	15 – 16	–
Ozono		0,25 – 0,3	0,45 – 0,5	0,75 – 0,8	–
UV	mJ/cm ²	2 – 2,5	5,5 – 6,6	11 – 13	–

(Adaptado de Metcalf & Eddy, 2014)

O Quadro 19.3 resume os efeitos das características físicas e químicas das ART relativamente à desinfecção por cloro, por UV e por ozono.

Quadro 19.3 Efeitos das características das AR sobre a desinfecção por cloro, por UV e por ozono

Parâmetro	Cloro	UV	Ozono
CBO, CQO, COT	Aumenta a necessidade de cloro, em função da estrutura das moléculas orgânicas e dos grupos funcionais.	Sem efeito, salvo se a matéria orgânica for predominantemente húmica.	Aumenta a necessidade de O ₃ , em função da estrutura das moléculas orgânicas e dos grupos funcionais.
Substâncias húmicas	Redução da eficiência da cloração e formação de compostos organoclorados.	Absorvem grande parte da radiação UV, com redução da eficiência da desinfecção.	Afeta a taxa de decomposição do O ₃ e a carência de O ₃ .

(continua)

(continuação)

Parâmetro	Cloro	UV	Ozono
Sólidos em Suspensão	Servem de escudo de proteção aos microrganismos envolvidos nos SS.	Absorvem radiação UV e servem de escudo de proteção aos microrganismos envolvidos nos SS.	Aumentam a necessidade de O ₃ e servem de escudo de proteção aos microrganismos envolvidos nos SS.
Óleos e gorduras	Pode aumentar a necessidade de cloro.	Acumula-se sobre as lâmpadas de UV e absorve radiação.	Pode aumentar a necessidade de O ₃ .
Alcalinidade	Não afeta.	Pode aumentar o potencial de incrustações sobre as lâmpadas. Afeta a solubilidade dos metais que podem absorver radiação UV.	Não afeta.
Dureza	Não afeta.	O Ca, o Mg e outros metais podem precipitar sobre as lâmpadas, especialmente a temperaturas elevadas.	Não afeta.
Amônia	Forma cloraminas, que aumentam a carência de cloro.	Não afeta.	Não afeta, embora possa reagir a pH elevado.
Nitratos	Não forma cloraminas.	Não afeta.	Pode reduzir a eficiência do O ₃ .
Nitritos	A oxidação pelo cloro forma NDMA.	Não afeta.	Oxidado pelo O ₃ .
Ferro e Manganês	Oxidado pelo cloro.	Absorve fortemente a radiação UV, pode precipitar sobre as lâmpadas, pode ser absorvido nos SS e servir de escudo às bactérias.	Oxidado pelo O ₃ .
pH	Condiciona a predominância de HOCl e OCl ⁻ .	Pode afetar a solubilidade dos metais e dos carbonatos.	Afeta a taxa de decomposição do O ₃ .

(Adaptado de Asano *et al.*, 2007 e EC, 2006)

Uma possível consequência da baixa eficiência da desinfecção pode consistir na posterior multiplicação dos patogénicos (o chamado *regrowth*), quer por recuperação de microrganismos apenas parcialmente afetados pelo agente desinfetante, quer por encontrarem condições favoráveis à sua multiplicação, por exemplo em biofilmes formados nas paredes de condutas e reservatórios.

19.3. Tipologia dos processos de desinfecção

19.3.1. Processos de desinfecção de AR

No Quadro 19.4 apresenta-se os processos de desinfecção aplicáveis na desinfecção de AR agrupados por tipo de mecanismo.

Quadro 19.4 Processos de desinfecção da AR

Mecanismo	Tipo de processo
Físico	Radiação UV e γ
	Temperatura: ebulição e pasteurização.
	Diluição
	Filtração
	Processos de membrana: NF, UF, NF e OI
	Adsorção em carvão ativado
	Ultrassons
Químico	Cloragem (Cl_2 , ClO_2 , NaOCl e $\text{Ca}(\text{OCl})_2$)
	Ozonização
	Ácido peracético
Biológico	Lagoas de maturação
	Tratamentos no solo: infiltração – percolação.

(Adaptado de Marecos do Monte & Albuquerque, 2010)

Alguns dos processos indicados no Quadro 19.4 raramente são aplicados na desinfecção de AR. É o caso dos processos térmicos, devido ao elevado custo do consumo de energia, dos ultra sons, da radiação γ e da adsorção em carvão ativado. Dos restantes, os processos atualmente mais populares são ainda a cloragem (com dióxido de cloro ClO_2), a ozonização e a radiação UV, constituindo os processos de desinfecção biológicos ou bionaturais a solução adequada em determinadas condições. Os processos de membrana ganham crescente adesão, à medida que os seus custos decrescem.

A escolha do processo de desinfecção de AR deve atender aos seguintes fatores (EC, 2006):

- eficiência do processo na inativação dos microrganismos patogénicos e a sua fiabilidade (Quadro 19.2);
- risco do agente de desinfecção para os seres humanos e animais;
- disponibilidade no mercado e custo;
- facilidade de transporte e de armazenamento;
- operacionalidade (facilidade e segurança de operação);
- impactes ambientais.

Tomando como critérios de comparação técnico-económica dos processos mais correntes de desinfecção de AR os fatores a considerar na sua seleção atrás referidos, conclui-se que, nenhum dos processos de desinfecção é completamente satisfatório (EC, 2006).

A cloragem apresenta a desvantagem da formação de compostos cancerígenos, mas é de aplicação vantajosa nos casos em que é necessário prevenir contaminações posteriores à desinfecção. A ozonização apresenta custos de investimento e de O&M mais elevados, pelo que a sua aplicação se justifica quando é necessário combinar o seu efeito desinfetante com outros objetivos de qualidade da água, como por exemplo, a remoção de cor. A desinfecção por radiação UV apresenta custos de O&M elevados, devido ao consumo energético e de lâmpadas.

Uma solução que tem sido prosseguida nos últimos anos consiste na combinação sinérgica de dois processos de desinfecção, nomeadamente com novos processos avançados de oxidação, como por exemplo a combinação da radiação UV com peróxido de hidrogénio (H_2O_2) ou com ácido peracé-

tico ($C_2H_4O_3$). No Quadro 19.5 apresenta-se uma análise sumária da aplicabilidade dos processos de desinfecção emergentes.

Quadro 19.5 Processos emergentes de desinfecção

Processo	Caraterísticas do processo
UV / $C_2H_4O_3$	Mais segurança na aplicação. Não forma compostos prejudiciais. Elevada eficiência na inativação de bactérias e fungos. Dependente do pH.
O_3 / UV	Inativação de um largo espectro de microrganismos. Redução do ozono necessário.
O_3 / H_2O_2 (peroxono)	Não forma compostos prejudiciais. Elevada eficiência na desinfecção de água tratada por microfiltração.
UV / H_2O_2	Processo avançado de oxidação mais utilizado na remoção de matéria orgânica dissolvida que na desinfecção.

(Adaptado de Marecos do Monte & Albuquerque, 2010)

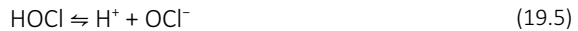
19.3.2. Cloragem

A cloragem, também designada por cloração, é o processo de desinfecção da água por adição de cloro molecular ou de compostos clorados e é largamente praticada desde o início do século XX. A descoberta, nos anos 70, de que a cloragem origina a formação de compostos cancerígenos, por combinação do cloro com compostos orgânicos presentes na água, mesmo em concentrações muito reduzidas, tem vindo a afastar a cloragem da desinfecção de AR em favor de outros processos, principalmente da radiação ultravioleta (UV).

Os compostos clorados utilizados para desinfecção da água são, por ordem decrescente de volume utilizado:

- hipoclorito de sódio ($NaOCl$), utilizado na forma de solução aquosa 12 a 15 %;
- cloro gasoso (Cl_2), que é fornecido liquefeito, transportado em cilindros de aço ou em autotanques. A despressurização vaporiza o líquido, que ao

ser injetado na água dá origem à formação de ácido clorídrico (HCl) e de ácido hipocloroso (HOCl), o qual se dissocia em H⁺ e OCl⁻, conforme as equações químicas das expressões 19.4 e 19.5.



- **dióxido de cloro (ClO₂)**, um poderoso desinfetante gasoso, que tem que ser produzido *in situ*, pois a sua instabilidade e reatividade desaconselham o seu transporte. O dióxido de cloro é produzido por reação de Cl₂ com clorito de sódio (NaO₂Cl). A vantagem do dióxido de cloro é que não reage com substâncias presentes na água e portanto, não origina compostos organoclorados, como o cloro. Porém, esta vantagem, bem como o não provocar impactos adversos nos ecossistemas, só é assegurada se não existir excesso de Cl₂ proveniente da produção do dióxido de cloro, o que requer um doseamento cuidadoso de Cl₂ durante a produção de ClO₂;
- **cloraminas**, grupo de compostos caracterizados por terem pelo menos um átomo de cloro ligado a um átomo de azoto trivalente: monoclорamina (NH₂Cl); dicloramina (NHCl₂); tricloramina (NCl₃);
- **hipoclorito de cálcio** – Ca(OCl)₂.

Os compostos clorados reagem facilmente com outros compostos, oxidando-os, pelo que quando se pretende desinfetar AR por cloragem é necessário adicionar uma dose de desinfetante suficiente para oxidar todas as substâncias orgânicas e inorgânicas oxidáveis presentes na água (cianetos, sulfuretos, sulfitos, nitritos, brometos, ferro e manganês) e para destruir os patogénicos e ainda para deixar uma concentração residual de cloro que possa responder a carências futuras de cloro (por posterior contaminação/poluição da água durante o seu transporte em condutas, por exemplo). Isto significa que a desinfecção só é assegurada se a dose de cloro adicionada à água ultrapassar o chamado **ponto crítico** ou **breakpoint**, representado na Figura 19.1.

Na Figura 19.1 mostra-se como à medida que se adiciona cloro se podem distinguir 4 fases.

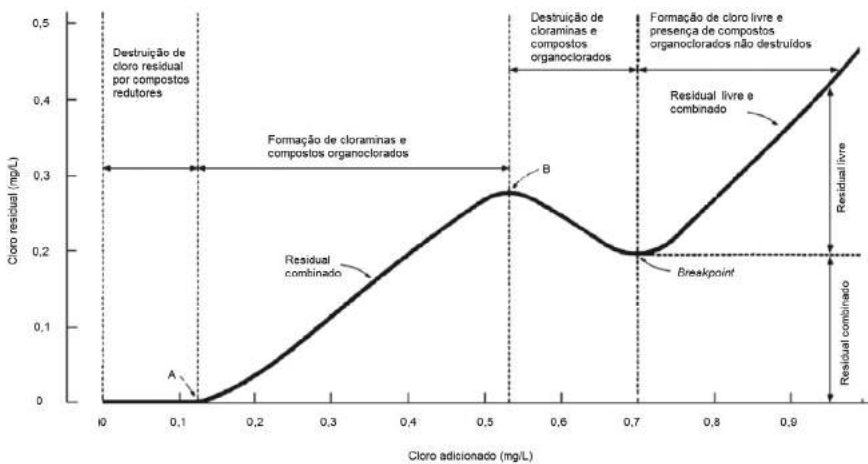
Carência imediata de cloro – o cloro adicionado é consumido na oxidação de compostos redutores, dando origem à formação de ácido sulfúrico,

ácido clorídrico e outros compostos. A quantidade de cloro assim consumida designa-se por **carência ou demanda imediata de cloro**.

Formação de cloraminas – o cloro adicionado vai reagir com amónia presente na água, do que resulta a formação de cloraminas, as quais têm capacidade desinfetante, de acordo com as equações químicas das expressões 19.6 a 19.8. O cloro nesta forma designa-se genericamente como **cloro residual combinado**.

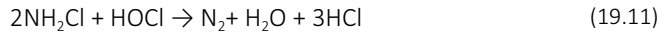
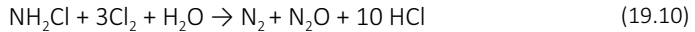
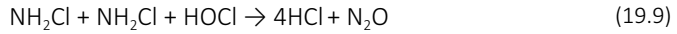


Figura 19.1 Cloragem ao *breakpoint*



(Adaptada de Alves, 2010)

Destruição de cloraminas – inicia-se no ponto B da Figura 19.1 e termina no *breakpoint*. O cloro adicionado reage com as cloraminas destruindo-as, dando origem à formação de N_2 , N_2O e HCl (expressões 19.9 a 19.12), reduzindo o cloro residual combinado disponível. A conversão das cloraminas dá-se até ao chamado *breakpoint*, pela contínua adição de cloro.



Formação de cloro residual livre – a partir do *breakpoint* deixa de ocorrer a destruição das cloroaminas e todo o cloro adicionado fica em solução sob a forma de ácido hipocloroso (HOCl) e de íão hipoclorito (OCl^-), constituindo o chamado cloro residual livre. Só a adição de cloro suficiente para ultrapassar o *breakpoint* permite a existência de cloro residual livre na água assegurando uma cloragem eficiente.

A forma não dissociada do ácido hipocloroso (HOCl) é muito mais eficiente na inativação de microrganismos, nomeadamente de bactérias, que o íão hipoclorito (OCl^-). O pH da água condiciona a predominância do ácido hipocloroso ou do íão hipoclorito: para valores de pH entre 4 e 6 predomina o HOCl, a forma mais eficiente como desinfetante; em água francamente alcalina (pH > 8,5) predomina o íão HOCl^- .

As cloraminas podem ser um subproduto da desinfecção por hipoclorito de sódio ou de cálcio, se a água contiver amónia e/ou aminas, que também pode atuar como desinfetante, e com vantagem, em algumas situações. A monocloramina (NH_2Cl) é a mais utilizada como desinfetante, pois embora seja menos eficiente que o Cl_2 , é mais estável, assegurando o seu efeito residual por mais tempo e não tem tendência a reagir com compostos orgânicos precursores de compostos organoclorados. A monocloramina é mais eficiente do que o cloro livre no controlo de biofilmes e de bactérias em sistemas com longo tempo de retenção.

O cloro gasoso e o dióxido de cloro apresentam elevada eficiência na inativação de bactérias e de vírus, mesmo na presença de SS. O dióxido de cloro tem uma eficiência mais elevada para os protozoários. As cloraminas têm uma eficiência mais reduzida que os restantes compostos de cloro. O hipoclorito apresenta elevada eficiência na inativação de bactérias e de vírus e baixa na inativação de protozoários. Os desinfetantes clorados têm diferentes eficiências de remoção e apresentam distintos efeitos na água, requerendo medidas de segurança e aplicação diferenciadas, conforme se apresenta, de forma resumida, no Quadro 19.6.

A redução da concentração de cloro residual na ART, conhecida por **descloragem**, pode ser necessária após a desinfecção por cloragem, a fim de satisfazer requisitos de qualidade compatíveis com a licença de descarga no meio recetor, visto o cloro ser tóxico para a vida aquática.

A descloragem processa-se por redução do cloro residual (livre ou combinado) a ácido clorídrico (HCl), geralmente com dióxido de enxofre (SO₂), em reação conhecida por **sulfonação**, mas também com metabissulfito de sódio (NaS₂O₅) ou bissulfito de sódio (NaHSO₃) ou mesmo peróxido de hidrogénio.

Quadro 19.6 Condições de aplicação de desinfetantes clorados

Desinfetante	Efeitos na água	Segurança	Aplicação
Hipoclorito de sódio e de cálcio	Pouco estável, perde 1 % de atividade por dia.	Mais seguro que o cloro gasoso.	Utilizados em sistemas de pequena dimensão.
Cloro gasoso	Produção de compostos organoclorados.	Substância perigosa, que requer medidas de segurança em todas as fases, desde o transporte, ao armazenamento e utilização. Requer plano de emergência. Cloro residual tem impactes adversos na rega e no meio aquático.	Aplica-se às águas residuais não tratadas, a montante da filtração. Recloragem no sistema de distribuição de AR.
Dióxido de cloro	Menor produção de compostos organoclorados.		Aplica-se na obra de entrada e nos decantadores.
Cloraminas		Tóxicas para os peixes.	Utilizam-se como desinfetante secundário.

(Adaptado de Marecos do Monte & Albuquerque, 2010)

No Quadro 19.7 comparam-se as vantagens e as desvantagens da desinfecção por cloragem.

Quadro 19.7 Vantagens e desvantagens da desinfecção de AR tratadas por cloragem

Vantagens	Desvantagens
Inativação de um vasto tipo de patogênicos.	Formação de subprodutos perigosos da desinfecção (compostos organoclorados) ⁵⁷ por reação com compostos orgânicos e inorgânicos presentes na água.
Permanência de um teor residual de cloro.	Riscos associados à utilização dos compostos de cloro, particularmente do cloro gasoso.
Flexibilidade de dosagem.	Baixa eficiência relativamente a alguns patogênicos, como os protozoários e os ovos de helmintas.
Menores custos.	Possibilidade de conferir cheiro e gosto à água.

(Adaptado de Marecos do Monte & Albuquerque, 2010)

19.3.3. Ozonização

A ozonização é o processo de desinfecção da água por adição de ozono (O_3). Apesar de ser o processo mais eficiente de desinfecção da água, a sua aplicação tem sido mais reduzida comparativamente a outros processos, devido aos seus elevados custos.

O ozono inativa os microrganismos por oxidação dos compostos que formam a sua membrana celular e o citoplasma e por destruição do seu ADN.

A injeção de ozono na água dá origem à sua decomposição parcial em radicais $OH\cdot$, que são altamente reativos, mas não contribuem para a destruição dos microrganismos patogênicos, antes reagindo com compostos orgânicos e inorgânicos presentes na água. Daqui resulta uma vantagem adicional da ozonização, que além da desinfecção, proporciona a oxidação de teores residuais de poluentes presentes na água, nomeadamente compostos não biodegradáveis, como pesticidas, corantes, produtos farmacêuticos e de higiene pessoal, que podem ser removidos até concentrações inferiores ao seu limite de quantificação analítica. A oxidação destes compostos tem como consequência a diminuição da concentração da água em SST e COT e o aumento da CQO solúvel e da CBO (EC, 2006).

⁵⁷ Denominados por DBP (*Disinfection By-Products*) na literatura de língua inglesa.

Contrariamente aos desinfetantes clorados, o ozono não dá origem à formação de compostos halogenados, exceto se existir brometo na água, situação em que dá origem à formação de diversos compostos bromados, como por exemplo o bromofórmio e o dibromoacetnitrilo, dos quais os mais preocupantes são os bromatos (BrO_3^-), por serem potencialmente cancerígenos e de difícil remoção.

O ozono é muito eficiente na inativação de bactérias, vírus e até protozoários, como a *Giardia*, embora alguns protozoários, como o *Cryptosporidium parvum* se apresentem como mais resistentes, requerendo doses mais elevadas.

A desinfecção por ozono é praticada a jusante do tratamento secundário, sendo este geralmente completado com filtração em areia ou em carvão ativado, de modo a reduzir a demanda de ozono originada por teores residuais de compostos orgânicos e inorgânicos.

No Quadro 19.8 comparam-se as vantagens e as desvantagens da desinfecção por ozonização.

Quadro 19.8 Vantagens e desvantagens da desinfecção de águas residuais tratadas por ozonização

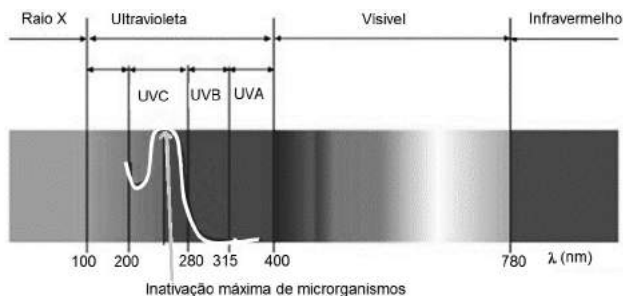
Vantagens	Desvantagens
Eficaz na remoção da generalidade dos patogénicos, incluindo <i>Giardia</i> .	Custos de investimento relativamente elevados.
Remoção de cor e de odores da água.	Custos de O&M relativamente elevados.
Oxidação de poluentes orgânicos persistentes.	Aumenta o teor de CBO solúvel, o que estimula o recrescimento de microrganismos.
Não formação de compostos organo-halogenados, exceto de compostos bromados.	Formação de bromatos.
Oxidação de ferro e de manganês.	Complexidade requerendo a necessidade de pessoal especializado.
Não requer o transporte e armazenamento de substâncias perigosas.	Tóxico, requerendo medidas de segurança apropriadas.
Flexibilidade: produção ajustável.	Corrosivo, requerendo adequada seleção de materiais.

(Adaptado de EC, 2006)

19.3.4. Radiação UV

A radiação ultravioleta (UV) é a radiação eletromagnética de comprimento de onda (λ) compreendido entre 4 e 400 nm, correspondente à banda do espectro entre os raios X e a radiação visível. Ao penetrar nas células a radiação UV danifica o seu material genético, podendo deste modo eliminar ou inativar microrganismos (ao afetar a sua capacidade de reprodução). A radiação UV de $200 < \lambda < 280$ nm é mais eficiente na redução de microrganismos patogénicos (Figura 19.2), principalmente quando o λ da radiação incidente se situa no intervalo entre 255 a 265 nm (Asano *et al.*, 2007).

Figura 19.2 Banda de UV germicida no espectro da radiação eletromagnética



A desinfecção por radiação UV foi aplicada em sistemas de abastecimento de água para consumo humano no início do século XX, em Marselha (EC, 2006). O advento da cloração destronou a aplicação do UV na desinfecção de água. Só depois da descoberta, na segunda metade dos anos 70 do século XX, do potencial cancerígeno dos compostos organoclorados produzidos pela combinação de matéria orgânica com o cloro, a pesquisa de processos de desinfecção com menor impacto levou a que a desinfecção UV ganhasse grande popularidade, sobretudo nos anos mais recentes, desde meados da década de 90, e principalmente no domínio da desinfecção de águas residuais tratadas destinadas a reutilização. Este desenvolvimento deve-se a vantagens deste processo de desinfecção sobre a desinfecção por compostos de cloro, tais como a não formação de compostos organoclorados e a inativação de oócitos de protozoários, tornando-se assim um processo de desinfecção eficaz e com menor impacto ambiental.

