



Caracterização, Tratamento e
Gerenciamento de Subprodutos
de Correntes de Esgotos
Segregadas e Não Segregadas em
Empreendimentos Habitacionais

COORDENADOR
André Bezerra dos Santos

Caracterização, Tratamento e Gerenciamento de Subprodutos de Correntes de Esgotos Segregadas e Não Segregadas em Empreendimentos Habitacionais

© 2019 André Bezerra dos Santos (ORGANIZADOR)

IMPRESSO NO BRASIL / PRINTED IN BRAZIL

EFETUADO DEPÓSITO LEGAL NA BIBLIOTECA NACIONAL

TODOS OS DIREITOS RESERVADOS

PROJETO GRÁFICO E CAPA | Carlos Alberto Alexandre Dantas

REVISÃO DE TEXTO | Priscila Pesce Lopes de Oliveira

DADOS INTERNACIONAIS DE CATALOGAÇÃO NA PUBLICAÇÃO (CIP)

BIBLIOTECÁRIA: Regina Célia Paiva da Silva – CRB – 1051

C257 Caracterização, Tratamento e Gerenciamento de Subprodutos de Correntes de Esgotos Segregadas e Não Segregadas em Empreendimentos Habitacionais / André Bezerra dos Santos; organizador. – Fortaleza: Imprepe, 2019.

812 p.: il. ; 16 cm x 23 cm.

Inclui: Figuras, gráficos e tabelas.

ISBN: 978-85-8126-190-4

1. Rede Nacional de Tratamento de Esgotos. 2. Correntes segregadas e não segregadas. 3. Águas residuárias. 4. Santos, André Bezerra dos. I. Título.

CDD. 628.3



RENTED
Rede Nacional de Tratamento de Esgotos
Descentralizados

Caracterização, Tratamento e Gerenciamento de Subprodutos de Correntes de Esgotos Segregadas e Não Segregadas em Empreendimentos Habitacionais

COORDENADOR
André Bezerra dos Santos



Fortaleza | Ceará | 2019

REDE COOPERATIVA DE PESQUISAS

RENTED – Rede Nacional de Tratamento de Esgotos Descentralizados

INSTITUIÇÕES PARTICIPANTES

UFC, UFMG, UFSM, UFSC, UEPB, UFBA, USP,
UFAL, UnB, UFPE, UFPA, UFMS e UFES



COORDENADORES INSTITUCIONAIS

André Bezerra dos Santos | UFC
Cláudio Leite de Souza | UFMG
Delmira Beatriz Wolff | UFSM
Flávio Rubens Lapolli | UFSC
José Tavares de Sousa | UEPB
Luciano Matos Queiroz | UFBA
Marcelo Antunes Nolasco | USP
Marcio Gomes Barboza | UFAL
Marco Antonio Almeida de Souza | UnB
Mario Takayuki Kato | UFPE
Neyson Martins Mendonça | UFPA
Paula Loureiro Paulo | UFMS
Ricardo Franci Gonçalves | UFES

Instituições Financiadoras

Financiadora de Estudos e Projetos (Finep) e Conselho Nacional de
Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq)



AUTORES EM ORDEM ALFABÉTICA

André Bezerra dos Santos – UFC

Engenheiro Civil, PhD em Environmental Sciences, Wageningen University, Holanda. Professor Associado do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Universidade Federal do Ceará.

E-mail: andre23@ufc.br

Asher Kiperstok – UFBA

Engenheiro Civil, PhD em Engenharia Química, University of Manchester, Institute of Science and Technology, Reino Unido. Departamento de Engenharia Ambiental da Escola Politécnica da UFBA.

E-mail: asher@ufba.br

Carlos Augusto de Lemos Chernicharo – UFMG

Engenheiro Civil, PhD em Environmental Engineering, University of Newcastle Upon Tyne, Inglaterra. Professor Titular do Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da UFMG.

E-mail: calemos@desa.ufmg.br

Cláudio Leite de Souza – UFMG

Engenheiro Civil, Doutor em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil. Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da UFMG.

E-mail: claudio@desa.ufmg.br

Cleverson Vitório Andreoli – ISAE

Engenheiro Agrônomo, Doutor em Meio Ambiente e Desenvolvimento, Universidade Federal do Paraná, Brasil. Professor no mestrado profissional em Governança e Sustentabilidade do ISAE e Diretor da empresa de consultoria ambiental Andreoli Engenheiros Associados.

E-mail: cleveson@andreoli.eng.br

Delmira Beatriz Wolff – UFSM

Engenheira Sanitarista e Ambiental, Doutora em Engenharia Ambiental, Universidade Federal de Santa Catarina, Brasil. Professora Associada do Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da Universidade Federal de Santa Maria.

E-mail: delmirawolff@hotmail.com

Emanuel Manfred Freire Brandt – UFJF

Químico Industrial, Doutor em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil. Professor Adjunto da Universidade Federal de Juiz de Fora.

E-mail: emanuel.brandt@ufff.edu.br

Flávio Rubens Lapolli – UFSC

Engenheiro Civil, Doutor em Hidráulica e Saneamento, Escola de Engenharia de São Carlos-EESC da USP. Professor Titular do Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da Universidade Federal de Santa Catarina.

E-mail: f.lapolli@ufsc.br

Gustavo Rafael Collere Possetti – SANEPAR

Engenheiro Elétrico, Doutor em Engenharia Elétrica e Informática Industrial, Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR), Brasil. Gerente de assessoria de Pesquisa da SANEPAR.

E-mail: gustavo_possetti@yahoo.com.br

Hugo Henrique de Simone Souza – UFMS

Engenheiro Ambiental, Doutor em Tecnologias Ambientais, UFMS, Brasil. Pesquisador DTI-C, INCT ETEs Sustentáveis.

E-mail: hugohenriquesouza@gmail.com

Ivete Vasconcelos Lopes Ferreira – UFAL

Engenheira Civil, Doutora em Hidráulica e Saneamento, Escola de Engenharia de São Carlos-EESC da USP, Brasil. Professora Titular do Centro de Tecnologia da UFAL.

E-mail: ilopes@ctec.ufal.br

José Tavares de Sousa – UEPB

Engenheiro Químico, Doutor em Hidráulica e Saneamento, Escola de Engenharia de São Carlos-EESC da USP, Brasil. Professor Associado do Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da Universidade Estadual da Paraíba.

E-mail: sousajt@cct.uepb.edu.br

Juliana Cardoso de Moraes – IFPE

Engenheira Civil. Doutora em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Pernambuco, Brasil. Professora do Instituto Federal de Pernambuco.

E-mail: julianamoraes@recife.ifpe.edu.br

Karla Patrícia S. O. Rodríguez-Esquerre – UFBA

Engenheira Química, Doutora em Engenharia Química, UNICAMP, Brasil. Professora Associada do Departamento de Engenharia Química da Escola Politécnica da UFBA.

E-mail: karlaesquerre@ufba.br

Laila de Oliveira Vaz Oliveira – UFES

Bióloga, Doutora em Engenharia Ambiental pela Universidade Federal do Espírito Santo, Pós-doutoranda no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental da UFES.

E-mail: laila.vaz@gmail.com

Luciano Matos Queiroz – UFBA

Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia Civil, Escola Politécnica da USP, Brasil. Professor Associado do Departamento de Engenharia Ambiental da Escola Politécnica da UFBA.