A inativação pela radiação UV atinge a generalidade dos microrganismos patogénicos – bactérias, vírus e até os protozoários –, mas é menos eficaz para os ovos de helmintas, que são bastante resistentes à penetração dos UV.

A reação foto-bioquímica de inativação dos microrganismos por ação da radiação UV pode ser traduzida pela expressão 19.13, derivada da lei de Beer.

$$-\frac{dN}{dt} = k I_{med} N \quad (19.13)$$

Em que:

N – concentração de microrganismos viáveis (n.º /L);

t – tempo (s);

k – constante de inativação de 1.ª ordem (cm²/(mW.s));

I_{med} – intensidade média da radiação (mW/cm²).

Alguns microrganismos que sobrevivem à exposição da radiação UV, embora fiquem inativados, apresentam a capacidade de regenerar o seu ADN danificado, quando expostos a radiação visível de 330 – 500 nm, num processo conhecido como **foto-reativação**, cujo agente principal é uma enzima denominada fotólise. Outros microrganismos conseguem o mesmo efeito na ausência de luz, através de um mecanismo de reparação que utiliza moléculas proteicas, designado por **“reativação no escuro”**. A reativação no escuro pode ocorrer no interior de condutas.

Os fenómenos de foto-reativação e de reativação no escuro podem ser evitados pela aplicação de uma dose de radiação UV que minimize o número de microrganismos com capacidade de reativação.

A eficiência da desinfecção por UV depende da quantidade de radiação e do tempo de exposição (que é da ordem de poucos segundos). Para o mesmo valor de intensidade de radiação e de tempo de exposição, a eficiência de remoção de microrganismos patogénicos depende dos seguintes fatores:

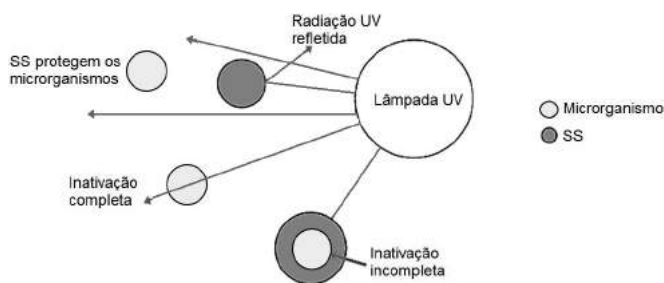
- a) características de qualidade das águas residuais tratadas que afetam a transmitância da radiação UV na água e que são principalmente sólidos em suspensão, ferro, sais de cálcio e de magnésio;

b) configuração da instalação de desinfecção UV: projeto do reator de desinfecção, tipo de lâmpadas UV, sua idade, tipo de manutenção.

A **transmitância** é a capacidade de a água se deixar atravessar por um feixe de luz. A transmitância está relacionada com a absorvância, que é a quantidade de luz de determinado comprimento de onda que é absorvida pela água e substâncias nela dissolvidas. Deste modo, a transmitância UV mede a radiação UV que se perde quando o feixe de radiação atravessa as águas residuais tratadas.

A presença de SS na água diminui a remoção de patogênicos por radiação UV, pois as partículas em suspensão, além de dispersarem a radiação incidente, constituem verdadeiros escudos protetores que impedem a radiação UV de atingir os microrganismos adsorvidos à superfície das partículas (Figura 19.3). Quanto mais elevado o teor de SS na água menor a sua transmitância. Mas não é apenas a concentração de partículas em suspensão que condiciona a eficiência da desinfecção por UV, importando também a distribuição da dimensão das partículas: as partículas de dimensão superior a 10 μm podem constituir escudos de proteção dos microrganismos, enquanto partículas de dimensão superior a 40 μm absorvem radiação sem que esta penetre completamente, obrigando à aplicação de doses mais elevadas de radiação para atingir os microrganismos ou, em alternativa, à redução do teor de SS na água, por filtração, por exemplo.

Figura 19.3 Interferência dos SS na AR com a ação germicida dos UV



(Adaptada de EPA, 1999)

A importância da concentração de SS e da distribuição da sua dimensão é tal que, só se devem comparar resultados da inativação de patogénicos por UV se tiverem sido obtidos em estudos com condições semelhante de SS e de quantidade de radiação aplicada (EC, 2006).

No Quadro 19.9 apresentam-se as vantagens e desvantagens da desinfeção com radiação UV.

Quadro 19.9 Vantagens e desvantagens da desinfeção de águas residuais tratadas por radiação UV

Vantagens	Desvantagens
<ul style="list-style-type: none">• Não forma compostos halogenados.• Muito eficiente na remoção de <i>Cryptosporidium</i> e de <i>Giardia</i>.• Facilidade de O&M.• Baixo tempo de contacto com a água.	<ul style="list-style-type: none">• Custos de capital elevado.• Necessidade de realização de um programa de manutenção preventiva para manter as lâmpadas limpas.• Eficiência muito dependente das características de qualidade da água (turvação, SS, substância absorventes de UV).• Baixo poder viricida para baixas doses.• Possibilidade de foto reativação.• Necessidade de desinfetante adicional no sistema de armazenamento e transporte.

(Adaptado de EC, 2006)

A popularidade da utilização da desinfeção por UV tem motivado o contínuo aperfeiçoamento da tecnologia de lâmpadas e balastros. As lâmpadas de eléctrodos são de três tipos:

- baixa pressão e baixa intensidade;
- baixa pressão e alta intensidade;
- média pressão e alta intensidade.

O impacte ambiental do destino final de lâmpadas de vapor de mercúrio tem sido o principal motivo de desenvolvimento de novos tipos de lâmpadas para aplicação na desinfeção de AR tratadas, como as lâmpadas de xénon.

As lâmpadas de baixa pressão e baixa intensidade emitem um feixe de radiação UV essencialmente monocromática na banda dos UV-C, com um pico muito intenso nos 253,7 nm, muito próximo do comprimento de onda mais germicida (260 nm).

As lâmpadas de baixa pressão e alta intensidade são semelhantes às anteriores, mas utilizam o vapor de uma amálgama de mercúrio e de índio, o que permite a emissão de radiação UV-C 3 a 4 vezes mais intensa. São lâmpadas mais duradouras.

As lâmpadas de média pressão e alta intensidade emitem radiação mais policromática, embora muito intensa (50 a 100 vezes a radiação emitida por lâmpadas de baixa pressão e baixa intensidade).

19.4. Disposições construtivas

19.4.1. Cloragem

As disposições construtivas das instalações de desinfecção por cloragem diferem consoante utilizam cloro gasoso, soluções de hipoclorito, dióxido de cloro ou cloraminas. Em qualquer dos casos de desinfecção por cloragem há que considerar áreas para as seguintes funções:

- armazenamento dos reagentes de desinfecção (Capítulo 20);
- preparação de soluções (Capítulo 20);
- dosagem e mistura do desinfetante com as AR (Capítulo 20);
- desinfecção – reator.

Os reatores de desinfecção podem ser de dois tipos: reatores tubulares ou reatores com chicanas ou defletores (longitudinais ou verticais).

Todas as instalações devem garantir a segurança dos operadores e serem construídas em material compatível com as características dos compostos clorados. As instalações devem ainda garantir eficiência da mistura do desinfetante com a AR e a eficiência da produção dos desinfetantes clorados, quando estes têm que ser produzidos *in situ*, como o dióxido de cloro e as cloraminas.

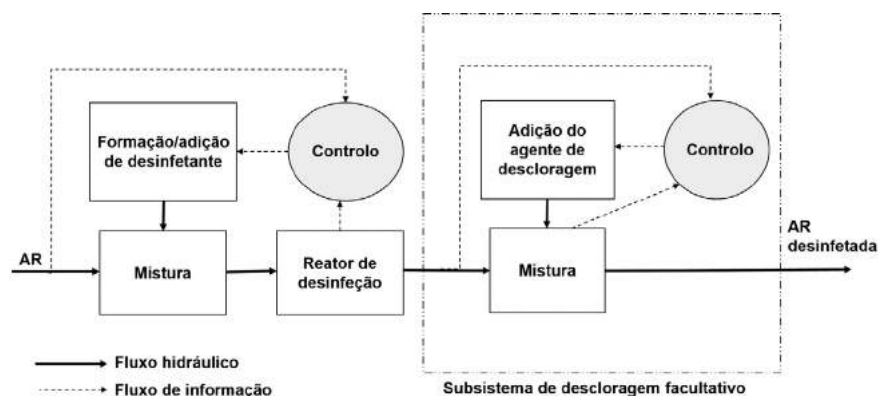
Os equipamentos eletromecânicos de dosagem e adição dos desinfetantes às AR constituem peças fundamentais das instalações de desinfecção. No caso das instalações de desinfecção por cloração o equipamento que alimenta o desinfetante à água a desinfetar tem as seguintes designações:

- clorómetro – alimenta cloro gasoso (Cl_2);
- hipoclorómetro – alimenta hipoclorito de sódio ou de cálcio em solução.

O chamado sulfonómetro alimenta dióxido de enxofre (SO_2) gasoso, necessário quando se procede a descloração.

Na Figura 19.4 apresenta-se o esquema da cloração e descloração.

Figura 19.4 Esquema da cloração e descloração



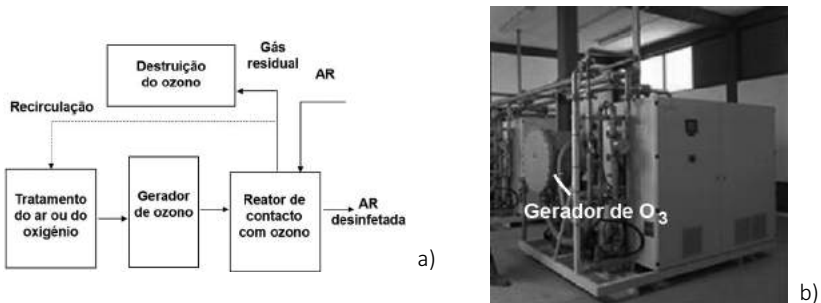
(Adaptada de EPA, 1986)

19.4.2. Ozono

O ozono tem que ser produzido na instalação de desinfecção, a partir de ar ou de oxigénio puro, pelo facto de ser um gás instável.

A instalação de produção de ozono é constituída pelas seguintes unidades (Figura 19.5): sistema de preparação do gás de alimentação (ar ou oxigénio); gerador de ozono; sistema de transferência para a água; equipamento de destruição do ozono residual; equipamento de segurança.

Figura 19.5 Instalação de ozonização: a) esquema e b) fotografia



Qualquer que seja o gás – ar ou oxigênio puro – este deve satisfazer a determinados requisitos de conteúdo de poeiras, impurezas e humidade. Estes requisitos não são satisfeitos de todo quando se utiliza o ar como matéria-prima para a produção de ozono, sendo necessário tratá-lo, segundo um complexo esquema, a fim de remover poeiras, humidade e impurezas, como hidrocarbonetos. Os ozonizadores de última geração utilizam oxigênio puro, o que permite duplicar o rendimento de produção de ozono (EC, 2006).

O gerador consiste num tambor cilíndrico, onde o ozono é produzido por meio de uma descarga elétrica de alta voltagem (7-20 kV) entre dois eléctrodos concêntricos, a qual fornece a energia necessária para que se dê a reação $O_2 + O \rightarrow O_3$.

A eficiência da transferência de ozono para a água é muito importante em termos económicos, pois a concentração de O_3 no gás que sai do gerador de ozono é baixa. As câmaras de contacto do ozono com a água são, por isso, profundas e cobertas. O ozono gasoso pode ser dissolvido na água por dois processos: difusores em cerâmica porosa ou em aço inoxidável, que permitem o contacto das bolhas de gás ao longo de 3 a 5 m de coluna de água; injetores Venturi. Os injetores Venturi são um processo muito eficiente de transferência de ozono para a fase líquida, com a vantagem de a instalação ser mais compacta em relação à transferência por difusão de bolhas de ozono, mas com o inconveniente de ser de operação mais complexa e de requerer altura manométrica mais elevada.

Geralmente consideram-se 3 câmaras de contacto, ligadas em série (Metcalf & Eddy, 2003): na primeira dão-se as reacções de oxidação mais rápidas, na segunda ocorre geralmente a desinfecção e na terceira completa-se o processo com as reacções mais lentas e permite-se a saída do ozono residual.

O gás residual do reator de ozonização tem que ser submetido a um tratamento térmico, para redução do O_3 a O_2 antes da sua libertação na atmosfera com uma concentração inferior a 0,1 ppm (Metcal & Eddy, 2014). Esta destruição do ozono processa-se a temperatura superior a 300 °C, podendo ser realizada a temperatura significativamente mais baixa, da ordem dos 100 °C, se se utilizar um catalisador, como o dióxido de manganês.

O ozono é um gás muito corrosivo, pelo que os materiais das instalações de ozono têm que ser resistentes à corrosão, para evitar fugas (Capítulo 20).

19.4.3. Radiação UV

A instalação de desinfecção por radiação UV é projetada considerando de forma integrada: o tipo de lâmpada, o seu balastro e a configuração do reator de desinfecção, de modo a minimizar a perda de intensidade da radiação UV por adsorção e dissipação, o que é assegurado por:

- escoamento hidráulico em êmbolo (tipo pistão);
- imersão das lâmpadas emisoras de UV na água em módulos configurados de forma que a avaria ou diminuição de uma lâmpada não afete a eficiência do processo;
- sistema de limpeza das lâmpadas (mecânico e/ou químico).

A radiação UV é emitida por lâmpadas de diversos tipos, cuja tecnologia tem registado contínua evolução nos últimos anos. A forma mais vulgar de produzir radiação UV consiste numa descarga elétrica entre dois eletrodos em atmosfera de vapor de mercúrio ou numa mistura deste vapor com outros gases raros, como o cripton e o argon, contida numa manga de quartzo. A estabilidade da corrente elétrica que induz a descarga é assegurada por um transformador denominado **balastro**. As lâmpadas de média pressão e alta intensidade são mais apropriadas a situações de falta de espaço ou de desinfecção de elevados caudais, como a descarga de excesso de caudal de tempestade.

A eficiência das lâmpadas de UV diminui com a idade deste equipamento, devido a deterioração dos elétrodos e ao envelhecimento da manga de quartzo. A deposição de precipitados e de sujeira sobre a superfície exterior das lâmpadas diminui a quantidade de radiação UV que incide sobre a água a desinfetar, pelo que a limpeza externa das lâmpadas é um fator fundamental na eficiência da desinfecção. A acessibilidade às lâmpadas é importante e deve ser prevista na configuração da instalação.

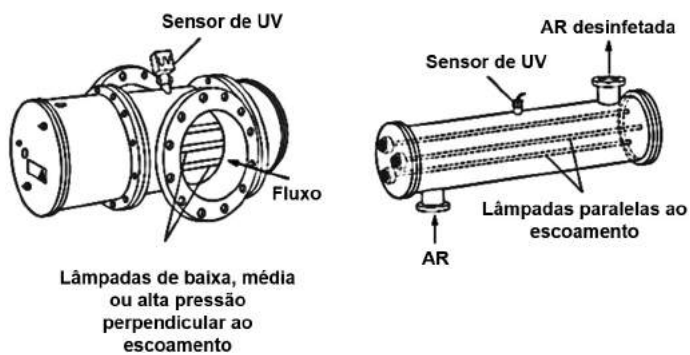
As lâmpadas necessárias podem ser montadas horizontalmente, em baterias paralelas ao escoamento das águas residuais ou verticalmente, em baterias perpendiculares ao fluxo da água, que deve ser em êmbolo, podendo o reator da desinfecção por UV ser em canal aberto ou fechado. Em qualquer dos casos, o número mínimo de baterias de lâmpadas deve assegurar a reserva de equipamento necessária para garantir a fiabilidade do processo de desinfecção.

O sistema de controlo do nível do líquido é muito importante nos reatores de canal aberto, pois deve assegurar que as lâmpadas estejam sempre completamente mergulhadas na água. As Figuras 19.6 e 19.7 apresentam exemplos de configurações de reatores de desinfecção por UV.

Figura 19.6 Instalação de desinfecção por UV



Figura 19.7 Configuração de reatores de UV: a) com lâmpadas perpendiculares ao escoamento; b) com lâmpadas paralelas ao escoamento; c) em canal fechado e d) em canal aberto



a)

b)



c)



d)

(Adaptada de Howe *et al.*, 2012)

No Quadro 19.10 comparam-se as características operacionais das lâmpadas de UV.

Quadro 19.10 Comparação das características operacionais de lâmpadas de UV

Caraterísticas	Baixa pressão e baixa intensidade	Baixa pressão e alta intensidade	Média pressão e alta intensidade
Banda de UV emitida (nm)	Monocromática 185 – 254	Monocromática 185 – 254	Policromática 185 – 254
Pressão de vapor de Hg (mbar Hg)	0,007	0,001 – 0,01	1 000 – 2 000
Temperatura (°C)	35 – 50	60 – 150	500 – 900
Consumo de energia (W)	15 – 100	120 – 500	400 – 20 000
Intensidade de corrente na lâmpada (mA)	350 – 550	Variável	Variável
Voltagem da lâmpada (V)	220	Variável	Variável
Eficiência de emissão de UV-C (%)	30 – 40	25 – 38	5 – 22
Diâmetro das lâmpadas (mm)	15 – 20	Variável	Variável
Perda de carga da instalação	Elevada	Média	Baixa
Duração das lâmpadas (h)	8 000 – 16 000	8 000 – 16 000	4 000 – 10 000
Duração do balastro (ano)	10 – 15	10 – 15	1 – 3
Substituição de lâmpadas (N.º)	Elevado	Médio	Baixo
Ocupação de área	Elevada	Média	Baixa

(Adaptado de Marecos do Monte & Albuquerque, 2010)

19.5. Dimensionamento de sistemas de desinfecção

19.5.1. Cloragem

O dimensionamento de uma instalação de cloragem depende principalmente da dose a ser aplicada e do tempo de contacto, representados por Ct. A dose a ser aplicada pode ser determinada experimentalmente, a fim de incluir a carência inicial de cloro (dependente das características da AR), o decaimento de cloro durante determinado tempo de contacto (tempo de contacto no reator e nas tubagens) e o cloro necessário para a inativação dos microrganismos. No caso de desinfecção de efluente secundário, o cloro necessário para inativação dos microrganismos num tratamento secundário pode ser determinado pelo modelo alterado de Collins-Selleck (expressão 19.13).

$$\frac{N}{N_0} = \left(\frac{Ct}{b}\right)^{-n} \quad Ct > b \quad (19.13)$$

Em que:

- C – concentração residual de cloro;
- t – tempo de contacto;
- n – coeficiente (para efluente secundário n = 2,8);
- b – coeficiente (para efluente secundário 3 < b < 4).

As instalações de desinfecção são dimensionadas para o caudal de ponta horário (ver Capítulo 3).

A gama típica de tempos de contacto nos reatores de cloragem é de 30 a 120 min, sendo usual tempos de contacto de 15 a 90 min para caudal de ponta (Metcalf & Eddy, 2014).

Os reatores de cloragem devem ser dimensionadas de modo a evitar as zonas mortas, para que o tempo de retenção não seja reduzido. Usualmente aplicam-se razões de comprimento/largura de 40:1, com a utilização de defletores. Genericamente devem ser construídas 2 ou mais câmaras de cloragem.

19.5.2. Ozonização

O ozono é pouco solúvel na água, pelo que é necessário efetuar testes laboratoriais ou piloto, com o mesmo tempo de contacto que os reatores à escala industrial, para determinar: a carência inicial de ozono; a quanti-

dade de ozono transferido para a água e o decaimento do ozono no reator. Assim é possível obter o Ct e o nível de inativação dos microrganismos.

A dose de ozono que é utilizada ou transferida para a água é determinada pela expressão 19.14.

$$\text{Dose de O}_3 = \frac{Q_g}{Q} (\text{Conc}_{af} - \text{Conc}_{ef}) \quad (19.14)$$

Em que:

Q_g – caudal de gás;

Q – caudal de AR;

Conc_{af} – Concentração de O_3 afluente;

Conc_{ef} – Concentração de O_3 efluente.

As câmaras de ozonização têm alturas úteis de 4,6 a 6 m (Metcalf & Eddy, 2014).

O tempo de contacto do ozono com a água é da ordem de 10 a 30 minutos.

19.5.3. Radiação UV

Os sistemas de desinfecção por radiação UV são dimensionados empiricamente, com base em experiência anterior e em ensaios piloto. Nessa base é determinada a dose de radiação UV a utilizar, com o que fica definido o número de lâmpadas necessárias. A dose é determinada em ensaios laboratoriais, sendo usualmente aplicadas ao tratamento de AR doses superiores a 10 mJ/cm^2 ou consultando bibliografia específica (Metcalf & Eddy, 2003).

Geralmente as lâmpadas são fornecidas em módulos de 2, 4, 8, 12 ou 16 lâmpadas, sendo o espaçamento mais usual entre elas de 75 mm, medido a partir do centro das lâmpadas (Metcalf & Eddy, 2003).

O tempo de retenção recomendado é de alguns segundos (EC, 2006).

19.6. Requisitos de O&M

19.6.1. Operação

Do ponto de vista de operação das instalações de desinfecção, as variáveis de controlo do processo são as indicadas no Quadro 19.11.

Os fornecedores do equipamento de desinfecção disponibilizam manuais de O&M dos mesmos, cujo cumprimento é fundamental, dado a perigosidade dos agentes desinfetantes.

Quadro 19.11 Variáveis de controlo da operação no processo de desinfecção

Processo	Variáveis de controlo da operação
Cloragem	Tempo de contacto das AR com o desinfetante.
	Concentração de cloro residual.
	Resultados das análises da ART aos microrganismos indicadores de contaminação fecal.
	Peso dos cilindros de cloro e outras ações de manuseamento dos mesmos.
Ozonização	Tempo de contacto das AR com o desinfetante (> 10 minutos).
	Condições de mistura do ozono com as AR: rápida e vigorosa, em câmara de escoamento em êmbolo.
Radiação UV	Intensidade de emissão das lâmpadas UV a 254 nm.
	Caraterísticas hidráulicas do reator: deve proporcionar um desvio mínimo das condições ideais de escoamento em êmbolo.
	Tempo de exposição (depende da configuração da bateria de lâmpadas).
	Qualidade das AR (turvação, SS, SD, Fe).
	Idade das lâmpadas UV – avaliada por medição da radiação emitida, através de sensor instalado nos módulos de lâmpadas.

19.6.2. Manutenção

Recorrendo a desinfecção ao uso de produtos perigosos, como a radiação UV, o ozono e os compostos de cloro, torna-se essencial a execução de um programa de manutenção preventiva, que assegure não só a eficiência do processo, como a segurança dos operadores. A execução do programa de manutenção preventiva deve ser devidamente registada e também periodicamente inspecionada, de acordo com as recomendações do fabricante de cada equipamento.

a) Cloragem

No Quadro 19.12 indicam-se algumas ações-chave de manutenção preventiva em instalações de cloragem com Cl₂ gasoso.

Quadro 19.12 Manutenção preventiva de instalações de cloragem

Ação de manutenção
– Pesagem dos contentores de cloro com frequência programada.
– Inspeção e limpeza das tubagens, válvulas, filtro.
– Inspeção do sistema de mudança automática de cilindro de Cl ₂ vazio para cilindro cheio.
– Lubrificação dos equipamentos e peças que o necessitem, segundo as instruções dos fabricantes.
– Limpeza do rotâmetro do clorómetro.
– Testar periodicamente o circuito de alarme do detetor de fugas de cloro.
– Lavagem do sensor de deteção de fugas com água destilada.
– Verificação da operacionalidade do ventilador da sala de cloragem.

Todas as atividades de O&M em instalações de cloragem devem ser efetuadas com máscara de proteção. Deve ser instalado um lava-olhos e um chuveiro. O Quadro 19.13 indica os danos de saúde provocados pela presença de cloro na atmosfera.

Quadro 19.13 Danos de saúde provocados por cloro no ar

Dano	Concentração de cloro na atmosfera (mg/L)
Menor concentração detetável pelo olfato	3,5
Irritação da garganta	15
Tosse	30
Perigoso se exposição superior a 30 min	40 – 60
Fatal	1 000

(Adaptado de Sarai, 2002)

b) Ozono

O ozono é um gás muito tóxico e corrosivo. A OMS estipula a concentração de $120 \mu\text{g}/\text{m}^3$ como o limite que assegura a proteção da saúde pública.

As pessoas que trabalham em instalações de ozonização podem adquirir habituação ao odor característico do ozono, pelo que os geradores de ozono devem ser instalados em edifício ventilado, equipado com instrumentação de deteção de ozono na atmosfera interior e de alarmes visuais e sonoros, acionados quando a concentração de ozono atingir $100 \mu\text{g}/\text{m}^3$ e com capacidade para parar a instalação se essa concentração atingir os $300 \mu\text{g}/\text{m}^3$ (US EPA, 1999)]. Este equipamento deve ser testado semanalmente (WPCF, 1990) e recalibrado quando necessário.

Sempre que os alarmes sejam acionados, as instalações devem ser ventiladas durante pelo menos 10 minutos.

O ozono tende a concentrar-se na tubagem da instalação ligada ao gerador de ozono, pelo que deve proceder-se à purga da tubagem antes de qualquer reparação.

c) UV

A manutenção das instalações de desinfecção com radiação UV consiste praticamente na limpeza dos depósitos precipitados sobre as lâmpadas e à substituição das lâmpadas queimadas.

Existem formas diversas de proceder à limpeza das lâmpadas: manualmente, por imersão das lâmpadas numa solução ácida (geralmente ácido cítrico ou ácido fosfórico) e automaticamente, pelo deslizamento ao longo da lâmpada de uma manga de tecido embebido em líquido de limpeza. É conveniente dispor de componentes das lâmpadas sobressalentes, como balastos e mangas de quartzo, para possibilitar reparações.

Deve ser mantido um registo que dê informação sobre a idade das lâmpadas, o seu tempo de operação e a data de substituição de qualquer equipamento.

19.7. Exercícios

Exercício 19.7.1 – Determinação da dose de cloro

Pretende-se desinfetar com cloro o caudal de 3 600 m³/d de uma ART, de modo a atingir a concentração de 0,4 mg/L de cloro residual. A dose de cloro necessária para atingir o ponto crítico é de 7,3 mg/L. Calcular a quantidade de cloro a utilizar diariamente.

Resolução:

Dose de cloro a utilizar = dose necessária para ponto crítico + cloro residual

$$\text{Dose de cloro a utilizar} = 7,3 \text{ mg/L} + 0,4 \text{ mg/L} = 7,7 \text{ mg/L}$$

Quantidade de cloro diária = caudal × dose a utilizar

$$3\,600 \text{ m}^3/\text{d} \times 7,7 \text{ g/m}^3 = 27\,720 \text{ g/d} = 27,72 \text{ kg/d Cl}_2$$

Resposta: A quantidade de Cl₂ é de 27,7 kg/d.

Exercício 19.7.2 – Dimensionamento de um clorómetro

Determinar a capacidade do clorómetro para uma ETAR que trata em média 4 000 m³/d, sabendo que a dose máxima de cloro aplicável é de 20 mg/L. O fator de ponta de afluência de caudal é 2,5.

Resolução:

A capacidade do clorómetro deve ser suficiente para adicionar a máxima dose aplicável ao caudal de ponta:

$$\text{Capacidade do clorómetro} = \text{caudal}_{\text{ponta}} \times \text{dose}_{\text{max}}$$

$$\begin{aligned} \text{Capacidade do clorómetro (kg/d Cl}_2) &= \\ &= 4\,000 \text{ m}^3/\text{d} \times 2,5 \times 20 \text{ g/m}^3 \times 10^{-3} \text{ g/kg} = 200 \text{ kg/d Cl}_2 \end{aligned}$$

Resposta: Supondo que a consulta ao mercado mostrou que existiam clorómetros com capacidade unitária de 240 kg/d, optou-se pela aquisição de 2 clorómetros com esta capacidade, sendo que um deles constitui reserva mecânica do outro e qualquer um tem capacidade para tratar o caudal de ponta.

Exercício 19.7.3 – Dimensionamento de um sistema de desinfecção por UV

Dimensionar um sistema de desinfecção por radiação UV que forneça uma dose mínima de 100 mJ/cm². O caudal de ponta horário é 7 000 m³/d, sendo o caudal mínimo 1 200 m³/d. Considerar lâmpadas com 23 mm de diâmetro, espaçadas de 75 mm (entre eixos) e dispostas horizontalmente.

Resolução:

Os caudais de dimensionamento são os seguintes:

Caudal de ponta	Caudal mínimo
7 000 m ³ /d	1 200 m ³ /d
4 861 L/min	833,3 L/min

1.º – Assumindo que a consulta ao mercado indicou que a disponibilidade de lâmpadas capazes de assegurar a dose de 100 mJ/cm² para caudal entre 20 a 43 (L/min)/lâmpada, constata-se que cada lâmpada tem capacidade para desinfetar caudal variando na proporção de 1:2 (aproximadamente 20:43). Assim, se se considerar 3 canais, nas seguintes condições:

- 1 canal em operação para caudal entre 833 e 1 666 L/min;
- 2 canais operando em paralelo quando o caudal se situa entre 1 666 e 3 332 L/min;
- 3 canais operando em paralelo quando o caudal se situa entre 3 332 e 4 861 L/min.

Esta configuração permite alguma redundância, pois os 3 canais podem tratar até 4 998 L/min (3 × 1 666 L/min), o que poderá permitir que o terceiro canal possa estar fora de serviço sempre que o caudal for inferior a 3 332 L/min.

2.º – Cálculo do n.º de lâmpadas

Para o caudal máximo, o n.º de lâmpadas é obtido por:

$$\text{n.º de lâmpadas} = \frac{4\,861 \text{ L/min}}{43 \frac{\text{L}}{\text{min} \times \text{lamp}}} = 113 \text{ lâmpadas}$$

Em cada canal são necessárias 38 lâmpadas (113 lâmpadas/3 canais).

Geralmente as lâmpadas são fornecidas em módulos de 2, 4, 8 ou 16 lâmpadas por módulo. Em cada canal podem ser instalados 10 módulos de 4 lâmpadas, perfazendo 40 lâmpadas/canal ou 120 lâmpadas no total.

3.º – Verificação de que o dimensionamento cai dentro das recomendações do fabricante do equipamento:

a) Para o caudal mínimo

$$\frac{833,3 \text{ L/min}}{40 \text{ lamp}} = 20,8 \frac{\text{L}}{\text{min.lamp}}$$

b) Para o caudal de ponta

$$\frac{4 \ 861 \text{ L/min}}{120 \text{ lamp}} = 40,5 \frac{\text{L}}{\text{min.lamp}}$$

Ambos os caudais podem ser tratados com radiação UV dentro das especificações do fabricante.

4.º – Verificar se a perda de carga desta configuração é aceitável

- Determinação da área de secção de cada canal

$$A = 4 \times 0,075 \text{ m} \times 4 \times 0,075 \text{ m} = 0,09 \text{ m}^2$$

- Determinação da área livre entre as lâmpadas, considerando $4,15 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{lamp}$

$$A_{\text{livre}} = 0,09 \text{ m}^2 - 4 \times 4 \text{ lamp/mod} \times 4,15 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{lamp} = 0,083 \text{ m}^2$$

- Determinação da velocidade máxima em cada canal

$$V_{\text{canal}} = \frac{4 \ 861 \text{ L/min}}{3 \text{ canais} \times 0,083 \text{ m}^2 \times 1000 \text{ L/m}^3 \times 60 \text{ s/min}} = 0,33 \text{ m/s}$$

- Determinação da perda de carga (h_L)

$$h_L = 1,8 \times \frac{v^2}{2g} = 1,8 \frac{0,33^2}{2 \times 9,8} = 0,12 \text{ m}$$

Resposta: O sistema de UV é constituído por 3 canais, com 10 módulo por canal e cada módulo tem 4 lampadas.

GESTÃO DE SUBSTÂNCIAS QUÍMICAS UTILIZADAS NO TRATAMENTO DE ÁGUAS RESIDUAIS

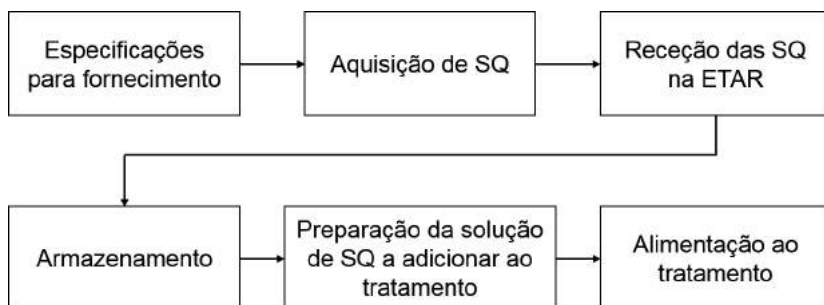
20.1. Objetivo

Diversos processos e operações unitárias de tratamento de AR recorrem à utilização de substâncias químicas (SQ), nomeadamente: o ajustamento de pH, a coagulação-floculação, a precipitação química, a desinfecção, a adsorção, a permuta iónica, a desodorização, o condicionamento e higienização das lamas, algumas operações auxiliares, como por exemplo, na lavagem de membranas ou regeneração de resinas de permuta iónica.

A utilização das SQ nas ETAR constitui um processo com diversas fases, que têm que ser equacionadas logo na fase de projecto da ETAR (prevendo as quantidades necessárias, as condições de armazenamento e doseamento) e que se concretiza durante a operação da mesma, desde a aquisição dessas SQ, até à sua adição às AR em tratamento, conforme esquematizado na Figura 20.1. Este processo tem que ser gerido adequadamente, de modo a evitar:

- disfunções no tratamento das AR (e.g. por falta de SQ disponível em armazém, por doseamento incorreto);
- riscos de saúde e de segurança, que podem afetar o pessoal envolvido no manuseamento destas substâncias.

Figura 20.1 Fases do processo de gestão de SQ numa ETAR



Este capítulo tem por objetivo abordar os requisitos da utilização das SQ nas diversas fases da sua utilização nas ETAR, de modo a assegurar a eficiência do tratamento e a segurança dos operadores e das instalações.

20.2. Aquisição de substâncias químicas

A seleção da SQ a utilizar deve ter em consideração a sua adequabilidade para o processo de tratamento e garantir que não transmite nem confere propriedades indesejáveis à água, nem prejudica os tratamentos a jusante. Embora não esteja aqui em causa o tratamento de água para consumo humano, em que estes fatores são muito importantes, principalmente pelos efeitos que as características da água podem ter na saúde dos consumidores, o que levou à aprovação de normas europeias para as SQ utilizadas no tratamento de água para consumo humano (também adotadas como normas portuguesas), estes aspetos não deixam de ser relevantes no tratamento de AR.

O processo de aquisição de SQ para o tratamento de AR inicia-se com a especificação das características da SQ, nomeadamente o grau de pureza, a concentração da substância ativa, o estado físico (sólido, líquido e gasoso), a definição da quantidade a encomendar e as condições do fornecimento, e.g. tipo e capacidade dos recipientes de transporte e local de entrega.

O cálculo da quantidade de SQ a adquirir baseia-se na quantidade diariamente necessária e no tempo de armazenamento previsto para essa SQ. A quantidade diariamente necessária é calculada pelo produto da dose ótima pelo valor do caudal de ponta, com as correções inerentes ao grau de pureza da SQ e à concentração da forma em que a SQ se encontra disponível no mercado. A facilidade de acesso aos fornecedores das SQ, embora menos importante, não pode deixar de ser tida em consideração no cálculo da SQ a adquirir. Efetivamente, se esse acesso for difícil, haverá que programar a aquisição de maior quantidade, para prevenir eventuais falhas no abastecimento.

Como a maior parte das SQ não são puras, contêm impurezas, ou seja outras substâncias que não participam nas reações desejáveis, é essencial conhecer o **grau de pureza**, definido como a razão entre a massa da SQ pura e a massa total de reagente. No tratamento de AR são utilizadas, por vezes, SQ com graus de pureza mais baixos, com custos de aquisição

menores, desde que as impurezas existentes nas SQ não prejudiquem os tratamentos a jusante e a água tratada (WEF, 2008).

A dose teórica de uma SQ é determinada tendo por base a estequiometria das reações. A dose ótima resulta do ajuste da dose teórica às condições reais, muitas vezes determinada em ensaios laboratoriais (e.g. o jar-test utilizado para determinar a dose de coagulante) ou em ensaios piloto. A quantidade da SQ a adquirir depende da dose ótima e do estado físico disponível no mercado. Se a SQ está no estado sólido, é necessário observar o grau de pureza, se está no estado líquido ou gasoso a sua concentração é fundamental.

Os recipientes de transporte das SQ até à ETAR devem ser apropriados ao estado físico da SQ, às características físico-químicas e toxicológicas e à sua compatibilidade com o material dos recipientes de transporte. Devem ainda possuir identificação e rotulagem de acordo com a legislação em vigor (e. g. identificação da SQ e símbolos de perigo associadas à SQ).

O tempo e os custos associados à descarga e posterior manuseamento da SQ podem constituir um fator a ponderar nas especificações do fornecimento das SQ a adquirir, principalmente no caso de SQ sólidas fornecidas em embalagens de pequena capacidade, como sacos, o que já tem levado algumas estações de tratamento a optar pela aquisição de SQ em solução concentrada, em substituição das SQ sólidas, diminuindo o tempo e os custos de descarga e/ou trasfega e simplificando o seu manuseamento.

Quando o fornecedor entrega as SQ à ETAR deve ser verificado um protocolo de receção dos produtos, que inclui a constatação do lote das mesmas (para efeitos de rastreabilidade) e a confirmação documental de que são cumpridas as especificações do caderno de encargos da encomenda.

Os locais de descarga das SQ adquiridas devem satisfazer alguns requisitos:

- ser assinalados e identificados corretamente;
- ser iluminados e de fácil acesso em caso de acidente;
- as vias de circulação dos veículos de transporte no recinto da ETAR devem ser projetadas com espaço suficiente para a circulação dos veículos e dos equipamentos de descarga;

- dispor de meios para trasfega das SQ, e.g. elevadores para descarga de recipientes e/ou meios para a descarga a granel, para alimentar aos silos ou reservatórios.

20.3. Armazenamento das SQ

20.3.1. Capacidade de armazenamento

A capacidade de armazenamento das diferentes SQ numa ETAR depende essencialmente da determinação da quantidade de SQ adquirida (determinada em função da dose ótima e do caudal de ponta a tratar) e de a substância ser ou não considerada crítica.

Uma SQ é considerada crítica se sua utilização não pode ser interrompida, ou não crítica se a sua utilização pode ser temporariamente interrompida. Por exemplo, as SQ necessárias para acerto de pH antes do tratamento biológico são consideradas críticas e as SQ para o controlo da corrosão não são críticas. Para as SQ críticas é necessário prever e acautelar uma maior capacidade de armazenamento e de alimentação ao processo unitário.

A determinação da capacidade do local de armazenamento das SQ deve ser efetuada com base no espaço adequado para armazenar a quantidade necessária de SQ entre dois abastecimentos e/ou suficiente para garantir as necessidades durante um período de 15 a 30 dias, prevenindo eventuais falhas nos fornecimento (WEF, 2008), espaço que deve ser acrescido em 25 a 50 %, como margem de segurança para capacidade extra.

Quando a SQ é considerada crítica, a determinação da capacidade para o seu armazenamento deve ser baseada na quantidade máxima de SQ necessária e no máximo tempo entre fornecimentos. Algumas SQ, e.g. os compostos clorados, vão perdendo a substância ativa ao longo do tempo. Por isso, o período de validade da SQ, isto é, o período durante o qual é garantido que mantém as suas propriedades, também deve ser considerado na definição do tempo de armazenamento.

20.3.2. Locais de armazenamento

Os locais de armazenamento podem ser no interior ou no exterior de edifícios, ao ar livre ou sob telheiros, como ilustrado na Figura 20.2, devendo cumprir os seguintes requisitos:

- instalados longe de áreas críticas, tais como escadas, corredores, saídas de emergência, garagens ou passagens de pessoas ou veículos, para prevenir riscos de colisão;
- garantir a separação das SQ por categoria de risco (inflamáveis, combustíveis, corrosivos, tóxicos, potencial de oxidação), utilizando a distância ou parede divisória;
- estarem devidamente iluminados, para permitir as inspeções de rotina dos produtos armazenados. O sistema de iluminação e todo o equipamento elétrico deve ser antideflagrante;
- possuir equipamento de combate a incêndio – extintores adequados, aspersores, sistemas de espuma e alarmes automáticos – que assegurem uma rápida resposta, cujas especificações dependem do tipo e quantidades de reagentes armazenados;
- garantir meios para contenção de qualquer derrame e de toda a água proveniente da extinção do incêndio (e.g. bacias de retenção), o pavimento deve ser impermeável, resistente às SQ armazenadas e dotado de caleiras, para que eventuais derrames sejam encaminhados para bacia de retenção;
- possuir equipamentos para detecção de fugas, com alarmes visuais e sonoros;
- possuir informação de segurança (e.g. Ficha de Dados de Segurança – FDS), sinalética de segurança e equipamento de proteção individual (EPI);
- garantir o controlo de acesso de pessoas estranhas ou não autorizadas;
- possuir saída de emergência claramente sinalizada e desimpedida e as portas devem abrir para o exterior;
- deve existir equipamento de proteção para situações de emergência, como máscara de proteção, um chuveiro e um lavador de olhos (Figura 20.3);
- garantir um controlo adequado da atmosfera na área de armazenamento, e.g. ventilação, proteção da radiação UV, controlo da temperatura e humidade.

Figura 20.2 Armazenamento de CO₂ no exterior, sob telheiro



Figura 20.3 Chuveiro e lavador de olhos



20.3.3. Recipientes de armazenamento de SQ

Analogamente aos recipientes de transporte das SQ, os recipientes onde são armazenadas as SQ devem ter em conta as suas características físico-químicas e toxicológicas, a quantidade da SQ a armazenar e a compatibilidade entre a SQ e o material dos recipientes. Devem também possuir identificação e rotulagem de acordo com a legislação em vigor (e. g. identificação da SQ e símbolos de perigo associadas à SQ). A Figura 20.4 representa o recipiente utilizado para armazenar o Cl₂ com a rotulagem de embalagem e de transporte.

Figura 20.4 Recipiente com cloro liquefeito com o rótulo e respetiva sinalética



As SQ na forma sólida podem ser armazenadas diretamente nas embalagens em que são fornecidas, e.g. em sacos empilhados (Figura 20.5 a)), barris ou tambores, ou armazenadas em reservatórios ou silos (Figura 20.5 b)).

Exemplos de SQ fornecidas sólidas são os polieletrólitos, o óxido de cálcio, vulgarmente conhecido como cal viva (CaO), os sais de Fe e de Al (Quadro 20.1).

As SQ adquiridas no estado líquido são geralmente armazenadas em contentores herméticos, fabricados em material compatível com a SQ a armazenar (Quadro 20.1), como a fibra de vidro, o PVC, aço inoxidável ou o aço revestido com material plástico. As Figuras 20.6 e 20.7 ilustram recipientes de armazenamento de SQ em fibra de vidro e PVC, respetivamente.