E-mail: lmqueiroz@ufba.br

Marcelo Antunes Nolasco – USP

Biólogo, Doutor em Hidráulica e Saneamento, Escola de Engenharia de São Carlos-EESC da USP, Brasil. Professor Associado da EACH – Universidade de São Paulo, São Paulo.
E-mail: mnolasco@usp.br

Marcio Gomes Barboza – UFAL

Engenheiro Civil, Doutor em Hidráulica e Saneamento, Escola de Engenharia de São Carlos-EESC da USP, Brasil. Professor Associado do Centro de Tecnologia da UFAL. E-mail: mbarboza@ctec.ufal.br

Marco Antonio Almeida de Souza – UnB

Engenheiro Químico, PhD em Engenharia Ambiental, University of Birmingham, Inglaterra, Reino Unido. Programa de Pós-Graduação em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos da Universidade de Brasília.
E-mail: marcantoniosouza@gmail.com

Marcos Erick Rodrigues da Silva – IFCE

Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia Civil/Saneamento Ambiental, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Universidade Federal do Ceará, Brasil. Professor do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará.
E-mail: marcoserick@ifce.edu.br

Marcos von Sperling – UFMG

Engenheiro Civil, PhD em Engenharia Ambiental, Imperial College London, Inglaterra. Professor Titular do Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da UFMG.
E-mail: marcos@desa.ufmg.br

Maria Elisa Magri – UFSC

Engenheira Sanitarista e Ambiental, Doutora em Engenharia Ambiental pela UFSC com estágio de doutorado sanduíche na Swedish University of Agricultural Sciences – SLU, Suécia. Professora Adjunta do Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da UFSC.
E-mail: maria.magri@ufsc.br

Mario Takayuki Kato – UFPE

Engenheiro Civil. PhD em Environmental Sciences pela Wageningen University, Holanda. Professor Titular da Universidade Federal de Pernambuco.
E-mail: kato@ufpe.br

Naassom Wagner Sales Morais – UFC

Engenheiro Ambiental, Mestrando em Engenharia Civil/Saneamento Ambiental pelo Departamento de Engenharia Hidráulica da Universidade Federal do Ceará, Brasil.
E-mail: naassomw@gmail.com

Neyson Martins Mendonça – UFPA

Engenheiro Sanitarista, Doutor em Hidráulica e Saneamento, Escola de Engenharia de São Carlos-EESC da USP, Brasil. Professor Associado da Faculdade de Engenharia Sanitária e Ambiental da Universidade Federal do Pará.

E-mail: neysonmm@ufpa.br

Paula Loureiro Paulo – UFMS

Engenharia Química, PhD em Environmental Sciences pela Wageningen University, Holanda. Professora Associada da Faculdade de Engenharias, Arquitetura e Urbanismo e Geografia da UFMS.

E-mail: paula.paulo@ufms.br

Ricardo Franci Gonçalves – UFES

Engenheiro civil, D.Ing. em Ingénierie du Traitement et de l'Épuration des Eaux pelo Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse, Professor Titular da Universidade federal do Espírito Santo.

E-mail: franci@npd.ufes.br

Roque Passos Piveli – USP

Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia Hidráulica e Sanitária, Escola Politécnica da USP. Professor Titular da Escola Politécnica da USP.

E-mail: rppiveli@usp.br

Sérgio Francisco de Aquino – UFOP

Químico, PhD em Engenharia Química, Imperial College London, Inglaterra. Professor Associado da Universidade Federal de Ouro Preto.

E-mail: sergio@iceb.ufop.br

Simone Bittencourt – SANEPAR

Engenheira Agrônoma, Doutora em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, Universidade Federal do Paraná, Brasil. Profissional da Companhia de Saneamento do Paraná (SANEPAR) e professora da Faculdade FAEL.

E-mail: sbittencourt@sanepar.com.br

Thaís Andrade de Sampaio Lopes – UFBA

Bacharel em Ciências Biológicas, Mestre em Meio Ambiente, Águas e Saneamento, UFBA, Brasil. Estudante de Doutorado do Centro de Energia e Ambiente da UFBA. E-mail: thaíslopes84@yahoo.com.br

Thiago Bressani Ribeiro – UFMG

Engenheiro Ambiental, Mestre em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil. Doutorando no Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da UFMG.

E-mail: thiago.bressani@hotmail.com

Thiago Keller Franci – UFES

Administrador, Mestrando do Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Desenvolvimento Sustentável da Universidade Federal do Espírito. Diretor financeiro da empresa Fluxo Máquinas e Equipamentos Ltda. EPP.