As SQ no estado gasoso são armazenadas diretamente nos cilindros ou garrafas metálicas em que são fornecidas comprimidas a uma pressão que as mantém no estado líquido. Estes recipientes devem ser instalados em terreno plano e protegidos com correntes contra quedas. O cloro molecular (Cl_2) é um exemplo de SQ gasosa fornecida no estado líquido, que se vaporiza ao ser retirado da garrafa por abertura de uma válvula que reduz a pressão. O Quadro 20.1 resume os requisitos de armazenamento de diversas SQ utilizadas no tratamento de AR.

Quadro 20.1 Tipologia dos recipientes e materiais dos equipamentos de armazenamento, dosagem e alimentação de SQ

SQ	Fórmula e estado físico	Recipiente	Alimentação	Materiais compatíveis
Ácido clorídrico	HCl Líquido	Jerrican, tambor ou cisterna	Líquido	PVC, FRP, PP, borracha
Ácido sulfúrico	H ₂ SO ₄ Líquido	Jerrican, tambor ou cisterna	Líquido	FRP, PVC, PP, aço inox, borracha e vidro
Carbonato de cálcio	CaCO ₃ Sólido	Saco, tambor ou a granel	Sólido ou líquido	Ferro e aço
Carbonato de sódio	Na ₂ CO ₃ Sólido	Saco ou a granel	Sólido ou líquido	Ferro, aço, borracha
Cloreto de alumínio anidro	AlCl ₃ Sólido	Cisterna ou barril	Líquido	Plástico, incompatível com metais
Cloreto férrico	FeCl ₃ Sólido	Saco, jerrican ou a granel	Líquido	FRP, PP, PVC, borracha e vidro
Dióxido de carbono	CO ₂ Gás	Garrafas ou contentores pressurizados com CO ₂	Gás	Ferro, aço, aço inox FRP, borracha
Hidrogeno-carbonato de sódio	NaHCO ₃ Sólido	Saco ou tambor	Sólido ou líquido	Ferro e aço (para soluções diluídas), PE, borracha
Hidróxido de cálcio	Ca(OH) ₂ Sólido	Saco, barril ou a granel	Líquido	Ferro, aço, aço inox, PVC, PP, borracha, betão
Hidróxido de sódio	NaOH Sólido	Tambores	Líquido	PP, PVC, aço, FRP, aço inox
Óxido de cálcio	CaO Sólido	Saco, barril ou a granel	Líquido sob a forma de hidróxido de cálcio	Ferro, aço, betão, PVC, borracha

(continua)

(continuação)

SQ	Fórmula e estado físico	Recipiente	Alimentação	Materiais compatíveis
Sulfato de alumínio hidratado	$\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18 \text{H}_2\text{O}$ Sólido	Saco ou granel	Líquido	FRP, PP, PVC, aço inox 316
Sulfato férrico	$\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3$ Sólido	Saco, barril ou a granel	Líquido	FRP, PVC, aço inox
Sulfato ferroso hidratado	$\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ Sólido	Saco ou a granel	Líquido	Ferro e aço inox
Cloro	Cl_2 Gás liquefeito	Contentores pressurizados	Gás ou líquido	Aço, ferro, cobre
Dióxido de cloro	ClO_2 Gás	Produção <i>in situ</i>	Líquido	Vidro, PVC, teflon
Hipoclorito de sódio	NaOCl Líquido	Cisterna em soluções de 10 a 15 %	Líquido	FRP, várias formas de PP
Hipoclorito de cálcio	$\text{Ca}(\text{OCl})_2$ Sólido ou em solução	Saco, jerrican ou a granel	Líquido	PVC, PP, vidro
Ozono	O_3 Gás	Produção <i>in situ</i>	Gás	Vidro, aço inox, teflon

FRP – plástico reforçado com fibra de vidro;

PVC – policloreto de vinilo;

PP – polipropileno;

PE – polietileno.

(Adaptado de Davis, 2010; WEF, 2008 e Metcalf & Eddy, 2014)

Figura 20.5 Armazenamento de SQ sólidas: a) em sacos e b) em silos

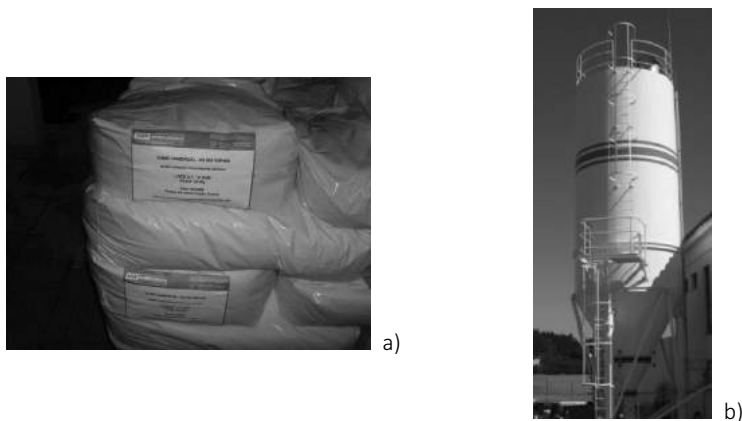


Figura 20.6 Contentores em fibra de vidro



Os silos de armazenamento de SQ sólidas podem apresentar várias formas, mas recomendam-se os silos cilíndricos (Figura 20.5 b)) para evitar os “cantos mortos” e fundo muito inclinado, da ordem do 60 °, em cone invertido (Davis, 2010). Para a preparação de soluções as SQ sólidas são retiradas do silo por gravidade ou por sistemas pneumáticos.

Os silos devem ter um indicador de carga máxima e mínima ou um sistema de pesagem para evitar a sobrecarga ou a falta de SQ. Para facilitar o escoamento

mento e garantir uma saída uniforme do material alguns silos possuem um fundo vibrante.

Figura 20.7 Contentores em PVC



Os reservatórios de armazenamento de SQ no estado líquido devem ser colocados numa bacia de retenção para reter eventuais derrames. A bacia de retenção tem formato retangular ou quadrado, sendo construída em betão com revestimento químico compatível com as SQ a reter.

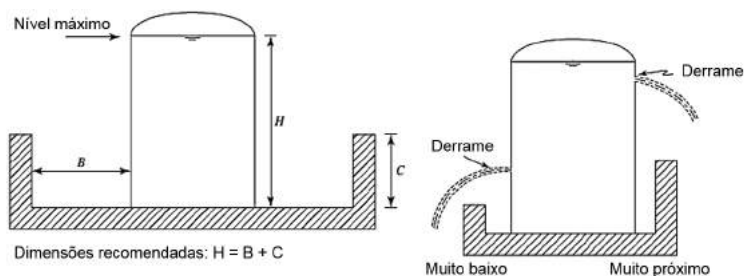
A capacidade das bacias de retenção deve corresponder a 110 % da capacidade de armazenamento do reservatório, acrescido do rebordo livre, ou alternativamente, a capacidade da bacia de retenção deve ser 25 % da capacidade total dos reservatórios colocados dentro da bacia, consoante a alternativa que assegurar maior capacidade para a bacia de retenção (Figura 20.8).

O dimensionamento da bacia de retenção deve ainda ter em consideração a altura do reservatório (H) e a distância deste à parede de retenção (B) e a altura da bacia de retenção (C) (Figura 20.9), de modo a que eventuais esguichos de derrames pelas paredes laterais do reservatório não caiam fora da bacia de retenção. Na Figura 20.8 apresenta-se um contentor com indicador de nível e respetiva bacia de retenção no interior.

Figura 20.8 Contentor e respetiva bacia de retenção (em edifício)



Figura 20.9 Esquema da bacia de retenção: a) correto e b) incorreto



(Adaptada de Davis, 2010)

Se os reservatórios estiverem localizados no exterior (Figura 20.10) a bacia de retenção deve ter capacidade para conter todo o conteúdo dos reservatórios mais a precipitação do dia mais chuvoso dos últimos 25 anos.

Figura 20.10 Bacia de retenção com vários contentores



Na Figura 20.11 apresenta-se um contentor portátil com bacia de retenção.

Figura 20.11 Contentor portátil e respetiva bacia de retenção



No caso dos reservatórios instalados ao ar livre deve-se ter especial atenção à variação da temperatura ambiente e à concentração da solução. Por exemplo uma solução de sulfato de alumínio comercial a 50,7 % cristaliza a 8,3 °C, enquanto que a solução a 58,8 % cristaliza a -15,6 °C. Em climas extremamente frios pode ser necessário aquecer os reservatórios (Davis, 2010).

20.4. Dosagem e alimentação ao tratamento

Os equipamentos de dosagem e alimentação das SQ aos diferentes processos unitários de tratamento de AR constituem peças fundamentais das instalações, pois asseguram a correta adição da quantidade de SQ necessária e a consequente eficiência do tratamento. Geralmente a SQ é transferida do recipiente de armazenamento para uma câmara de mistura (ver Capítulo 8), onde é misturada com água, para dar origem a uma solução da SQ, que é depois adicionada à AR em tratamento, conforme ilustrado na Figura 20.12.

Figura 20.12 Câmara de mistura para preparação de reagentes



O equipamento utilizado, mecânico ou pneumático, deve ser adequado às características das SQ (e.g. estado físico).

De modo a não falhar a alimentação das SQ devem existir pelo menos dois alimentadores, garantindo que um dos alimentadores está sempre disponível. Nas grandes ETAR o número de alimentadores deve ser de pelo menos três (Davis, 2010).

A capacidade do equipamento de alimentação é baseada em dois requisitos: alimentação da dose máxima de SQ e alimentação dessa dose durante o período de caudal máximo de AR. Assim, o número de alimentadores previstos deve permitir o funcionamento para caudal mínimo e máximo durante a vida útil da instalação de tratamento. No caso de existir uma grande discrepância entre o ano zero e o ano de horizonte de projeto pode ser mais económico instalar equipamentos para um curto período de vida, o que implica substituir ou aumentar o número desses equipamentos à medida que o caudal de AR aumenta.

Para as SQ no estado sólido o sistema de alimentação mais simples é o manual, só utilizado em pequenas ETAR. As SQ são previamente pesadas e adicionadas ao tanque de dissolução. Não sendo possível a alimentação manual, podem ser utilizados dois tipos de alimentadores automáticos: gravimétricos e volumétricos (Quadro 20.2).

Os alimentadores volumétricos (e.g. alimentador de parafuso, rotativo ou vibratório) alimentam um volume constante predefinido. São por isso, usados quando a densidade das SQ é constante, não sendo adequados à alimentação de SQ higroscópicas. Em geral, os alimentadores volumétricos são menos precisos do que os gravimétricos, necessitando de calibração frequente.

Os alimentadores gravimétricos (e.g. tapete de balança ou alimentador por perda de massa) funcionam por variação de massa. Estes alimentadores são aplicados na transferência das SQ dos reservatórios de armazenamento para tanques de mistura de pequena capacidade, onde são dissolvidos para alimentação às AR ou armazenadas para preparação de soluções intermédias, destinadas a posterior diluição para adição ao tratamento. Este tipo de reservatórios intermédios permite uma maior precisão na medição de volumes menores.

Os tanques devem ter a capacidade para fornecer as SQ necessárias a um dia de operação, não devendo conter as soluções diluídas mais de 30 horas, para evitar a sua degradação.

Para alimentar SQ líquidas são utilizados vários tipos de bombas, sendo as de deslocamento positivo as mais aplicadas. Os sistemas de alimentação variam em função das SQ conforme Quadro 20.2.

Os sistemas de alimentação de gases são constituídos por válvula de redução de pressão, rotâmetro que funciona como controlador de caudal do gás e injetor na AR a tratar, conforme exemplificado na Figura 20.13 para o caso do cloro gasoso.

O cloro passa de líquido a gás no evaporador, sendo o caudal de cloro controlado por válvula(s)⁵⁸ de redução de pressão colocada(s) na entrada no

⁵⁸ Pode ser necessário mais do que uma válvula de redução de pressão, dependendo da redução de pressão pretendida.

evaporador. O cloro gasoso é alimentado a um clorómetro, equipamento que tem a função de dosear o cloro de acordo com o pretendido, sendo a dosagem controlada por um rotâmetro.

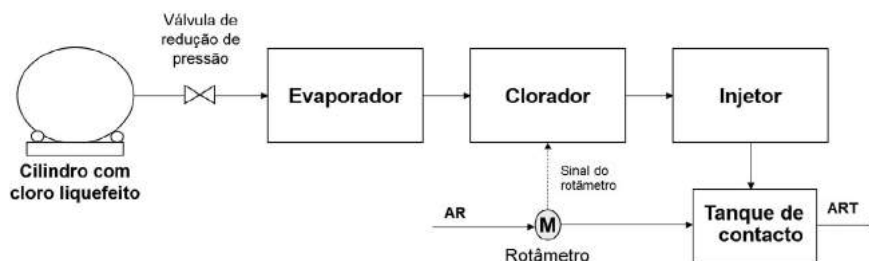
Quadro 20.2 Tipos de alimentadores de SQ

SQ	Tipo de alimentador	
Sólidos	Gravimétricos	– tapete de balança – alimentador por perda de massa
	Volumétricos	– alimentador de parafuso – rotativo
Líquidos	Bombas doseadoras	– de diafragma
		– peristálticas
		– de deslocamento positivo
Gases		– rotâmetro
		– válvula de redução de pressão
		– injetor

(Adaptado de Davis, 2010)

A alimentação à AR a partir do clorómetro é realizada por um injetor, que alimenta a quantidade proporcional ao caudal a tratar, o que é controlado pelo sinal do medidor de caudal de AR.

Figura 20.13 Sistema de alimentação de cloro



20.5. Requisitos de segurança

A maior parte da SQ utilizadas nas ETAR são substâncias que, à luz do Regulamento CE 1907/2006 de 18 de dezembro, podem ser classificadas como perigosas, persistentes, bioacumuláveis e tóxicas ou muito persistentes e muito bioacumuláveis, sendo por isso, necessário dar especial atenção ao seu manuseamento e armazenamento, de modo a prevenir acidentes. No Quadro 20.3 apresentam-se os riscos associados a SQ utilizadas no tratamento de AR, bem como as principais medidas preventivas.

É fundamental que os trabalhadores que lidam com as SQ, desde o transporte à adição ao tratamento, passando pelo armazenamento e preparação de soluções, recebam informação sobre:

- perigos inerentes ao seu manuseamento;
- como agir em caso de acidente;
- como prestar os primeiros socorros em caso de contacto com a SQ;
- como agir em caso de uma fuga acidental e em caso de incêndio.

As principais informações de segurança relativas a uma SQ classificada como perigosa, persistente, bioacumulável e tóxica ou muito persistente e muito bioacumulável constam na **Ficha Dados de Segurança (FDS)**, que deve ser apresentada pelos fornecedores. Esta FDS deve ser elaborada de acordo com os requisitos do Regulamento (EU) 2015/830 de 28 de maio, devendo incluir informações sobre as propriedades da SQ e os seus perigos, instruções de manuseamento, eliminação, transporte, medidas relativas aos primeiros socorros, ao combate a incêndios e ao controlo da exposição.

As FDS devem estar em local de fácil acesso, de modo a serem consultadas sempre que necessário. Nos locais de armazenamento e manuseamento deve ser fixada, em local bem visível, a informação das FDS de forma resumida, na designada **Ficha Resumida de Segurança (FRS)**, conforme apresentado na Figura 20.14. Ao lado da FRS deve ser colocada informação adicional sobre como proceder em caso de derrames ou fugas.

De acordo com a Portaria n.º 1456-A/95, de 11 de dezembro alterada pela Portaria n.º 178/2015 de 15 de junho, devem ser colocadas placas com a sinalética de segurança nos locais de armazenamento e manipulação de SQ, conforme exemplificado na Figura 20.14.

Figura 20.14 Sinalética de segurança e FRS no local de operação com SQ



A sinalética utilizada no manuseamento e armazenamento de SQ é apresentada no Quadro 20.4 (ACT, 2016). É constituída por diversos tipos de sinais:

- aviso – triangulares com pictograma a negro sobre fundo amarelo e uma margem negra;
- emergência – quadrados com pictograma a branco sobre fundo verde;
- incêndio – quadrados com pictograma a branco sobre fundo vermelho;
- obrigação – circulares com pictograma a branco sobre fundo azul;
- proibição – circulares com pictograma a negro sobre fundo branco e uma margem e facha em diagonal vermelha;
- rotulagem – losango com pictograma a negro sobre fundo branco e uma margem vermelha.

Quadro 20.3 Características e riscos associados às SQ no tratamento de AR

SQ	Características	Utilização	Riscos
Ácido clorídrico	Líquido incolor levemente amarelado, com odor característico. Altamente volátil.	Ajuste de pH, neutralização.	Corrosivo. Provoca queimaduras na pele e lesões oculares graves. Pode provocar irritação das vias respiratórias. Não combustível. Em contacto com metais pode formar-se hidrogénio gasoso (existe risco de explosão).
Ácido sulfúrico	Líquido incolor, límpido ou ligeiramente turvo.	Ajuste de pH, neutralização.	Corrosivo. Provoca queimaduras na pele e lesões oculares graves. Não é combustível mas algumas reações podem induzir a incêndio e a explosões com formação de gases tóxicos.
Cloreto de alumínio anidro	Sólido levemente amarelado a branco e odor irritante.	Coagulação e ajuste de pH, condicionamento químico das lamas, precipitação de fósforo.	Corrosivo. Reage violentamente com a água.
Cloreto férrico	Sólido inodoro com cor verde-claro ou em solução. Solubilidade em água: 1,6 g/L a 10 °C.	Coagulação, condicionamento químico das lamas, precipitação de fósforo.	Nocivo e irritante. Provoca irritação cutânea e lesões oculares graves. Inflamável, risco de incêndio ou explosão com libertação de hidrogénio; ação corrosiva sobre metais. Tóxico para os organismos aquáticos, com efeitos nocivos duradouros.
Cloro	Gás de cor verde amarelado. Mais denso que o ar. Fortemente oxidante. Cheiro característico, concentração no ar inferior a 0,1 ppm só é detetado instrumentalmente.	Desinfecção Desodorização.	Muito irritante e corrosivo para os olhos e mucosas. Mortal por inalação. Gás comburente, pode provocar ou agravar incêndios com formação de gases tóxicos.

(continua)

SQ	Características	Utilização	Riscos
Dióxido de cloro	Gás mais pesado do que o ar de cor amarelo-esverdeado, forma cristais alaranjados. Muito solúvel em água, mas é um gás instável, deve ser produzido no local. Oxidante forte.	Desinfecção.	Irritante para o sistema respiratório, pele e olhos. Desintegra-se violentamente com a radiação UV. Não é combustível mas algumas reações podem induzir a incêndio e a explosões com formação de gases tóxicos.
Hidrogeno-carbonato de sódio	Pó branco, inodoro. Solubilidade em água: 96 g/L a 20 °C.	Ajuste de pH.	Não perigoso. Estável à temperatura ambiente, mas pode reagir violentamente com metais alcalinos e ácidos formando gases e vapores perigosos como os compostos de amónio.
Hidróxido de cálcio	Cal hidratada ou apagada. Sólido de cor branca, inodoro. Solubilidade em água: 1,7 g/L a 20 °C.	Coagulação, ajuste de pH, condicionamento químico das lamas, precipitação de fósforo.	Não combustível. Corrosivo para a pele e sistema respiratório.
Hidróxido de sódio	Sólido granulado muito higroscópico.	Ajuste de pH, desodorização, limpeza.	Muito corrosivo para a pele e todos os tecidos. Provoca queimaduras em mucosas.
Hipoclorito de cálcio	Sólido branco com um cheiro semelhante ao hipoclorito de sódio	Desinfecção, desodorização.	Corrosivo para a pele e olhos. Corrosivo para metais. Em contacto com ácidos liberta gases tóxicos. Comburente.
Hipoclorito de sódio	Líquido de cor amarela clara com cheiro característico (cloro).	Desinfecção.	Corrosivo para a pele e olhos. Corrosivo para metais. Em contacto com ácidos liberta gases tóxicos. Comburente.

SQ	Características	Utilização	Riscos
Óxido de cálcio	Cal viva. Sólido branco. Reage exotermicamente com a água, originando hidróxido de cálcio. Absorve o dióxido de carbono e a humidade do ar, formando carbonato de cálcio.	Coagulação, Ajuste de pH, Condicionamento químico das lamas, Precipitação de fósforo.	Provoca irritação cutânea. Provoca lesões oculares graves. Pode provocar irritação das vias respiratórias.
Ozono	Gás azul pálido com odor característico. Instável no ar em condições normais, a instabilidade aumenta com o aumento da temperatura e da humidade.	Desinfecção, desodorização.	Corrosivo e modernamente tóxico, afeta principalmente o sistema respiratório. Oxidante forte e muito reativo.
Sulfato de alumínio hidratado	Sólido branco inodoro. Solubilidade em água: 600 g/L a 20 °C.	Coagulação, condicionamento químico das lamas, Precipitação de fósforo.	Não perigoso e estável sob condições padrão.
Sulfato ferroso hidratado	Cristais verde-água, inodoros.	Coagulação, condicionamento químico das lamas, Precipitação de fósforo.	Produto pode gerar subprodutos tóxicos ou potencialmente explosivos como, hidrogénio, sulfeto de hidrogénio e monóxido de carbono.