E-mail: thiago@fluxoambiental.com.br

Valderi Duarte Leite – UEPB

Engenheiro Químico, Doutor em Engenharia Civil, Escola Politécnica da USP, Brasil. Professor Associado do Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da Universidade Estadual da Paraíba.

E-mail: mangabeiraleite@gmail.com

EQUIPES DOS PROJETOS DE PESQUISA

Universidade Federal do Ceará (UFC)

André Bezerra dos Santos	Coordenador-Geral
Amanda Maria Meneses Dutra	Bolsista PIBIC
Ana Paula Sobrinho da Silva	Bolsista DTI-C
Anderson Barbosa Araújo	Estudante de Graduação
Alexandre Colzi Lopes	Pesquisador
Antonio Lima Farias Filho	Bolsista DTI-C
Carla Bastos Vidal	Estudante de Doutorado
Carla Jamile Sobreira de Oliveira	Estudante de Mestrado
Daniel David de Lima	Bolsista DTI-C
David Nogueira Melo	Bolsista ITI-A
Elisa Maria Rodríguez-Rodríguez	Pesquisador
Gabriel Alfredo Garcia Neto	Bolsista PIBIC
Germana Paiva Pessoa	Bolsista DTI-B
Gervina Brady Moreira Holanda	Bolsista DTI-C
Ivna Fernanda Viana Segundo	Bolsista ITI-A
Jade Müller Carneiro	Bolsista PIBIC
Jéssyca de Freitas Lima	Estudante de Doutorado
Joana Angélica Correia Alves	Estudante de Graduação
José Gilmar da Silva do Nascimento	Estudante de Doutorado
Lívia Maria Galdino Pereira	Bolsista DTI-C
Márcia Rodrigues de Sousa	Estudante de Doutorado
Marina Santiago Maciel	Bolsista ITI-A
Marcos Erick Rodrigues da Silva	Pesquisador
Patrícia Gadelha de Castro Landim	Pesquisadora
Patrícia Marques Carneiro Buarque	Estudante de Doutorado
Paulo Igor Milen Firmino	Pesquisador
Rafael Ataíde da Silva	Estudante de Graduação
Ricardo Bruno Pinheiro de Lima	Bolsista ITI-A
Ronaldo Ferreira do Nascimento	Pesquisador
Thais Gadelha Carvalho	Bolsista ITI-A

Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG)

Carlos Augusto de L. Chernicharo	Coordenador
Cláudio Leite de Souza	Subcoordenador
Aracele Vieira Santos	Estudante de Doutorado
Belinazir Costa Do Espirito Santo	Estudante de Mestrado
Amanda N M de Carvalho	Bolsista ITI-A
Bárbara Batista Dos Santos	Bolsista ITI-A
Bernardo Ornelas Ferreira	Bolsista DTI-C

Carla Vieira Serufo	Bolsista ATP-B
Carlos Andrés Díaz Flórez	Estudante de Mestrado
Cecília Moreira de Barros	Bolsista ITI-A
Cristiane de Almeida Barbosa	Bolsista ATP-B
Débora Faria Silva	Bolsista ITI-A
Emanuel Manfred Freire Brandt	Estudante de Doutorado
Erika Ferreira A. Mac Connel	Estudante de Doutorado
Flávia Oliveira Perucci	Bolsista ITI-A
Gabriel Rodrigues Vasconcellos	Bolsista DTI-C
Gabriel Tadeu de Oliveira Freitas	Bolsista DTI-C
Iacy Maria Pereira de Castro	Estudante de Mestrado
Ítalo Cordeiro e Lellis	Bolsista ATP-B
Jocilene Ferreira da Costa	Estudante de Doutorado
Karoline Elis Lopes Martins	Bolsista ITI-A
Kátia Gonçalves Gutierrez	Estudante de Doutorado
Lara Ghiotto Mendes	Bolsista ITI-A
Lucas Martins Machado	Estudante de Mestrado
Luciana Prado Leite Praça	Bolsista ITI-A
Luciano Albuquerque R Junior	Bolsista IC
Paulo Gustavo S. de Almeida	Estudante de Doutorado
Poliana S. G. de Sousa	Bolsista ITI-A
Priscila da Costa	Bolsista ITI-A
Priscila E. da Silva de Oliveira	Bolsista DTI-C
Priscila Vieira Oliveira e Silva	Bolsista ITI-A
Priscilla Natalie Pereira Neves	Bolsista ITI-A
Ramon Danilo de Souza	Bolsista ITI-A
Roberto Meireles Gloria	Estudante de Doutorado
Sara Espeschit Ajudarte	Bolsista ATP-B
Taciano A. S. Wanderley	Bolsista ATP-B
Thiago Bressani Ribeiro	Estudante de Mestrado
Tomás Miranda Motta	Bolsista DTI-C
Vanessa Rodrigues de Melo	Bolsista ATP-B
Weber Luiz Pinto Martins	Bolsista ATP-B