(Adaptado de Davis, 2010; WEF, 2008, e Metcalf & Eddy, 2014)

Quadro 20.4 Exemplos de sinalética utilizada no manuseamento e armazenamento de SQ

Tipo de sinal	Sinalética	Descrição	Sinalética	Descrição
Aviso (fundo amarelo)				
		Atmosfera Explosiva		Substâncias Radioativas
		Cargas Suspensas		Substâncias Tóxicas
		Veículos de Movimentação de Cargas		Substâncias Inflamáveis ou Alta Temperatura
		Radiações Não Ionizantes		Substâncias Explosivas
		Substâncias Comburentes		Substâncias Corrosivas
Emergência (fundo verde)				
		Duche de Segurança		Lavagem dos Olhos
		Primeiros Socorros		Telefone para Salvamento e Primeiros Socorros

(continua)

(continuação)

Tipo de sinal	Sinalética	Descrição	Sinalética	Descrição
Incêndio (fundo vermelho)				
		Agulheta de Incêndio		Extintor Duche de Segurança Substâncias Tóxicas
		Telefone para Luta contra Incêndios		
Obrigação (fundo azul)				
		Proteção obrigatória das mãos		Proteção obrigatória do rosto
		Proteção obrigatória do corpo		Proteção obrigatória dos olhos
		Proteção obrigatória das vias respiratórias		

(continua)

Tipo de sinal	Sinalética	Descrição	Sinalética	Descrição
Proibição (orla vermelha, fundo branco)				
		Água não potável		Não tocar
		Passagem proibida a veículos de movimento de cargas		Proibição de apagar com água
		Proibição de fumar		
Rotulagem (orla vermelha, fundo branco)				
		Explosivo		Corrosivo
		Gás sob pressão		Perigoso para o ambiente
		Inflamável		Oxidante
		Perigo para a saúde		Perigo grave para a saúde

(Adaptado de ACT, 2016)

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACT – Autoridade para as Condições do Trabalho – **Sinalização de Segurança**. 2016 [consulta última em 20/04/ 2016]. Disponível em: [http://www.act.gov.pt/\(pt-PT\)/CentroInformacao/SinalizacaoSeguranca/Paginas/default.aspx](http://www.act.gov.pt/(pt-PT)/CentroInformacao/SinalizacaoSeguranca/Paginas/default.aspx).
- ADAMS Jr., C. E., *et al.* – **Environmental Engineer’s Handbook**. Cap 7 – Wastewater Treatment. Ed. LiU, D. H. F., LIPTAK, B. G., CD-ROM, CRC Press LLC, 1999, ISBN- 9780849321573.
- AdP – ÁGUAS DE PORTUGAL – **Elementos de Base para o Dimensionamento de Infraestruturas, DT 01-05 – Fatores de Afluência**. Lisboa, 2003 a).
- AdP – ÁGUAS DE PORTUGAL – **Elementos de Base para o Dimensionamento de Infraestruturas, DT 01-06 – Caudais de Infiltração e Caudais Pluviais**. Lisboa, 2003 b).
- ALVES, C. – **Tratamento de Águas de Abastecimento**. 1.ª ed., Publindústria – Edições Técnicas, Porto, 2005.
- ALVES, C. – **Tratamento de Águas de Abastecimento**. 2.ª ed., Publindústria – Edições Técnicas, Porto, 2007.
- ALVES, C. – **Tratamento de Águas de Abastecimento**. 3.ª ed., Publindústria – Edições Técnicas, Porto, 2010.
- APA, MAOTE, AdP – **PENSAAR 2020 – Plano Estratégico de Abastecimento de Água e Saneamento de Águas Residuais 2020**, 2015.
- APHA, AWWA, WEF – **Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater**. 21st ed., Washington DC, USA, American Public Health Association, 2005.
- ASANO, T.; BURTON, H.; TSUCHIHASHI; TCHOBANOGLIOUS, G. – **Water Reuse – Issues, Technologies and Applications**. Mc Graw-Hill, New York, 2007.
- ASTM-D1941-91(2013) – **Standard Test Method for Open Channel Flow Measurement of Water with the Parshall Flume**.
- AWWA – **Microfiltration and ultrafiltration membranes for drinking water**. *Journal American Water Works Association*, 100, no 12, 84-97, 2008.
- BETTENCOURT, A.; PESTANA, P.; MARECOS DO MONTE, M. H.; MATOS, J. – **Cargas e Origem de desreguladores endócrinos descarregados pelo Sistema de Saneamento da Costa do Estoril nas águas costeiras**. *Tecnologia da Água, Red Business Information*. Elsevier, n.º 36 – ed. I, Madrid, Maio, 36-44, 2005.

- BIRKETT, J. W.; LESTER, J. N. – **Endocrine Disrupters in Wstewater and Sludge Treatment Processes**. Lewis Publishers, London, 2003. ISBN 1-84339-031-0.
- BRITO, A. G.; OLIVEIRA, J. M.; PEIXOTO, J. M. – **Tratamento de água para consume humano e uso industrial – Elementos teóricos – práticos**. Publindústria, 2010. ISBN 978-989-20-1923-9.
- BRUGGEN, B.; VANDECASTEELE, C.; GESTEL, T.; DOYENB, W.; LEYSEN, R. – **A Review of Pressure-Driven Membrane Processes in Wastewater Treatment and Drinking Water Production**. *Environmental Progress* Vol. 22, no 1, 46-56, 2003.
- CAMP, T. R. – **A study of the rational design of settling tanks**. *Sewage Works J.*, 8, 742-758, 1936.
- CAMP, T. R. – **Sedimentation and design of settling tanks**. *Transactions of the ASCE*, III, 895-958, 1946.
- CDC – **Centers for Disease Control and Prevention**. 2015 [consulta última em 11/11/2016] disponível em <http://www.cdc.gov/parasites/giardia/illness.html>.
- CDC – **Centers for Disease Control and Prevention**. 2016 [consulta última em 11/11/2016] disponível em <http://www.cdc.gov/shigella/index.html>.
- CE – COM (2013) 574 final, **Sétimo relatório sobre a aplicação da Diretiva Águas Residuais Urbanas (91/271/CEE)**. SWD (2013) 298 final, Comissão Europeia. 2013 [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: <http://eur-lex.europa.eu/legal-content/PT/TXT/PDF/?uri=CELEX:52013DC0574&from=EN>.
- CHEREMISIOFF, N. P. – **Handbook of Water and Wastewater Treatment Technologies**. Butterworth-Heinemann, 2002. ISBN: 0-7506-7498-9.
- COE, H.S., CLEVENGER, G.H. – **Methods for determining the capacities of slime settling tanks**. *Transactions of the American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers*, 60, 356 – 358, 1917.
- CRITES, R. W. TCHOBANOGLOUS, G. – **Small and Decentralized Wastewater Management Systems**. 1st Ed, McGraw-Hill Inc, 1998. ISBN 978-007-2890-87-7.
- DANA, H. – **Prague Behind the Scences**, 2015, [consulta última em 1/11/ 2016]. Disponível em: <http://praguebehindthescenes.com/wp-content/uploads/2015/08/1280px-Lindley-1080x675.jpg>.
- DAVIS, M. L. – **Water and Wastewater Engineering – Design Principles and Practice**. McGraw-Hill Companies, 2010. ISBN: 978-0-07-171385-6.
- Decreto n.º 15/2004 de 3 de junho. D. R. I Série A. 130, 3451. [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: <http://dre.pt/pdf1sdip/2004/06/130A00/34513485.pdf>.

- Decreto regulamentar n.º 23/95 de 23 de agosto. D. R. I Série B. 194, 5284. [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: <http://dre.pt/pdf1sdip/1995/08/194B00/52845319.pdf>.
- Decreto-Lei n.º 73/2011 de 17 de junho. D.R. I Série A. 116, 3251. [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: <https://dre.pt/application/file/670129>.
- Decreto-Lei n.º 77/2006 de 30 de março. D.R. I Série A. 64, 2331. [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: <http://dre.pt/pdf1sdip/2006/03/064A00/23312354.pdf>.
- Decreto-Lei n.º 98/2010 de 11 de agosto. D.R. I Série A. 155, 3353. [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: <http://dre.pt/pdf1sdip/2010/08/15500/0335303398.pdf>.
- Decreto-Lei n.º 130/2012 de 22 de junho. D.R. I Série. 120, 3109. [consulta última em 9/7/ 2016]. <https://dre.pt/application/file/178471>.
- Decreto-Lei n.º 133/2015 de 13 de julho. D.R. I Série.134, 4791. [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: <https://dre.pt/application/file/a/69773354>.
- Decreto-Lei n.º 152/97 de 19 de junho. D.R. I Série A. 139, 2959. [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: <https://dre.pt/application/file/365412>.
- Decreto-Lei n.º 183/2009 de 10 de agosto. D.R. I Série. 153, [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: <https://dre.pt/application/dir/pdf1sdip/2009/08/15300/0517005198.pdf>.
- Decreto-Lei n.º 198/2008 de 8 de outubro. D.R. I Série A. 195, 7130. [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: <http://dre.pt/pdf1sdip/2008/10/19500/0713007133.pdf>.
- Decreto-Lei n.º 236/98 de 1 de agosto. D.R. I Série A. 176, 3676. [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: <https://dre.pt/pdf1sdip/1998/08/176A00/36763722.pdf>.
- Decreto-Lei n.º 276/2009 de 2 de outubro. D.R. I Série B. 192, 7154. [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: <https://dre.pt/application/file/491012>.
- Decreto-Lei n.º 348/98 de 9 de novembro. D.R. I Série A. 259, 5982. [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: <http://dre.pt/pdf1sdip/1998/11/259A00/59825983.pdf>.
- DEGRÉMONT – **Memento Technique de l’Eau**. Tome 2. Ed 50th. Lavoisier – Technique et Documentation, Paris.1989. ISBN 2.9503984.0.5.

- Diretiva n.º 91/271/CEE de 21 de maio, [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: <http://eur-lex.europa.eu/legal-content/PT/TXT/PDF/?uri=CELEX:31991L0271&from=PT>
- Diretiva n.º 2000/60/CE de 23 de outubro, [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: http://eur-lex.europa.eu/resource.html?uri=cellar:5c835afb-2ec6-4577-bdf8-756d3d694eeb.0009.02/DOC_1&format=PDF.
- Diretiva n.º 2008/56/CE de 17 de junho, [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: <http://eur-lex.europa.eu/legal-content/PT/TXT/PDF/?uri=CELEX:32008L0056&from=PT>.
- DUANA, J.; GREGORY, J. – **Coagulation by hydrolysing metal salts**. *Advances in Colloid and Interface Science*. 100 –102, 475–502, 2003.
- EC – EUROPEAN COMMISSION – **Water Reuse System Management Manual – Aquarec**. Ed Davide Bioxio and Thomas Wintgens, Directorate-General for Research, Brussels. 2006. ISBN 92-79-01934-1.
- ECKENFELDER, W. W. – **Industrial Water Pollution Control**. McGraw Hill, 3rd ed, 2000. ISBN 0-07-039364-8.
- EEA – European Environment Agency – **European Waters – Assessment of status and pressures**. EEA Report n.º 8/2012, Copenhagen, 2012.
- EPA – **Design Manual – Municipal Wastewater Disinfection**. EPA/625/1-86/021. 1986. [consulta última em 19/7/ 2016]. Disponível em: <http://nepis.epa.gov/Exe/ZyPDF.cgi/300045OY.PDF?Dockey=300045OY.PDF>.
- EPA – **Guidance Manual Turbidity Provisions**. 1999. [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: <http://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download?doi=10.1.1.482.992&rep=rep1&type=pdf>.
- EPA – **Membrane Filtration Guidance Manual**. EPA 815-R-06-009. 2005. [consulta última em 9/7/ 2016]. Disponível em: <http://nepis.epa.gov/Exe/ZyPDF.cgi/901V0500.PDF?Dockey=901V0500.PDF>.
- EPA – **Wastewater Technology – Fact Sheet Screening and Grit Removal**. EPA 832-F-03-011. 2003. [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: <http://nepis.epa.gov/Exe/ZyPDF.cgi/P1000S7N.PDF?Dockey=P1000S7N.PDF>.
- EPA – **Wastewater Treatment Manual, Preliminary Treatment**. Published by the Environmental Protection Agency, Ireland, 1995. ISBN 1-899965-22-X. [consulta última em 7/7/ 2016] Disponível em: https://www.epa.ie/pubs/advice/water/wastewater/EPA_water_treatment_manual_preliminary.pdf.
- EPA – **Waste Water Treatment Manuals – Primary, Secondary and Tertiary Treatment**. 1997. ISBN 1 899965 46 7. [consulta última em 7/7/ 2016]

- Disponível em: http://www.epa.ie/pubs/advice/water/wastewater/EPA_water_%20treatment_manual_primary_secondary_tertiary1.pdf.
- EPRI – Community Environmental Center, **Membrane Technologies for Water and Wastewater Treatment**. Techcommentary, Electric Power Research Institute (EPRI), TC – 107698. 1997.
- ERSAR – Relatório Anual dos Serviços de Águas e Resíduos em Portugal – Caraterização geral do setor. vol. 1, 2013. ISBN: 978-989-8360-17-5.
- ERSAR – Relatório Anual dos Serviços de Águas e Resíduos em Portugal – Caraterização geral do setor. vol. 1, 2014. ISBN: 978-989-8360-26-7.
- ERSAR – Relatório Anual dos Serviços de Águas e Resíduos em Portugal – Caraterização geral do setor. vol. 1, 2015. ISBN: 978-989-8360-28-1.
- FAIR, G. M.; OKUN, D. A.; GEYER, J. C. – **Water and Wastewater Engineering**. vol 2. Water Purification and wastewater treatment and disposal. John Wiley and Son, Inc., New York. 1968. ISBN: 978-047-1251-31-6.
- FATTA, D.; NIKOLAOU, A.; ACHILLEOS, A.; MERIÇ, S. – Analytical methods for tracing pharmaceutical residues in water and wastewater. *Trends in Analytical Chemistry*, 26, 6, 515-533, 2007.
- FEACHEM, R.G.; BRADLEY, D.J.; GARELICK, H.; MARA, D.D. – **Sanitation and disease: health aspects of excreta and wastewater management**. World Bank Studies in Water Supply and Sanitation, John Wiley & Sons, 1983.
- FERREIRA, A. P. – **Detecção e avaliação epidemiológica de Legionella pneumophila em água de uso hospitalar**. VI Simpósio Ítalo Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2002.
- FRAÚSTO DA SILVA, J. J. R. – **Química Analítica Geral**. Edição da Secção de Folhas, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1967.
- FRIEDRICH & PINNEKAMP – **Membrane Technology for Wastewater Treatment**. Institut für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen, 2006. [consulta última em 9/7/ 2016]. Disponível em: http://www.fiw.rwth-aachen.de/neo/fileadmin/pdf/membranbuch/GB_Membranbuch_300106.pdf.
- HAZEN, A. – **On sedimentation**, *Transactions of the ASCE*, 53, N.º 980, 45-71, 1904.
- HENRIQUES, J. D.; PALMA, J. C.; RIBEIRO, A. S. – **Guia Técnico 9 – Medição de Caudal em Sistemas de Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais Urbanas**. IRAR, 2007.
- HOFFMANN, H.; PLATZER, C.; WINKER, M.; MUENCH, M. – **Technology Review of Constructed Wetlands**. Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) GmbH, Germany. 2011.

- HOPKINS, J. N. N. – **The Cloaca Maxima and the monumental manipulation of water in archaic Rome.** *The Water of Rome*, n.º 4, March, 1-15,. 2007. [consulta ultima em 27/11/2016] disponível em <http://www3.iath.virginia.edu/waters/Journal4Hopkins.pdf>.
- HORVÁTH, I. – **Hydraulics in Water and Wastewater Treatment Technology.** Wiley- Blackwell. 1994. ISBN-10: 047194422X.
- HOWE, K. J.; HAND, D. W.; CRITTENDEN, J. C.; TRUSSELL, R. R; TCHOBANOGLOUS, G. – **Principles of Water Treatment.** John Wiley & Sons, Inc., 2012. ISBN: 978-0-470-40538-3.
- HUBER TECHNOLOGY – **Waste water solutions: HUBER Fine Screen ROTAMAT® Ro1.** 2010. [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: http://www.huber.de/fileadmin/01_products/01_screens/01_rotamat_screens/01_ro1/pro_ro1_en.pdf.
- HUBER TECHNOLOGY – **Waste water solutions: Solutions ROTAMAT® Rotary Drum Fine Screen Ro 2 / RPPS.** 2014. [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: http://www.huber.de/fileadmin/01_products/01_screens/01_rotamat_screens/02_ro2-rpps/pro_ro2_rpps_star_en.pdf.
- ICON – **Pollutants in urban waste water and sewage sludge.** 2001. [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: http://ec.europa.eu/environment/archives/waste/sludge/pdf/sludge_pollutants_xsum.pdf.
- IMHOFF, K. – **Handbook of Urban Drainage and Wstewater Disposal.** Wiley, New York, 1989. ISBN 0-471-81037-1.
- INAG – **Critérios para a Classificação do Estado das Massas de Água Superficiais – Rios e Albufeiras.** 2009 [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: <http://www.apambiente.pt/dqa/assets/crit%C3%A9rios-classifica%C3%A7%C3%A3o-rios-e-albufeiras.pdf>.
- INSAAR – **Relatório do Estado do Abastecimento de Água e da Drenagem e Tratamento de Águas Residuais. Sistemas Públicos Urbanos 2010 (dados 2009)** [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: <http://insaar.apambiente.pt/bo/contents/resultadosrelatorios/13710420362551.pdf>.
- ISO 9826. 1992 – **Measurement of liquid flow in open channels – Parshall and SANIIRI flumes.**
- JRC – **EU Wide Monitoring Survey on Waste Water Treatment Plant Effluents.** Joint Research Centre Institute for Environment and Sustainability. 2012. ISBN 978-92-79-26784-0 (pdf) consulta última em 14/7/ 2016]. Disponível em: <http://publications.jrc.ec.europa.eu/repository/bitstream/JRC76400/lb-na-25563-en.pdf.pdf>.
- KAWAMURA, S. – **Design and operation of high-rate filter.** *Journal American Water Works Association*, 91, no 12, 77-90, 1999.

- Lei n.º 58/2005 de 29 de dezembro. D.R. I Série A. 249 [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: <http://dre.pt/pdf1sdip/2005/12/249A00/72807310.pdf>.
- LENCASTRE A. – *Hidráulica Geral*. 2.ª ed., Luso-brasileira, Lisboa, 1991.
- LIMA, S. C. – *Hygeia homenageia John Snow*. *Hygeia*, vol 4, no 6, 2008.
- LIN, H.; BAUMANN, P.; REID, T. – *Cloth media filter retrofits increase filtration sand filter basin of WWPTs in USA*. Aqua-Aerobic Systems, Inc. 2011. [consulta última em 12/7/ 2016]. Disponível em: http://www.aqua-aerobic.com/default/assets/File/Cloth%20Media%20Filter%20Retrofits%20Increase%20Sand%20Basin%20Capacity_Lin%207-11.pdf.
- LYONNAISE DES EAUX – *Mémento du Gestionnaire de l'Alimentation en Eau et de l'Assainissement – Assainissement Urbain*. Tome 2 – Technique et Documentation, Lavoisier, Paris. 1994. ISBN: 2-85206-935-0.
- MARA, D. – *Domestic Wastewater Treatment in Developing Countries*. Earthscan, 1st ed., USA, 2004. ISBN 1-84407-019-0.
- MARA, D. – *Sewage Treatment in Hot Climates*. John Wiley&Sons, Chichester, 1978.
- MARA, D. – *Waste stabilization ponds: effluent quality requirements and implications for process design*. *Water Science and Technology*, 33, 7, 23-31. 1996.
- MARAI, G.; HAANDEL, A. – *Design of grit channels controlled by Parshall flumes*. *Water Science and Technology*, 33, 3, 195-210. 1996.
- MARECOS DO MONTE, M. H – *Recuperação da ETAR de Braga. Programa Base*. Direção Geral do Saneamento Básico, Lisboa, 1980.
- MARECOS DO MONTE, M. H., ALBUQUERQUE, A. – *Guia Técnico 14 – Reutilização de águas residuais*. ERSAR, 2010. ISBN: 978-989-8360-01-4.
- MARECOS DO MONTE, M. H.; CORTEZ, C.; DORADO PINTO, S.; FERRAZ, E. – *Projecto de regulamento-tipo para descarga de ARI em redes de coletores de ARU*. Encontro Nacional de Entidades Gestoras, Lisboa, APDA, 2005.
- MCCABE, W. L.; SMITH, J. C.; HARRIOTT, P. – *Operations of Chemical Engineering*. 5th McGraw-Hill, Inc. 1993. ISBN 0-07-044844-2.
- MENDONÇA, E. *et al.* – *Avaliação Directa da Toxicidade de Águas Residuais: Um Caso de Estudo*. Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos, Volume 28, 84-93, 2007.
- MENDONÇA, E. *et al.* – *Ecotoxicity tests in the environmental analysis of wastewater treatment plants: Case study in Portugal*. *Journal of Hazardous Materials*, 163 (2-3), 665-670, 2009.