Universidade Federal de Santa Maria (UFSM)

Delmira Beatriz Wolff	Coordenadora
Arci Dirceu Wastowski	Colaborador
Desirê Armboost Alves	Estudante de Mestrado
Gabriel de Menezes Trevisan	Estudante de Mestrado
Ronaldo Kanopf de Araújo	Estudante de Doutorado
Samara Terezinha Decezaro	Estudante de Doutorado
Rolando Jose Manuel Gonzalez Ramirez	Estudante de Mestrado
Pablo Heleno Sezerino (professor colaborador UFSC)	Pesquisador

Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC)

Flávio Rubens Lapoli	Coordenador
Ana Beatriz Bastos Alves	Estudante de Graduação
André Aguiar Battistelli	Estudante de Doutorado
Caroline Rodrigues	Bolsista DTI-B
Chelsea Eichholz Marchi	Estudante de Graduação
Daniele Damaceno Silveira	Pesquisadora
Diego Calza	Estudante de Graduação
Eduardo Henrique Ribeiro	Estudante de Graduação
Emerson Souza	Estudante de Mestrado
Fernanda Caldeira Andrada Poerch	Bolsista DTI-C
Gustavo Hassemer	Bolsista DTI-C
Jaqueline Cremonini	Bolsista ITI-A
Joana Weck André	Bolsista ITI-A
Jossy Karla Brasil Bernardelli	Estudante de Doutorado
Leonardo Dalri Cecato	Estudante de Mestrado
Luiza Jovily Miranda Cruz	Bolsista ITI-A
Maria Ángeles Lobo Recio	Pesquisador
Maria Eliza Nagel Hassemer	Pesquisador
Marina Costa Laus	Bolsista ITI-A
Rayra Emanuely Da Costa	Estudante de Doutorado
Ronaldo Luis Kellner	Estudante Mestrando
Tiago José Belli	Estudante de Doutorado

Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

José Tavares de Sousa	Coordenador
Andressa Muniz Santos	Estudante de Mestrado
Aldre Jorge Moraes Barros	Pesquisador
Catarina Chagas de Andrade	Estudante de Mestrado
Fabiane Lira Rodrigues	Bolsista DTI-C
Israel Nunes Henrique	Pesquisador
Juliana Marçal da Rocha Paredes	Bolsista DTI-C
Luciana Leôncio Bertino Cabral	Estudante de Doutorado
Maria Luciana Dias de Luna	Estudante de Doutorado
José Lima de Oliveira Júnior	Estudante de Doutorado
Jéssyca de Freitas Lima	Estudante de Mestrado
Jéssica Caroline Freitas Cavalcante	Bolsista ITI-A
Júlia Soares Pereira	Bolsista DTI-C
Rodrigo de Andrade Barbosa	Estudante de Mestrado
Valderi Duarte Leite	Pesquisador
Valquíria Cordeiro da Silva	Bolsista DTI-C
Virgínia da C. Albuquerque	Bolsista DTI-C
Wagner Moreira de Almeida	Bolsista DTI-C
Wilza Silva Lopes	Estudante de Doutorado
Wilton Silva Lopes	Pesquisador