- METCAL & EDDY – **Wastewater Engineering Treatment and Reuse**. TCHOBANOUGLOS, G.; BURTON, F. L.; STENSEL, H. D. 3rd ed., McGraw Hill, 1991. ISBN: 978-007-0416-90-1.
- METCALF & EDDY – **Wastewater Engineering Treatment and Resource Recovery**. TCHOBANOUGLOS, G.; STENSEL, H. D.; TSUCHIHASHI, R.; BURTON, F.; ABU-ORF, M.; BOWDEN, G.; PFRANG, W., 5th ed., McGraw Hill (VOL 1 & 2) 2014. ISBN-978-1-259-01079-8.
- METCALF & EDDY – **Wastewater Engineering Treatment and Reuse**. TCHOBANOUGLOS, G.; BURTON, F. L.; STENSEL, H. D. 4th ed., McGraw Hill, 2003. ISBN-978-007-0416-90-1.
- MIRA DA SILVA, V.; NUNES, N. – **Aplicação em Portugal da Diretiva n.º 91/271/CEE**. 7.º Congresso da Água, APRH, 2004.
- MRWA – **Membrane Filtration, Minnesota Water Works Operations Manual**. Chapter 19, 4th Publication, 2009. [consulta última em 7/7/2016]. Disponível em: <http://www.mrwa.com/WaterWorksMnl/Chapter%2019%20Membrane%20Filtration.pdf>.
- MULDER, M. – **Basic Principles of Membrane Technology**. 2nd edition Kluwer Academic Publishers. 1997.
- NEGULESCU, M. – **Municipal Waste Water Treatment –Developments in Water Science**. book 23, Elsevier Science; Rev Upd ed. 1985. ISBN-978-044-4995-61-2.
- NP EN 1085: 2000 – Tratamento de águas residuais – Vocabulário.
- NP EN 12255-15: 2009 – Estações de Tratamento de Águas Residuais, parte 15: Medição da transferência de oxigénio em água limpa em tanques de arejamento de estações de lamas activadas.
- NP EN 12255-16: 2005 – Estações de Tratamento de Águas Residuais, parte 16: Filtração (mecânica).
- NP EN 12255-3: 2006 – Estações de Tratamento de Águas Residuais, parte 3: Tratamento preliminar.
- ONDEO DEGRÉMONT – **Water Treatment Handbook**. 2007 [consulta última em 7/7/2016]. Disponível em: <http://pt.scribd.com/doc/18177606/Water-Treatment-Handbook-Ondeo-Degremont-II#scribd>.
- PEAVY, H. S.; ROWE, D. R.; TCHOBANOUGLOUS, G. – **Environmental Engineering**. McGraw-Hill, Inc, New York, 1985. ISBN-0-07-049134-8.
- PEREIRA, ANDRÉ M. P. T.; SILVA, L. J. G.; MEISEL, L. M.; LINO, C. M.; PENA, A. – **Environmental impact of pharmaceuticals from Portuguese wastewaters: geographical and seasonal occurrence, removal and risk**. *Environmental Research*, 136, 108–119, 2015. <http://dx.doi.org/10.1016/j.envres.2014.09.041>.

- Portaria n.º 1456-A/95 de 11 de dezembro. D.R. I Série. 284, 7734. [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: <https://dre.pt/application/file/558955>.
- Portaria n.º 178/2015 de 15 de junho. D.R. I Série. 114, 3790. [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: <https://dre.pt/application/file/67477958>.
- PUNMIA B. C.; JAIN A. K. – **Wastewater Engineering. Environmental Engineering – 2**. Laxmi Publications, Nova Deli, 2005.
- QIN, J.; KEKRE, K. A. – **Handbook of Environmental Engineering – Membrane and Desalination Technologies. (Vol 13)** Cap 10 – Membrane Processes for Reclamation of Municipal Wastewater. Humana Press. 2011. ISBN: 978-1-58829-940-6.
- RAMALHO, R. S. – **Tratamiento de Aguas Residuales**. Editorial Reverté, S.A. 2nd Ed. 1977.
- RAMIREZ, E. R. – **Comparative physicochemical study of industrial wastewater treatment by electrolytic dispersed air and dissolved air flotation technologies**. Proceedings of Purdue Industrial Waste Conference, vol 34. Purdue University, West Lafayette, IN, p 699, 1979.
- Regulamento (CE) N.º 440/2008 de 30 de maio [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: <http://eur-lex.europa.eu/LexUriServ/LexUriServ.do?uri=OJ:L:2008:142:0001:0739:pt:PDF>.
- Regulamento (CE) N.º 850/2004 de 29 de abril [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: <http://eur-lex.europa.eu/LexUriServ/LexUriServ.do?uri=OJ:L:2004:229:0005:0022:PT:PDF>.
- Regulamento (UE) N.º 286/2011 de 10 março [consulta última em 7/7/ 2016]. Disponível em: <http://eur-lex.europa.eu/LexUriServ/LexUriServ.do?uri=OJ:L:2011:083:0001:0053:PT:PDF>.
- RUSHTON, J. H. – **Mixing of Liquids in Chemical Processing. Industrial & Engineering Chemistry**, vol. 44 (12), 2931-1936. 1952.
- SARAI, D. S. – **Basic Chemistry for Water and Wastewater Operators. American Water Works Association**, Denver, CO, 2002. ISBN 1-58321-148-9.
- SHAMMAS, N. K.; BENNETT, G. F. – **Handbook of Environmental Engineering – Flotation Technology. (Vol 12)**, Cap 1 – Principles of Air Flotation Technology, Humana Press, 2010. ISBN 978-1-58829-494-4.
- SHAMMAS, N. K.; WANG, L. K.; HAHN, H. H. – **Handbook of Environmental Engineering – Flotation Technology. (Vol 12)**, Cap 4 – Fundamentals of Wastewater Flotation, Humana Press, 2010. ISBN 978-1-58829-494-4.
- SMET, J.; VAN WIJK, C. – **Small community water supplies: technology, people and partnership – Technical paper series / IRC**. 2002. [consulta última em 12/7/ 2016]. Disponível em: http://www.ircwash.org/sites/default/files/smet-2002-small_tp40.pdf.

- SNIRH – Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos – **Anuário da Qualidade das Águas de Superfície**. 2016 [consulta última em 7/7/2016]. Disponível em: <http://snirh.pt/index.php?idMain=1&idItem=1.5&idSubtem=ANUARIO>.
- SPELLMAN, F. R. – **Handbook of Water & Wastewater Treatment Plant Operations**. Lewis Publishers, 2003.
- SPERLING, M. – **Wastewater Characteristics, Treatment and Disposal, Vol I series Biological Wastewater Treatment**. IWA Publishing, 2007. ISBN: 978-178-0402-08-6 (eBook).
- TALMADGE, W. P.; FITCH, E. B. – **Determining thickener unit areas**. *Industrial and Engineering Chemistry*. 47 (1), 38-41. 1955.
- TARLETON E.S.; WAKEMAN R.J. – **Understanding flux decline in crossflow microfiltration: Part 1. Effects of particle/pore size**. *Trans IChemE*, 71 (A), 399 – 410, 1993.
- TCHOBANOGLOUS G.; SCHROEDER, E. D. – **Water Quality: Characteristics, Modeling and Modification**. 1st ed, Addison-Wesley Publishing Company, Reading, Massachusetts, 1985. ISBN 0-201-05433-7.
- TRAPP, S.; MATTHIES, M. – **Chemodynamics and Environmental Modeling – An Introduction**. 1st ed. Springer Berlin Heidelberg, 1998. ISBN 978-3-642-80429-8.
- VENNARD, J. K.; STREET, R. L. – **Elementary Fluid Mechanics**, John Wiley & Sons, London, 1975.
- VESILIND, A. – **Wastewater Treatment Plant Design**. Water Environment Federation, Alexandria, EUA. 2003. ISBN 1572781777.
- VYMAZAL, J.; KRÖPFELOVÁ, L. – **Wastewater Treatment in Constructed Wetlands with Horizontal Sub-Surface Flow- Environmental Pollution 14**, Springer, 2008. ISBN 978-1-4020-8579-6.
- WANG, L. K.; HUNG, Y. T.; SHAMMAS N. K. – **Physicochemical Treatment Processes – Handbook of Environmental Engineering. Vol 3**, ed. Humana Press Inc. 2005.
- WEF – **Clarifier Design – Manual of Practice No. FD-8**. 2nd ed. McGraw-Hill Companies, Inc. 2005.
- WEF – **Operation of Municipal Wastewater Treatment Plants – Manual of Practice No. 11 – Volume I – Management and Support Systems**. 6th ed. McGraw-Hill Companies, Inc. 2008.
- WESTECH – **Dissolved air flotation plant** 2016. [consulta última em 29/11/2016]. Disponível em: <http://www.directindustry.com/prod/westech/product-82637-774143.html>.

- WPCF – **Operation of Municipal Wastewater Treatment Plants**. Manual of Practice (MOP 11) vol II, Water Pollution Control Federation, Alexandria, VA, 1990.
- YAMAMOTO, K. *et al.* – **Guidelines for Introducing Membrane Technology in Sewage Works**. 2nd ed, Sewage Technical Meeting on Membrane Technology, 2011.
- YANG, X.; WANG, R.; FANE, A. G.; TANG, C. Y.; WENTEN, I. G. – **Membrane module design and dynamic shear-induced techniques to enhance liquid separation by hollow fiber modules: a review**. *Desalination and Water Treatment*, 51 (16-18), 3604-3627, 2013.

ÁGUAS RESIDUAIS

Quadro I.1 Equivalentes de população para ARI

Indústria	Unidade de produção	Equivalente de população
Laticínios sem queijaria	1 000 L de leite	25 – 70
Laticínios com queijaria com recuperação de soro	1 000 L de leite	45 – 230
Laticínios com queijaria sem recuperação de soro	1 000 L de leite	600 – 800
Matadouro	1 rês ou 2,5 porcos	20 – 200
Suicultura	1 porco médio	3
Vacaria	1 vaca média	8 – 17
Cavaliária	1 cavalo	10 – 11
Aviário	1 frango	0,12 – 0,25
Piscicultura	100 kg de trutas	80
Fábrica de cerveja	1 000 L de cerveja	150 – 350
Indústria vinícola	1 000 L de vinho 1 ha de vinha	100 – 140 35 – 60
Conservas de legumes	1 t de produto entrado	165
Conservas de peixe	1 t de produto entrado	265
Conservas de carne	1 t de produto entrado	220
Fábrica de chocolate	1 t de chocolate	235
Curtumes	1 t de peles	1 000 – 3 500
Lanifícios (lavagem de lã)	1 t de produto	1 000 – 3 500
Branqueamento de tecidos	1 t de produto	2 000 – 3 000
Tinturaria com corantes sulfurados	1 t de produto	1 000 – 3 500
Pasta para papel	1 t celulose	3 500 – 5 500
Fábrica de papel	1 t de papel	200 – 900
Lavandaria	1 t de roupa	350 – 900
Descarga de óleo mineral	1 t de óleo	11 000

(Adaptado de Imhoff, 1989)

Quadro I.2 Variação de características físicas da água com a temperatura

Temperatura (°C)	Peso volúmico γ (kN/m ³)	Massa volúmica ρ (kg/m ³)	Densidade d	Viscosidade dinâmica $\mu \times 10^3$ (N.s/m ²)	Viscosidade cinemática $\nu \times 10^6$ (m ² /s)	Tensão superficial σ (N/m)
0	9,805	999,8	0,9998	1,781	1,785	0,0765
5	9,807	1000,0	1,0000	1,518	1,519	0,0749
10	9,804	999,7	0,9997	1,307	1,306	0,0742
15	9,798	999,1	0,9991	1,139	1,139	0,0735
20	9,789	998,2	0,9982	1,002	1,003	0,0728
25	9,777	997,0	0,9970	0,890	0,893	0,0720
30	9,764	995,7	0,9957	0,798	0,800	0,0712
40	9,730	992,2	0,9922	0,653	0,658	0,0696
50	9,698	988,0	0,9880	0,547	0,553	0,0679
60	9,642	983,2	0,9832	0,466	0,474	0,0662
70	9,589	977,8	0,9778	0,404	0,413	0,0644
80	9,530	971,8	0,9718	0,354	0,364	0,0626
90	9,466	965,3	0,9653	0,315	0,326	0,0608
100	9,399	958,4	0,9584	0,282	0,294	0,0589

(Adaptado de Vennard e Street, 1975)

Quadro I.3 Variação de OD em água pura, com a temperatura e pressão atmosférica

T (°C)	PRESSÃO ATMOSFÉRICA (mm Hg)									
	735	740	745	750	755	760	765	770	775	780
0	14,12	14,22	14,31	14,41	14,51	14,60	14,70	14,80	14,89	14,99
1	13,73	13,82	13,92	14,01	14,10	14,20	14,29	14,39	14,48	14,57
2	13,36	13,45	13,54	13,63	13,72	13,81	13,90	14,00	14,09	14,18
3	13,00	13,09	13,18	13,27	13,36	13,45	13,53	13,62	13,71	13,80
4	12,66	12,75	12,83	12,92	13,01	13,09	13,18	13,27	13,35	13,44
5	12,33	12,42	12,50	12,59	12,67	12,76	12,84	12,93	13,01	13,10
6	12,02	12,11	12,19	12,27	12,35	12,44	12,52	12,60	12,68	12,77
7	11,72	11,80	11,89	11,97	12,05	12,13	12,21	12,29	12,37	12,45
8	11,44	11,52	11,60	11,67	11,75	11,83	11,91	11,99	12,07	12,15
9	11,16	11,24	11,32	11,40	11,47	11,55	11,63	11,70	11,78	11,86
10	10,90	10,98	11,05	11,13	11,20	11,28	11,35	11,43	11,50	11,58
11	10,65	10,72	10,80	10,87	10,94	11,02	11,09	11,16	11,24	11,31
12	10,41	10,48	10,55	10,62	10,69	10,77	10,84	10,91	10,98	11,05
13	10,17	10,24	10,31	10,38	10,46	10,53	10,60	10,67	10,74	10,81
14	9,95	10,02	10,09	10,16	10,23	10,29	10,36	10,43	10,50	10,57
15	9,73	9,80	9,87	9,94	10,00	10,07	10,14	10,21	10,27	10,34
16	9,53	9,59	9,66	9,73	9,79	9,86	9,92	9,99	10,06	10,12
17	9,33	9,39	9,46	9,52	9,59	9,65	9,72	9,78	9,85	9,91
18	9,14	9,20	9,26	9,33	9,39	9,45	9,52	9,58	9,64	9,71
19	8,95	9,01	9,07	9,14	9,20	9,26	9,32	9,39	9,45	9,51
20	8,77	8,83	8,89	8,95	9,02	9,08	9,14	9,20	9,26	9,32
21	8,60	8,66	8,72	8,78	8,84	8,90	8,96	9,02	9,08	9,14
22	8,43	8,49	8,55	8,61	8,67	8,73	8,79	8,84	8,90	8,96
23	8,27	8,33	8,39	8,44	8,50	8,56	8,62	8,68	8,73	8,79
24	8,11	8,17	8,23	8,29	8,34	8,40	8,46	8,51	8,57	8,63
25	7,96	8,02	8,08	8,13	8,19	8,24	8,30	8,36	8,41	8,47
26	7,82	7,87	7,93	7,98	8,04	8,09	8,15	8,20	8,26	8,31
27	7,68	7,73	7,79	7,84	7,89	7,95	8,00	8,06	8,11	8,17
28	7,54	7,59	7,65	7,70	7,75	7,81	7,86	7,91	7,97	8,02
29	7,41	7,46	7,51	7,57	7,62	7,67	7,72	7,78	7,83	7,88
30	7,28	7,33	7,38	7,44	7,49	7,54	7,59	7,64	7,69	7,75
31	7,16	7,21	7,26	7,31	7,36	7,41	7,46	7,51	7,46	7,62
32	7,04	7,09	7,14	7,19	7,24	7,29	7,34	7,39	7,44	7,49
33	6,92	6,97	7,02	7,07	7,12	7,17	7,22	7,27	7,31	7,36
34	6,80	6,85	6,90	6,95	7,00	7,05	7,10	7,15	7,20	7,24
35	6,69	6,74	6,79	6,84	6,89	6,93	6,98	7,03	7,08	7,13
36	6,59	6,63	6,68	6,73	6,78	6,82	6,87	6,92	6,97	7,01
37	6,48	6,53	6,57	6,62	6,67	6,72	6,76	6,81	6,86	6,90
38	6,38	6,43	6,47	6,52	6,56	6,61	6,66	6,70	6,75	6,80
39	6,28	6,33	6,37	6,42	6,46	6,51	6,56	6,60	6,65	6,69
40	6,18	6,23	6,27	6,32	6,36	6,41	6,46	6,50	6,55	6,59

Quadro I.4 Variação de OD em água pura, com a salinidade

T (°C)	Salinidade (mg/L)									
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
0	14,60	14,11	13,64	13,18	12,74	12,31	11,90	11,50	11,11	10,74
1	14,20	13,73	13,27	12,83	12,40	11,98	11,58	11,20	10,83	10,46
2	13,81	13,36	12,91	12,49	12,07	11,67	11,29	10,91	10,55	10,20
3	13,45	13,00	12,58	12,16	11,76	11,38	11,00	10,64	10,29	9,95
4	13,09	12,67	12,25	11,85	11,47	11,09	10,73	10,38	10,04	9,71
5	12,76	12,34	11,94	11,56	11,18	10,82	10,47	10,13	9,80	9,48
6	12,44	12,04	11,65	11,27	10,91	10,56	10,22	9,89	9,57	9,27
7	12,13	11,74	11,37	11,00	10,65	10,31	9,98	9,66	9,35	9,06
8	11,83	11,46	11,09	10,74	10,40	10,07	9,75	9,44	9,14	8,85
9	11,55	11,19	10,83	10,49	10,16	9,84	9,53	9,23	8,94	8,66
10	11,28	10,92	10,58	10,25	9,93	9,62	9,32	9,03	8,75	8,47
11	11,02	10,67	10,34	10,02	9,71	9,41	9,12	8,83	8,56	8,30
12	10,77	10,43	10,11	9,80	9,50	9,21	8,92	8,65	8,38	8,12
13	10,53	10,20	9,89	9,59	9,30	9,01	8,74	8,47	8,21	7,96
14	10,29	9,98	9,68	9,38	9,10	8,82	8,55	8,30	8,04	7,80
15	10,07	9,77	9,47	9,19	8,91	8,64	8,38	8,13	7,88	7,65
16	9,86	9,56	9,28	9,00	8,73	8,47	8,21	7,97	7,73	7,50
17	9,65	9,36	9,09	8,82	8,55	8,30	8,05	7,81	7,58	7,36
18	9,45	9,17	8,90	8,64	8,39	8,14	7,90	7,66	7,44	7,22
19	9,26	8,99	8,73	8,47	8,22	7,98	7,75	7,52	7,30	7,09
20	9,08	8,81	8,56	8,31	8,07	7,83	7,60	7,38	7,17	6,96
21	8,90	8,64	8,39	8,15	7,91	7,69	7,46	7,25	7,04	6,84
22	8,73	8,48	8,23	8,00	7,77	7,54	7,33	7,12	6,91	6,72
23	8,56	8,32	8,08	7,85	7,63	7,41	7,20	6,99	6,79	6,60
24	8,40	8,16	7,93	7,71	7,49	7,28	7,07	6,87	6,68	6,49
25	8,24	8,01	7,79	7,57	7,36	7,15	6,95	6,75	6,56	6,38
26	8,09	7,87	7,65	7,44	7,23	7,03	6,83	6,64	6,46	6,28
27	7,95	7,73	7,51	7,31	7,10	6,91	6,72	6,53	6,35	6,17
28	7,81	7,59	7,38	7,18	6,98	6,79	6,61	6,42	6,25	6,08
29	7,67	7,46	7,26	7,06	6,87	6,68	6,50	6,32	6,15	5,98
30	7,54	7,33	7,14	6,94	6,75	6,57	6,39	6,22	6,05	5,89
31	7,41	7,21	7,02	6,83	6,65	6,47	6,29	6,12	5,96	5,80
32	7,29	7,09	6,90	6,72	6,54	6,36	6,19	6,03	5,87	5,71
33	7,17	6,98	6,79	6,61	6,44	6,26	6,10	5,94	5,78	5,63
34	7,05	6,86	6,68	6,51	6,33	6,17	6,01	5,85	5,69	5,54
35	6,93	6,75	6,58	6,40	6,24	6,07	5,92	5,76	5,61	5,46
36	6,82	6,65	6,47	6,31	6,14	5,98	5,83	5,68	5,53	5,39
37	6,72	6,54	6,37	6,21	6,05	5,89	5,74	5,59	5,45	5,31
38	6,61	6,44	6,28	6,12	5,96	5,81	5,66	5,51	5,37	5,24
39	6,51	6,34	6,18	6,03	5,87	5,72	5,58	5,44	5,30	5,16
40	6,41	6,25	6,09	5,94	5,79	5,64	5,50	5,36	5,22	5,09

Quadro I.5 Percentagem de diluição da CBO₅

Origem da água	Gama de CBO	Percentagem de diluição (%)*
Água residual industrial forte	200 – 70 000	0 – 1
Água residual urbana	40 – 200	1 – 5
Água residual de tratamento biológico	10 – 40	5 – 25
Água de rio poluído	0 – 10	25 – 100

(Adaptado de Metcalf & Eddy, 2003 e APHA *et al.*, 2005)

$$* \% \text{ de diluição} = \frac{\text{Volume de amostra}}{\text{Volume de frasco de Winkler}} \times 100$$

Quadro I.6 NMP de coliformes por 100 mL

N.º tubos positivos			NMP
10 mL	1 mL	0,1 mL	
0	0	0	
0	0	1	18
0	0	2	16
0	0	3	5,4
0	0	4	7,2
0	0	5	9,0
0	1	0	1,8
0	1	1	3,6
0	1	2	5,5
0	1	3	7,3
0	1	4	9,1
0	1	5	11
0	2	0	3,7
0	2	1	5,5
0	2	2	7,4
0	2	3	9,2
0	2	4	11
0	2	5	13
0	3	0	5,6
0	3	1	7,4
0	3	2	9,3
0	3	3	11
0	3	4	13
0	3	5	15
0	4	0	7,5
0	4	1	9,4
0	4	2	11
0	4	3	13
0	4	4	15
0	4	5	17
0	5	0	9,4
0	5	1	11
0	5	2	13
0	5	3	15
0	5	4	17
0	5	5	19

N.º tubos positivos			NMP
10 mL	1 mL	0,1 mL	
1	0	0	2,0
1	0	0	4,0
1	0	0	6,0
1	0	0	8,0
1	0	0	10
1	0	0	12
1	1	1	4,0
1	1	1	6,1
1	1	1	8,1
1	1	1	10
1	1	1	12
1	1	1	14
1	2	2	6,1
1	2	2	8,2
1	2	2	10
1	2	2	12
1	2	2	15
1	2	2	17
1	3	3	8,3
1	3	3	10
1	3	3	13
1	3	3	15
1	3	3	17
1	3	3	19
1	4	4	11
1	4	4	13
1	4	4	15
1	4	4	17
1	4	4	19
1	4	4	22
1	5	5	13
1	5	5	15
1	5	5	17
1	5	5	19
1	5	5	22
1	5	5	24