Universidade Federal da Bahia (UFBA)

Luciano Matos Queiroz	Coordenador
Ana Paula Borges Guimarães	Bolsista ITI-A
Ana Rosa Pinto Guedes	Bolsista DTI-C
Asher Kiperstok	Pesquisador
Bárbara Costa Lima	Bolsista DTI-C
Carlane Oliveira da Silva	Bolsista ITI-A
Daniele Vital Vich	Pesquisadora
Gabriela Mendes Vieira	Bolsista ITI-A
Juliana Cabral Pereira Cavalcanti	Bolsista ITI-A
Karla Patrícia S. O. Rodriguez-Esquerre	Pesquisadora
Luiz Felipe Tavares de Santana	Bolsista DTI-C
Luciana Costa dos Santos	Bolsista ITI-A
Marco Antônio de Almeida Dantas	Bolsista ITI-A
Thaís Andrade de Sampaio Lopes	Bolsista DTI-B
Tiago Rocha Santos	Bolsista ITI-A
Viviana Maria Zanta	Pesquisadora

Universidade de São Paulo (USP)

Marcelo Antunes Nolasco	Coordenador
Alexandre Antonio Jacob de Mendonça	Estudante de Mestrado
André Lopes Santos	Bolsista ITI-A
Daniele Vital Vich	Bolsista DTI-A
Dayana A. Brito dos Santos	Bolsista DTI-C
Dennis Lai	Bolsista DTI-C
Ervin Sriubas Júnior	Técnico de Laboratório
Gabriel Inácio da Silva Neto	Bolsista ITI-A
Gabriela Ribeiro Lourenço Silva	Bolsista ITI-A
Helisson H. Borsato de Andrade	Estudante de Doutorado
João Guilherme Kimura Moreira	Bolsista ITI-A
Juliana Dália Resende	Estudante de Doutorado
Julio Cano	Bolsista IC-FAPESP
Julio Cesar Costa	Bolsista ITI-A
Kelliton J. Mendonça Francisco	Especialista Laboratório
Leandro Lopez Barbosa	Bolsista ITI-A
Leticia Stevanato Rodrigues	Bolsista PIBIC
Líndon de Souza Guimarães	Técnico Administrativo
Luciano do Valle Monteiro	Bolsista DTI-A
Mariana Cardoso Chrispim	Estudante de Doutorado
Neildes de Souza Santana	Estudante de Doutorado
Renata Colombo	Pesquisador
Roque Passos Piveli	Pesquisador
Sérgio Almeida Pacca	Pesquisador
Vania Rodrigues Lopes	Bolsista DTI-C
Vitor Cano	Estudante de Doutorado

Universidade Federal de Alagoas (UFAL)

Marcio Gomes Barboza	Coordenador
Bruna da Silva Granja	Bolsista DTI-C
Brunna Mariane Neri Donato Moura	Colaboradora
Caio Cesar Lima de França	Bolsista ATP-A
Diego Narciso Buarque Pereira	Bolsista ITI-A
Elna Wanessa Ribeiro Lopes	Colaboradora PIBIC
Elysson David de Santana Lima	Bolsista DTI-C
Emmanuelle Leite Wanderley	Bolsista DTI-C
Ivete Vasconcelos Lopes Ferreira	Pesquisadora
Ivo Gabriel Guedes Alves	Bolsista PIBIC
Jéssica Kalliny Pereira dos Santos	Bolsista ITI-A
Laura Honório de Oliveira Silva	Colaboradora PIBIC
Marcone C. de Oliveira Lima Filho	Bolsista PIBIC
Maryelli Ludmilla R. da Silva	Bolsista PIBIC
Maurício de Gois Gomes	Colaborador PIBIC
Nareida Simone Delgado da Cruz	Bolsista ITI-A
Olga Eliza Rocha e Silva	Bolsista ITI-A
Raphaella Machado Barbosa	Bolsista PIBIC
Rute Márcia C. de Melo Bezerra	Bolsista PIBIC