(continua)

(continuação)

N.º tubos positivos			NMP
10 mL	1 mL	0,1 mL	
2	0	0	4,5
2	0	1	6,8
2	0	2	9,1
2	0	3	12
2	0	4	14
2	0	5	16
2	1	0	6,8
2	1	1	9,2
2	1	2	12
2	1	3	14
2	1	4	17
2	1	5	19
2	2	0	9,3
2	2	1	12
2	2	2	14
2	2	3	17
2	2	4	19
2	2	5	22
2	3	0	12
2	3	1	14
2	3	2	17
2	3	3	20
2	3	4	22
2	3	5	25
2	4	0	15
2	4	1	17
2	4	2	20
2	4	3	23
2	4	4	25
2	4	5	28
2	5	0	17
2	5	1	20
2	5	2	23
2	5	3	26
2	5	4	29
2	5	5	32

N.º tubos positivos			NMP
10 mL	1 mL	0,1 mL	
3	0	0	7,8
3	0	0	11
3	0	0	13
3	0	0	16
3	0	0	20
3	0	0	23
3	1	1	11
3	1	1	14
3	1	1	17
3	1	1	20
3	1	1	23
3	1	1	27
3	2	2	14
3	2	2	17
3	2	2	20
3	2	2	24
3	2	2	27
3	2	2	31
3	3	3	17
3	3	3	21
3	3	3	24
3	3	3	28
3	3	3	31
3	3	3	35
3	4	4	21
3	4	4	24
3	4	4	28
3	4	4	32
3	4	4	36
3	4	4	40
3	5	5	25
3	5	5	29
3	5	5	32
3	5	5	37
3	5	5	41
3	5	5	45

(continua)

(continuação)

N.º tubos positivos			NMP
10 mL	1 mL	0,1 mL	
4	0	0	13
4	0	1	17
4	0	2	21
4	0	3	25
4	0	4	30
4	0	5	36
4	1	0	17
4	1	1	21
4	1	2	26
4	1	3	31
4	1	4	36
4	1	5	42
4	2	0	22
4	2	1	26
4	2	2	32
4	2	3	38
4	2	4	44
4	2	5	50
4	3	0	27
4	3	1	33
4	3	2	39
4	3	3	45
4	3	4	52
4	3	5	59
4	4	0	34
4	4	1	40
4	4	2	47
4	4	3	54
4	4	4	62
4	4	5	69
4	5	0	41
4	5	1	48
4	5	2	56
4	5	3	64
4	5	4	72
4	5	5	81

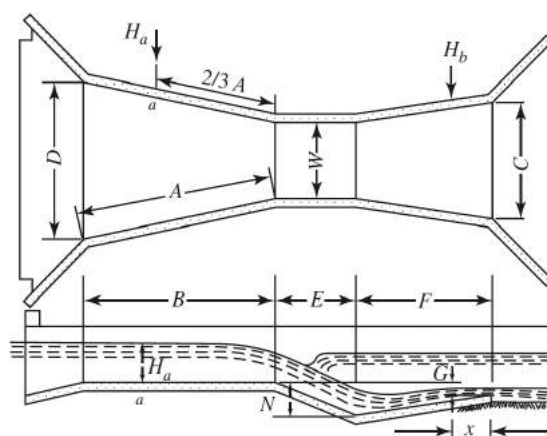
N.º tubos positivos			NMP
10 mL	1 mL	0,1 mL	
5	0	0	23
5	0	0	31
5	0	0	43
5	0	0	58
5	0	0	76
5	0	0	95
5	1	1	33
5	1	1	46
5	1	1	64
5	1	1	84
5	1	1	110
5	1	1	130
5	2	2	49
5	2	2	70
5	2	2	95
5	2	2	120
5	2	2	150
5	2	2	180
5	3	3	79
5	3	3	110
5	3	3	140
5	3	3	180
5	3	3	210
5	3	3	250
5	4	4	130
5	4	4	170
5	4	4	220
5	4	4	280
5	4	4	350
5	4	4	430
5	5	5	240
5	5	5	350
5	5	5	540
5	5	5	920
5	5	5	1600
5	5	5	

(Adaptado de Metcalf & Eddy, 2003)

ANEXO II

DIMENSIONAMENTO DO CANAL PARSHALL

Figura 5.2 Medidor de caudal em canal Parshall: a) esquema



(Adaptada de Davis, 2010)

$$Q = K H_a^u \quad (5.1)$$

Em que Q – caudal (m^3/s);

H_a – nível no ponto a (m);

K e u – coeficientes (Quadro II.1 do Anexo II).

Quadro II.1 Coeficientes K e u para dimensionamento de canal Parshall

Caudal mínimo (m ³ /s)	Caudal máximo (m ³ /s)	K	u	Limites de h (m)		Limite de h'/h
0,09 × 10 ⁻³	5,4 × 10 ⁻³	0,0604	1,550	0,015	0,21	0,5
0,18 × 10 ⁻³	13,2 × 10 ⁻³	0,1207	1,550	0,015	0,24	0,50
0,77 × 10 ⁻³	32,1 × 10 ⁻³	0,1771	1,550	0,03	0,33	0,5
1,5 × 10 ⁻³	111 × 10 ⁻³	0,3812	1,580	0,03	0,45	0,60
2,5 × 10 ⁻³	251 × 10 ⁻³	0,5354	1,530	0,03	0,61	0,60
3,324 × 10 ⁻³	0,457	0,6909	1,522	0,03	0,76	0,70
4,8 × 10 ⁻³	0,695	1,0560	1,538	0,03	0,76	0,70
12,1 × 10 ⁻³	0,937	1,4280	1,550	0,046	0,76	0,70
17,6 × 10 ⁻³	1,427	2,1840	1,566	0,046	0,76	0,70
35,8 × 10 ⁻³	1,923	2,9530	1,578	0,06	0,76	0,70
44,1 × 10 ⁻³	2,424	3,7320	1,587	0,06	0,76	0,70
74,1 × 10 ⁻³	2,929	4,5190	1,595	0,076	0,76	0,70
85,8 × 10 ⁻³	3,438	5,3120	1,601	0,076	0,76	0,70
97,2 × 10 ⁻³	3,949	6,1120	1,607	0,076	0,76	0,70
0,16	8,28	7,4630	1,600	0,09	1,07	0,80
0,19	14,68	8,8590	1,600	0,09	1,37	0,80
0,23	25,04	10,960	1,600	0,09	1,67	0,80
0,31	37,97	14,450	1,600	0,09	1,83	0,80

(Adaptado de Lencastre, 1991)

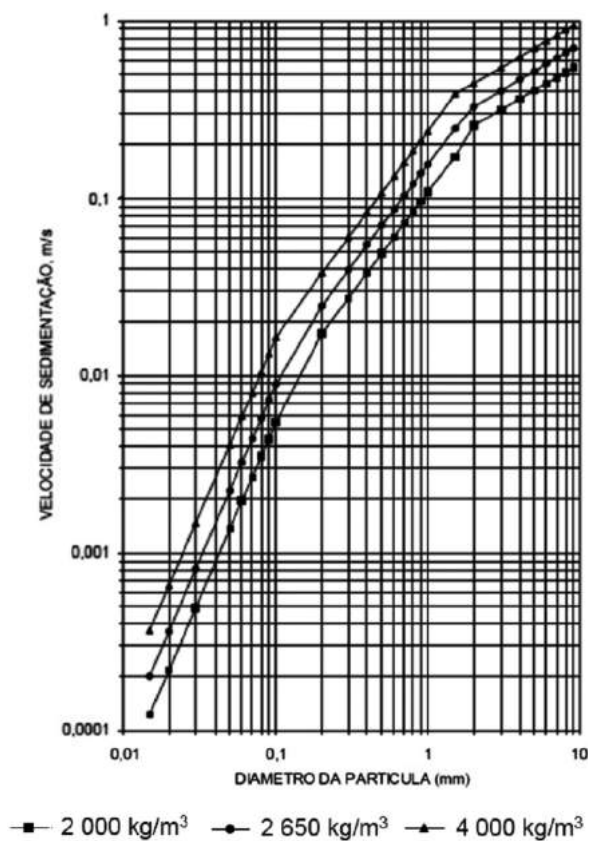
Quadro II.2 Dimensões do canal Parshall

Caudal mínimo (m ³ /s)	Caudal máximo (m ³ /s)	W	A	B	C	D	E	F	G	N	x
		(m)									
0,0014	0,083	0,15	0,61	0,61	0,40	0,40	0,30	0,61	76	114	51
0,0028	0,144	0,23	0,88	0,86	0,38	0,57	0,30	0,46	76	114	51
0,011	0,453	0,30	1,37	1,34	0,61	0,84	0,61	0,91	76	229	51
0,014	0,680	0,46	1,45	1,42	0,76	1,03	0,61	0,91	76	229	51
0,019	0,933	0,61	1,52	1,50	0,91	1,21	0,61	0,91	76	229	51
0,028	1,417	0,91	1,68	1,64	1,22	1,57	0,61	0,91	76	229	51
0,036	1,917	1,22	1,83	1,79	1,52	1,94	0,61	0,91	76	229	51

(Adaptado de Davis, 2010)

VELOCIDADE DE SEDIMENTAÇÃO

Figura III.1 Velocidade de sedimentação em função do diâmetro das partículas e da massa volúmica



ENSAIOS EM COLUNA DE SEDIMENTAÇÃO

Segundo Eckenfelder (2000), as colunas de sedimentação devem ter as seguintes características:

- altura suficiente para que as partículas sedimentem; a altura total deve corresponder à profundidade do tanque proposto;
- diâmetro adequado, de forma a minimizar o efeito de parede⁵⁹;
- vários pontos de amostragem igualmente espaçados;
- a concentração de SST no início do ensaio deve ser uniforme: a solução contendo a matéria suspensa deve ser introduzida na coluna de modo a que ocorra uma distribuição uniforme dos diferentes tamanhos das partículas do topo ao fundo da coluna;
- ao longo do tempo de ensaio devem ser retiradas amostras dos diferentes pontos de amostragem, de modo a determinar a quantidade de sólidos e a respetiva percentagem de remoção, de acordo com a expressão IV.1.

$$R (\%) = \left(1 - \frac{C_t}{C_0}\right) \times 100 \quad (\text{IV.1})$$

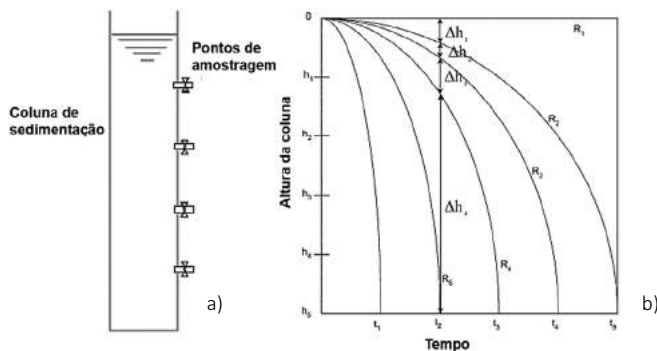
Em que:

- R – percentagem de remoção de SST em cada amostra;
- C_0 – concentração inicial de SST da suspensão;
- C_t – concentração de SST de cada amostra colhida no instante t.

Com os resultados dos ensaios são construídos gráficos análogos ao da Figura IV.1, em que cada curva (isolinha) representa uma percentagem de remoção (R) em função da altura da coluna e do tempo. O declive em cada ponto das isolinhas representa a velocidade de sedimentação no instante t, verificando-se que a velocidade aumenta como consequência do acréscimo das colisões e consequente agregação das partículas e aumento da sua dimensão.

⁵⁹ As paredes da coluna podem exercer um efeito de retardação do movimento das partículas.

Figura IV.1 Ensaios em coluna: a) coluna de sedimentação e b) percentagem de remoção em função da altura da coluna e do tempo



Sendo $H = h_5$ a altura da coluna de sedimentação (e do decantador), a partir da Figura IV.1b) determina-se o tempo que as partículas demoram a percorrer h_5 para cada percentagem de remoção.

A percentagem de remoção para uma determinada altura “h” é determinada pela expressão IV.2.

$$R (\%) = \sum_{h=1}^n \left(\frac{\Delta h_n}{H} \right) \left(\frac{R_n + R_{n+1}}{2} \right) \quad (IV.2)$$

Em que:

- R – percentagem de remoção de SST;
- n – igual à % de remoção da isolinha;
- H – altura da coluna de sedimentação;
- Δh_n – distâncias entre as diferentes curvas de remoção;
- R_n – percentagem de remoção da curva n;
- R_{n+1} – percentagem de remoção da curva n+1.

Seguidamente, representa-se graficamente a percentagem de sólidos removidos em função do tempo de sedimentação e a percentagem de sólidos removidos em função da velocidade de sedimentação, obtendo-se o tempo de retenção e a velocidade de sedimentação para a percentagem requerida.

Como os ensaios de sedimentação em colunas são efetuados em descontínuo, e em condições reais o funcionamento é em contínuo, tornando-se necessário utilizar um fator de escala. Metcalf & Eddy (2003) recomenda que no dimensionamento do tanque se utilize um fator de escala de 1,75 a 2 para o tempo de retenção hidráulico e de 0,65 para a velocidade de sedimentação.

MÉTODO DE TALMADGE E FITCH E MÉTODO DO FLUXO DE SÓLIDOS

Método de Talmadge e Fitch

Talmadge e Fitch (1955) realizam testes descontínuos de sedimentação numa coluna de altura h_0 , cheia com uma suspensão de sólidos com concentração X_0 , de modo a determinar a área necessária ao espessamento de lammas com uma concentração X_u . A altura da interface na coluna é medida a intervalos de tempo regulares, dando origem à curva de sedimentação, como se representa na Figura V.1.

A Figura V.1 mostra que na zona A – zona de clarificação, a velocidade a que se desloca a interface é constante, na zona B – zona de transição, a velocidade decresce apreciavelmente, a partir do t_c inicia-se a compactação das lammas até atingir a zona C – zona de compressão, onde a velocidade de sedimentação vai tender para zero.

Nesse método a área necessária para ocorrer a clarificação é determinada pela expressão V.1 e a área necessária para ocorrer a compressão dos sólidos para uma concentração " X_u " pela expressão V.2. A maior área calculada corresponde à área do decantador. Geralmente é a área de espessamento (Metcalf & Eddy, 2003).

$$A_{cl} = \frac{Q_E}{v_s} \quad (V.1)$$

$$A_{esp} = \frac{Q_0 t_u}{h_0} \quad (V.2)$$

Em que:

A_{cl} – área necessária para ocorrer clarificação;

A_{esp} – área necessária para ocorrer espessamento;

Q_0 – caudal de entrada no decantador;

Q_E – caudal de saída do decantador (clarificado);

v_s – velocidade de sedimentação;

h_0 – altura inicial da interface na coluna;

t_u – tempo necessário para ocorrer a concentração X_u .

A determinação do valor de “ t_u ” é efetuada pelo gráfico da Figura V.1 através da representação da:

- tangente da zona de clarificação e a tangente da zona de espessamento;
- bissetriz do ângulo formado pelas duas retas anteriormente representadas, e encontrar o ponto onde a bissetriz cruza a curva da variação da altura da interface com o tempo, ponto (t_c, h_c) ;
- tangente ao ponto (t_c, h_c) ;
- linha horizontal para a h_u (altura da zona de espessamento, calculado pela expressão V.3) e no ponto em que esta intersecta a tangente ao (t_c, h_c) determinar o valor de t_u .

$$h_u = \frac{X_0 h_0}{X_u} \quad (V.3)$$

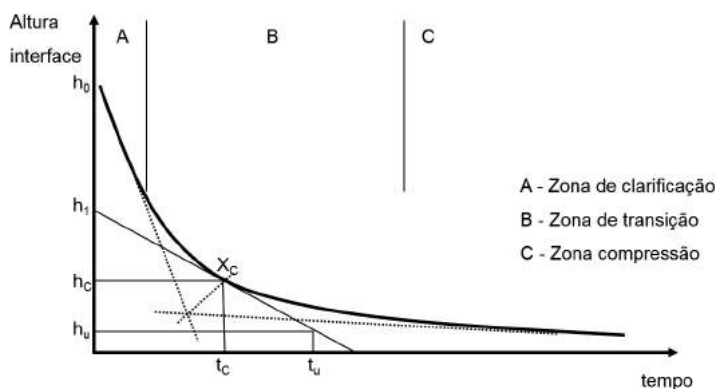
Em que:

X_0 – concentração de sólidos na suspensão inicial;

h_0 – altura da coluna de água;

X_u – concentração de sólidos na zona de espessamento.

Figura V.1 Representação do método de Talmadge e Fitch



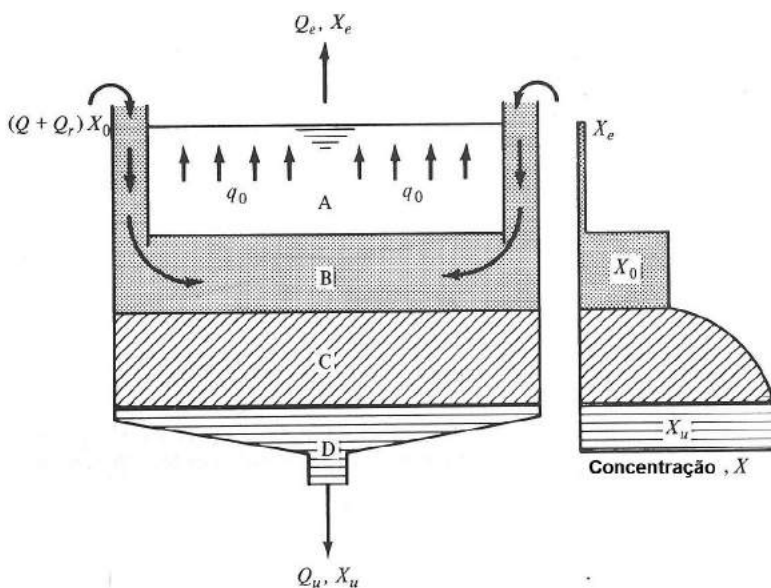
A análise realizada para a sedimentação em descontínuo também pode ser aplicada a decantadores secundários contínuos com alguns limites, nomeadamente o facto da coluna não ter raspadores de fundo nem velocidade de escoamento.

Método do fluxo de sólidos

Um método alternativo para a determinação da área necessária para a sedimentação é o método do fluxo de sólidos desenvolvido por Coe e Clevenger (1917). Neste método considera-se que o decantador secundário funciona em contínuo, encontra-se no estado estacionário em termos de caudal e concentração de SST no efluente e nas lamias, a sedimentação é por zonas identificando-se todas as zonas, A, B, C e D (Figura V.2).

Para determinar a área do decantador é necessário calcular área de clarificação e a área de espessamento, sendo a área do decantador é o maior valor das duas áreas, como já foi referido no método de Talmadge e Fitch.

Figura V.2 Sedimentação por zonas num decantador secundário



(Adaptado Peavy *et al.*, 1985)

O “fluxo de sólidos” é definido como a massa de sólidos por unidade de tempo que passa pela área perpendicular à direção do escoamento, ou seja o produto da concentração de sólidos pela velocidade e expresso em kg sólidos/(m².h). Este fluxo tem duas componentes: o fluxo de sólidos das lamias “G_u” (expressão V.4) devido à extração das lamias no fundo do decantador

com uma velocidade “ v_u ” (expressão V.5); e o fluxo de sólidos gravítico “ G_g ” (expressão V.6) resultante da velocidade de sedimentação “ v_s ”, sendo o fluxo de sólidos totais “ G_t ” determinado pela expressão V.7.

$$G_u = v_u X_i = \frac{Q_u}{A} X_i \quad (V.4)$$

$$v_u = \frac{Q_u}{A} \quad (V.5)$$

$$G_g = v_s X_i \quad (V.6)$$

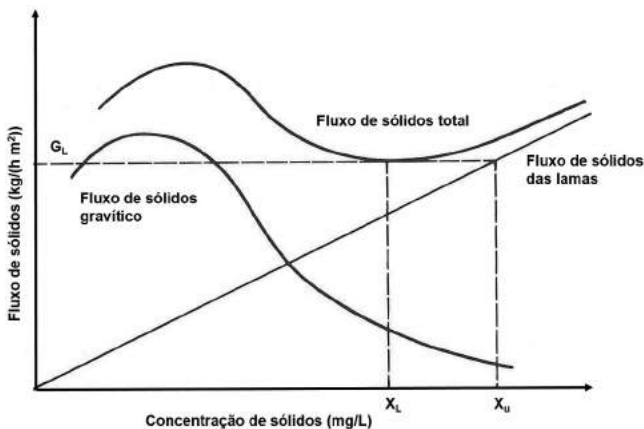
$$G_t = G_u + G_g \quad (V.7)$$

Em que:

- X_i – concentração de sólidos nas lammas;
- v_u – velocidade de extração de lammas;
- v_s – velocidade de sedimentação;
- A – área transversal;
- Q_u – caudal de extração de lammas.

A área transversal para ocorrer o espessamento depende do fluxo de sólidos limite “ G_L ”, determinado a partir do gráfico representado na Figura V.3. Do mesmo modo é possível determinar a concentração das lammas no fundo do decantador, “ X_u ”.

Figura V.3 Variação do fluxo de sólidos em função da concentração de sólidos



Tendo em conta o fluxo de sólidos limite a área de espessamento é calculada pela expressão V.8.

$$A_{\text{esp}} = \frac{(Q + Q_R) X_0}{G_L} \quad (\text{V.8})$$

Em que:

X_0 – concentração de sólidos na entrada do decantador;

$Q + Q_R$ – caudal de entrada do decantador (Figura V.2).

Alternativamente o fluxo de sólidos limite pode ser determinado pela tangente ao ponto de inflexão da curva de sólidos gravítico, linha a tracejado mais fino na Figura V.3.

ANEXO VI

CONSTANTES DE SOLUBILIDADE

Quadro VI.1 Constantes de solubilidade

Equação de equilíbrio	K_s a 25 °C	Equação de equilíbrio	K_s a 25 °C
$\text{AgCl} \rightleftharpoons \text{Ag}^+ + \text{Cl}^-$	$1,76 \times 10^{-10}$	$\text{FeCO}_3 \rightleftharpoons \text{Fe}^{2+} + \text{CO}_3^{2-}$	$3,13 \times 10^{-11}$
$\text{Al}(\text{OH})_3 \rightleftharpoons \text{Al}^{3+} + 3\text{OH}^-$	$1,26 \times 10^{-33}$	$\text{Fe}(\text{OH})_2 \rightleftharpoons \text{Fe}^{2+} + 2\text{OH}^-$	$4,79 \times 10^{-17}$
$\text{AlPO}_4 \rightleftharpoons \text{Al}^{3+} + \text{PO}_4^{3-}$	$9,84 \times 10^{-21}$	$\text{FeS} \rightleftharpoons \text{Fe}^{2+} + \text{S}^{2-}$	$1,57 \times 10^{-19}$
$\text{BaSO}_4 \rightleftharpoons \text{Ba}^{2+} + \text{SO}_4^{2-}$	$1,05 \times 10^{-10}$	$\text{PbCO}_3 \rightleftharpoons \text{Pb}^{2+} + \text{CO}_3^{2-}$	$1,48 \times 10^{-13}$
$\text{Cd}(\text{OH})_2 \rightleftharpoons \text{Cd}^{2+} + 2\text{OH}^-$	$5,33 \times 10^{-15}$	$\text{Pb}(\text{OH})_2 \rightleftharpoons \text{Pb}^{2+} + 2\text{OH}^-$	$1,40 \times 10^{-20}$
$\text{CdS} \rightleftharpoons \text{Cd}^{2+} + \text{S}^{2-}$	$1,40 \times 10^{-29}$	$\text{PbS} \rightleftharpoons \text{Pb}^{2+} + \text{S}^{2-}$	$8,81 \times 10^{-29}$
$\text{CdCO}_3 \rightleftharpoons \text{Cd}^{2+} + \text{CO}_3^{2-}$	$6,20 \times 10^{-12}$	$\text{Mg}(\text{OH})_2 \rightleftharpoons \text{Mg}^{2+} + 2\text{OH}^-$	$5,66 \times 10^{-12}$
$\text{CaCO}_3 \rightleftharpoons \text{Ca}^{2+} + \text{CO}_3^{2-}$	$4,95 \times 10^{-9}$	$\text{MgCO}_3 \rightleftharpoons \text{Mg}^{2+} + \text{CO}_3^{2-}$	$1,15 \times 10^{-5}$
$\text{CaF}_2 \rightleftharpoons \text{Ca}^{2+} + 2\text{F}^-$	$3,45 \times 10^{-11}$	$\text{MnCO}_3 \rightleftharpoons \text{Mn}^{2+} + \text{CO}_3^{2-}$	$2,22 \times 10^{-11}$
$\text{Ca}(\text{OH})_2 \rightleftharpoons \text{Ca}^{2+} + 2\text{OH}^-$	$7,88 \times 10^{-6}$	$\text{Mn}(\text{OH})_2 \rightleftharpoons \text{Mn}^{2+} + 2\text{OH}^-$	$2,04 \times 10^{-13}$
$\text{Ca}_3(\text{PO}_4)_2 \rightleftharpoons 3\text{Ca}^{2+} + 2\text{PO}_4^{3-}$	$2,02 \times 10^{-33}$	$\text{NiCO}_3 \rightleftharpoons \text{Ni}^{2+} + \text{CO}_3^{2-}$	$1,45 \times 10^{-7}$
$\text{CaSO}_4 \rightleftharpoons \text{Ca}^{2+} + \text{SO}_4^{2-}$	$4,93 \times 10^{-5}$	$\text{Ni}(\text{OH})_2 \rightleftharpoons \text{Ni}^{2+} + 2\text{OH}^-$	$5,54 \times 10^{-16}$
$\text{Cr}(\text{OH})_3 \rightleftharpoons \text{Cr}^{3+} + 3\text{OH}^-$	$6,0 \times 10^{-31}$	$\text{NiS} \rightleftharpoons \text{Ni}^{2+} + \text{S}^{2-}$	$1,08 \times 10^{-21}$
$\text{Cu}(\text{OH})_2 \rightleftharpoons \text{Cu}^{2+} + 2\text{OH}^-$	$2,0 \times 10^{-19}$	$\text{SrCO}_3 \rightleftharpoons \text{Sr}^{2+} + \text{CO}_3^{2-}$	$5,60 \times 10^{-10}$
$\text{CuS} \rightleftharpoons \text{Cu}^{2+} + \text{S}^{2-}$	$1,0 \times 10^{-36}$	$\text{Zn}(\text{OH})_2 \rightleftharpoons \text{Zn}^{2+} + 2\text{OH}^-$	$7,68 \times 10^{-17}$
$\text{Fe}(\text{OH})_3 \rightleftharpoons \text{Fe}^{3+} + 3\text{OH}^-$	$2,67 \times 10^{-39}$	$\text{ZnS} \rightleftharpoons \text{Zn}^{2+} + \text{S}^{2-}$	$2,91 \times 10^{-25}$
$\text{FePO}_4 \rightleftharpoons \text{Fe}^{3+} + \text{PO}_4^{3-}$	$1,3 \times 10^{-22}$		

SOBRE OS AUTORES

Maria Helena F. Marecos do Monte



Instituto Politécnico de Lisboa
Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
Área Departamental de Engenharia Civil
Rua Conselheiro Emídio Navarro
1959 – 007 Lisboa
Tel.: +351 21 831 70 02
Fax: +351 21 831 70 21
E-mail: hmarecos@dec.isel.ipl.pt

Professora coordenadora com agregação do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL).

Licenciou-se em Engenharia Química, pelo Instituto Superior Técnico (IST), em 1974. Obteve o diploma de Especialização em Engenharia Sanitária, pela Universidade Nova de Lisboa (UNL), em 1976. Obteve o grau de *Master of Science (Engineering)*, pela Universidade de Leeds (UK), em 1986. Em 1994 doutorou-se em Engenharia Civil, pela Universidade Técnica de Lisboa (UTL). A sua tese de doutoramento foi distinguida com o prémio atribuído pela Associação Portuguesa de Recursos Hídricos (APRH) para a área das Engenharias no biénio 1994/95. Em 2011 obteve o grau de agregação em engenharia civil pela Universidade da Beira Interior (UBI).

Iniciou a sua atividade profissional na extinta Direção Geral do Saneamento Básico (DGSB), tendo transitado para o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), onde atingiu a categoria de Investigadora Principal. Desenvolveu depois funções de Diretora de Estudos e Desenvolvimento na SANEST – Saneamento da Costa do Estoril, S. A. Acumulou funções docentes de 1991 a 1995 na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra (FCTUC), no ISEL (de 1998 a 2005) e na Universidade de Évora (2005 a 2010). Em 2005 tomou posse como professora coordenadora do ISEL. Além da atividade letiva, no ISEL foi presidente da Área Departamental de Engenharia Civil (ADEC) de 2010 a 2014, coordenadora do Curso de

Mestrado em Engenharia Civil e é atualmente coordenadora do Curso de Licenciatura em Tecnologias e Gestão Municipal.

A sua atividade técnico-científica abrange áreas tão diversas como: investigadora e/ou coordenadora de 8 projetos de I&D nacionais, 5 comunitários, 2 internacionais e 19 de investigação por contrato; avaliação técnica de dezenas de estudos e projetos de sistemas de abastecimento de água, de saneamento de águas residuais e de impacte ambiental em zonas costeiras; membro de diversos júris de avaliação de projetos de I&D submetidos à Comissão Europeia (CE) e a 2 países europeus; orientação de 2 doutoramentos, cerca de uma vintena de mestrados e de 17 estágios; vogal de júri de prémios da APRH; participação na elaboração de normas técnicas europeias (CEN) e nacionais (IPQ); peritagem de acidentes em ETAR; organização de 11 eventos técnico-científicos nacionais e 11 conferências e simpósios internacionais; avaliação de artigos submetidos para publicação em revistas internacionais; colaboração a diversos níveis com associações técnico-científicas nacionais (APRH, APESB e APDA) e internacionais. Foi membro do *Technical and Scientific Committee da International Water Association (IWA)*, presidente da *European Water Pollution Control Association (EWPCA)* entre 1993 e 1996; coordenadora da Comissão Especializada de Água e Águas Residuais da APRH; Presidente da Comissão Técnica de Normalização em Saneamento Básico (CT 90); editora da revista *E_WATER*, da *European Water Association (EWA)*.

A atividade redatorial desenvolvida encontra-se divulgada em cerca de 150 publicações, incluindo 1 livro, 2 capítulos de livros publicados no UK e nos USA, respectivamente, 14 artigos publicados em revistas internacionais com arbitragem científica, 26 artigos publicados em actas de conferências internacionais com arbitragem científica, 9 artigos publicados em revistas nacionais, 31 artigos publicados em atas de conferências, de seminários e de cursos nacionais, 42 relatórios do LNEC e 1 Memória do LNEC.

Maria Teresa Loureiro dos Santos



Instituto Politécnico de Lisboa
Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
Área Departamental de Engenharia Química
Rua Conselheiro Emídio Navarro
1959 – 007 Lisboa
Tel.: +351 21 831 71 78
Fax: +351 21 831 72 67
E-mail: tsantos@deq.isel.ipl.pt

Professora adjunta do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL) do Instituto Politécnico de Lisboa (IPL).

Doutorou-se em Engenharia Sanitária em 2010, pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. Obteve o grau Mestre em Engenharia Sanitária em 2001, pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. Licenciou-se em Engenharia Química Industrial em 1994, pelo Instituto Superior de Engenharia de Lisboa do Instituto Politécnico de Lisboa. Tirou o grau de Bacharel em Engenharia Química em 1992, pelo Instituto Superior de Engenharia de Lisboa do Instituto Politécnico de Lisboa.

Ingressou no Instituto Superior de Engenharia de Lisboa do Instituto Politécnico de Lisboa em 1994 onde foi responsável e lecionou diversas unidades curriculares: Poluição I, Engenharia do Ambiente, Sistema de Tratamento de Efluentes e Resíduos Sólidos, Avaliação de Impactes Ambientais, do curso de Engenharia Química; Laboratórios Integrados 3C, Laboratórios Integrados 5A, Laboratórios Integrados 6B, Laboratórios Integrados 6C, Hidrologia, do curso de Licenciatura de Engenharia Química e Biológica; Estações de Tratamento de Águas Residuais, Estações de Tratamento de Águas, do curso de Mestrado de Engenharia Civil.

Atualmente é responsável e leciona diversas unidades curriculares: Poluição, Gestão Integrada de Resíduos, do curso de Licenciatura de Engenharia Química e Biológica; Qualidade da Água e Estações de Tratamento, Modelização Ambiental, Gestão de Resíduos Sólidos, do curso de Mestrado de Qualidade e Engenharia do Ambiente, Avaliação e Controlo de Riscos Ambientais do Mestrado em Análise e Controlo de Riscos Ambientais para a Saúde; Resíduos e Biomassa do curso de Pós-graduação de Engenharia e

Gestão de Energias Renováveis. É membro da Comissão Coordenadora do Mestrado da Engenharia da Qualidade e Ambiente

Frequentou diversos cursos de formação nomeadamente: Gestão de ETAR, Processos com Membranas, Calidad de Aguas Superficiales, Dynamic wastewater treatment modelling and simulation using GPS-X, Water quality – legislation; Quality of waters in the Ebro’s basin, Modelization, Água & Ambiente, Chemical Engineering, Chemometrics.

É formadora dos cursos de “Digestão Anaeróbia” e “Poluentes e Técnicas de Despoluição” do Centro de Estudo de Engenharia Química do ISEL.

Orientou ou co-orientou 5 teses de mestrado, 4 estágios ao abrigo do Programa SOCRATES, 4 estágios formais de admissão à Ordem dos Engenheiros e cerca de uma dezena de estágios de fim de curso.

É membro da equipa de projetos de investigação na área de tratamento de águas residuais e biocombustíveis: PTDC/EMS-ENE/4865/2014 e QREN 38940. Foi responsável pelo projeto de investigação – projeto n.º 48/IPL/2003.

Participou ainda na elaboração de vários projetos de I&D submetidos à FCT e ao LIFE, em diversas áreas nomeadamente: digestão anaeróbia, remediação de águas e poluição sonora.

Foi arguente ou membro do júri de cerca de uma dezena de provas de mestrado no Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, na Faculdade de Ciências Tecnologia e na Escola Superior de Tecnologia de Setúbal.

Participou no projeto “SYM – Produção de combustíveis sintéticos renováveis a partir de electricidade utilizando o conceito Electrofuel”, financiado pelo QREN 38940.

É co-autora de 1 capítulo de livro, 1 artigo científico em revista internacional, cerca de 20 proceedings, 15 comunicações em painel, 10 comunicações orais em conferências e encontros e nacionais e internacionais com arbitragem científica e de diversos textos pedagógicos. É membro da Ordem dos Engenheiros desde 1995, sendo atualmente Membro Sénior.

Ana Maria Garcia Henriques Barreiros Joanaz de Melo



Instituto Politécnico de Lisboa
Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
Área Departamental de Engenharia Química
Rua Conselheiro Emídio Navarro
1959 – 007 Lisboa
Tel.: +351 21 831 70 00 (ext. 1212)
Fax: +351 21 831 72 67
E-mail: abarreiros@deq.isel.ipl.pt

Professora adjunta do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL) do Instituto Politécnico de Lisboa (IPL).

Doutorou-se em Engenharia Química, especialidade Engenharia Bioquímica pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT/UNL) em 2002. Obteve o mestrado em Engenharia Química – Processos e Indústria pelo Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa em 1993. Licenciou-se em Engenharia Química na FCT/UNL em 1989.

É Professora Adjunta no Instituto Superior de Engenharia de Lisboa do Instituto Politécnico de Lisboa desde setembro de 2011 onde tem orientado várias teses de mestrado, leciona e é responsável da unidade curricular (UC) de Tecnologias Ambientais e Segurança da Licenciatura de Engenharia Química e Biológica, da UC Impactes Ambientais do Mestrado de Qualidade e Engenharia do Ambiente e da UC Avaliação de Impacte Ambiental da Pós graduação de Engenharia e Gestão de Energias Renováveis. Leciona ainda a UC de Métodos de Análise Ambiental da Licenciatura de Engenharia Química e Biológica e Qualidade da Água e Estações de Tratamento do Mestrado de Qualidade e Engenharia do Ambiente.

Foi Professora Adjunta na Escola Superior de Tecnologia de Setúbal do Instituto Politécnico de Setúbal (ESTSetubal/IPS) de 1994 a 2011 onde lecionou e foi responsável de diversas UC do bacharelato em Engenharia Energia e Ambiente, da Licenciatura em Engenharia do Ambiente e do Mestrado em Tecnologias Ambientais como e.g.: Tecnologias de Tratamento de Águas e Efluentes; Remediação de Solos; Análises Ambientais; Tratamento de Águas de Abastecimento; Processos e Tratamentos Biológicos; Tratamento

e Controlo de Águas; Processos e Operações Unitárias. Orientou vários estágios profissionais, projetos de fim de curso e teses de mestrado. Além da atividade letiva na ESTSetúbal/IPS esteve envolvida em várias atividades de gestão das quais se destacam: vice presidente do Departamento de Sistemas e Informática (2004 a 2006 e 2008 a 2011); coordenadora científica do Mestrado de Tecnologia Ambiental (2009 a 2010); coordenadora do curso de Bacharelato em Engenharia da Energia e Ambiente (1998 a 2000).

A sua atividade de investigação desenvolve-se na área do tratamento de água e resíduos. Participou como investigadora em 1 projeto comunitário e em 5 projetos de I&D nacionais, sendo coordenadora de um deles. A sua atividade técnico-científica encontra-se divulgada em artigos publicados em revistas internacionais com arbitragem científica, artigos publicados em atas de conferências arbitragem científica, e apresentações em posters/orais em congressos nacionais e internacionais.

António João Carvalho de Albuquerque



Universidade da Beira Interior
Faculdade de Engenharia
Depart. De Engenharia Civil e Arquitetura
Calçada Fonte do Lameiro
6200 – 358 Covilhã
Tel.: +351 275 329 981
Fax: +351 275 329 969
E-mail: antonio.albuquerque@ubi.pt

Professor Auxiliar na Universidade da Beira Interior (UBI), Professor Visitante na Universidade Técnica de Gdansk (Polónia) e Professor Visitante na Universidade Federal de Goiás (Brasil).

Licenciou-se em Engenharia do Ambiente (ramo de Engenharia Sanitária), pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, em 1991. Obteve o grau Mestre em Engenharia do Ambiente, pelo Imperial College da Universidade de Londres (Reino Unido), em 1993, e o grau de Doutor em Engenharia Civil, em 2004, pela Universidade da Beira Interior (UBI).

Iniciou a sua atividade profissional na extinta Direção Geral dos Recursos Naturais, em 1991, tendo transitado para o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) em 1992. Ingressou na Universidade da Beira Interior em 1996 onde foi responsável pelas disciplinas de Abastecimento e Drenagem de Águas, Saneamento Ambiental, Impactes Ambientais, Preservação do Ambiente, Análise do Impacte Ambiental, Resíduos Sólidos, Ambiente e Ordenamento, Modelação e Avaliação de Sistemas de Saneamento e Programa de Tese de Doutoramento em cursos de licenciatura de Engenharia Civil, Engenharia Química e Engenharia da Produção e Gestão Industrial, de mestrado em Engenharia Civil e Arquitetura e de doutoramento em Engenharia Civil. É regente da disciplina de Water Reuse no Mestrado de Engenharia do Ambiente da Universidade Técnica de Gdansk (Polónia) e da disciplina de Tópicos Especiais em Engenharia Ambiental e Sanitária do Programa de Pós-graduação em Engenharia Ambiental e Sanitária da Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás (Brasil). É Diretor do curso de Doutoramento em Engenharia Civil da UBI.

É investigador sénior na unidade de I&D FibEnTech (UBI) e colaborador na unidade de I&D GeoBioTech (Universidade de Aveiro), onde desenvolve projetos de I&D nas linhas de investigação de “Remoção de nutrientes em processos de tratamento por biofilme”, “Reutilização de águas” e “Valorização de resíduos industriais”. Orientou 5 teses de doutoramento, 36 dissertações de mestrado e dezenas de estágios técnicos e científicos. Participou em 16 projetos de I&D, financiados pela FCT, FUNAPE, FUNASA, FINEP, QREN, STRIDE, COMMET, PEDIP, DG XI da CE e DGQA. Foi avaliador em concursos para atribuição de bolsas de doutoramento e pós-doutoramento da FCT e vogal de júri de prémios da APRH e Santander. Participou na elaboração de normas técnicas europeias (CEN) e nacionais (IPQ), organizou e foi membro de comissões científicas de dezenas de eventos técnicos e científicos, nacionais e internacionais, e avaliou dezenas de artigos científicos submetidos a conferências e revistas técnicas e científicas, de associações e editoras nacionais e internacionais. É membro do conselho editorial de três revistas internacionais e de três comissões especializadas da *International Water Association* (IWA). Foi Vice-Presidente da Associação Portuguesa de Engenharia Sanitária (APESB) e é atualmente Vice-Presidente da Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos (APRH) e Presidente do Conselho Nacional de Colégio de Engenharia do Ambiente da Ordem dos Engenheiros.

A atividade redatorial engloba cerca de 280 publicações, incluindo 2 livros, 4 livros de resumos de conferências técnico-científicas, sete capítulos de livros, 34 artigos publicados em revistas internacionais com arbitragem científica, 14 artigos publicados em revistas nacionais, 70 artigos publicados em atas de eventos internacionais com arbitragem científica, 30 artigos publicados em atas de eventos nacionais, 45 comunicações em encontros nacionais e internacionais por convite, 24 relatórios técnicos, 16 posters em eventos nacionais e internacionais, e dezenas de textos didáticos e pedagógicos e manuais técnicos.

TRATAMENTO DE ÁGUAS RESIDUAIS

OPERAÇÕES E PROCESSOS DE TRATAMENTO FÍSICO E QUÍMICO

A presente publicação enquadra-se nas atribuições da ERSAR de melhoria da qualidade geral nos serviços de águas e resíduos e de promoção da investigação e desenvolvimento neste setor.

Este quinto número da Série «Cursos Técnicos» resulta de um protocolo de Cooperação Técnica e Científica celebrado entre a ERSAR e o Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL), ao abrigo do qual já foram produzidas outras publicações e trabalhos, e visa preencher uma lacuna relativa à existência em língua portuguesa de uma obra completa sobre o tratamento de águas residuais.

O tratamento de águas residuais não se cinge apenas ao tratamento da chamada fase líquida, mas inclui também o tratamento das lamas e a desodorização da atmosfera de zonas de cheiros mais ofensivos. A panóplia de operações e processos unitários de tratamento de águas residuais é, assim, bastante vasta. Optou-se, deste modo, por organizar esta publicação em três volumes autónomos: este primeiro volume, dedicado a operações unitárias de tratamento, o segundo aos processos de tratamento biológico, tanto os mecanizados como os naturais, e o terceiro focado no tratamento de lamas e desodorização de atmosferas com odor desagradável.

A capacitação dos atuais e futuros técnicos do setor em matérias ligadas ao tratamento de águas residuais é fundamental para assegurar uma boa gestão das infraestruturas existentes e dos recursos hídricos, contribuindo para melhorias num setor fulcral para o desenvolvimento ambiental e social em Portugal.



ENTIDADE REGULADORA
DOS SERVIÇOS DE ÁGUAS E RESÍDUOS

Rua Tomás da Fonseca, Torre G – 8º
1600-209 LISBOA PORTUGAL

www.ersar.pt