Universidade de Brasília (UnB)

Marco Antonio Almeida de Souza	Coordenador
Antônio Cândido Ribeiro	Técnico de Laboratório
Adriane Dias da Silva	Estudante de Doutorado
Alana Mioranza	Bolsista ITI-A
Anne Relvas Pereira	Estudante de Mestrado
Ariela Araújo Fonseca	Estudante de Mestrado
Ariuska Karla Amorim	Pesquisadora
Carla Simone Vizzotto	Técnica de Laboratório
Demetrios Christofidis	Pesquisador
Édio Damasio	Estudante de Doutorado
Elisa de Castro Souza	Bolsista PIBIC
Felipe Duarte Machado	Técnico em Automação
Felipe Fileni	Bolsista ITI-A
Felipe Musardo Firmino	Bolsista DTI-B
Irioman Francisco Ramos de Souza Jr	Técnico de Laboratório
Jorge Thiago Duarte da Silva Vianna	Estudante de Mestrado
Lucas Achaval Silva	Estudante de Mestrado
Marina de Mendonça Pereira	Bolsista PIBIC
Mauro Roberto Felizzato	Estudante de Doutorado
Norma Mendes Pinheiro Gontijo	Bolsista DTI-C
Paulo Victor Cornélio e Silva	Bolsista ITI-A
Rafael Braga	Estudante de Graduação

Rodolfo Siqueira de Brito	Pesquisador
Sara Kollar	Técnica de Laboratório
Thaís Costa Moreira	Estudante de Graduação
Thallyta Manuela Tosário	Estudante de Mestrado
Yovanka Perez Ginoris	Pesquisadora
Yuseiji Brant Rocha Kudo	Estudante de Graduação

Universidade Federal de Pernambuco (UFPE)

Mario Takayuki Kato	Coordenador
Armando Dias Duarte	Estudante de Mestrado
Bruno Linhares	Estudante de Mestrado
Danubia Freitas	Técnico de Laboratório
Edjailson Jurandi Celestino	Estudante de Mestrado
Gabriela Valones	Estudante de Doutorado
Gilson Lima da Silva	Pesquisador
Janaína Peres	Estudante de Doutorado
José Andro de Souza	Estudante de Mestrado
Josete Florêncio Santos	Pesquisadora
Juliana Cardoso de Moraes	Pesquisadora
Lourdinha Florêncio	Pesquisadora
Marcus Vinicius Andrade	Estudante de Doutorado
Maria Caroline Carneiro Silva	Estudante de Mestrado
Mariana Nanes	Estudante de Mestrado
Ronaldo Fonseca	Técnico de Laboratório
Sávia Gavazza	Pesquisadora
Wanderli Rogério Leite	Pesquisador

Universidade Federal do Pará (UFPA)

Neyson Martins Mendonça	Coordenador
André Luiz da Silva Salgado Coelho	Pesquisador
Aurea Martins Gabriel	Bolsista DTI-C
Brenda Gonçalves Piteira Carvalho	Bolsista ITI-A
Bruno José Costa da Cunha	Bolsista ITI-A
Cleyton Eduardo Costa Ferreira	Bolsista ITI-A
Leiliane Cristina Cardoso Araújo	Bolsista DTI-C
Lia Martins Pereira	Estudante de Mestrado
Luciana Otoni de Souza	Estudante de Mestrado
Luiza Carla Girard Teixeira	Pesquisadora
Washington Olegário Vieira	Bolsista ITI-A

Universidade Federal de Mato Grosso do Sul (UFMS)

Paula Loureiro Paulo	Coordenadora
Adriana Farina Galbiati	Bolsista EXP-B
Aline Garcia	Estudante de Doutorado
Amilcar Machulek Junior	Pesquisador
Anderson Teodoro	Estudante de Doutorado
Carlos Nobuyoshi Ide	Pesquisador
Fernando Silva Bernardes	Estudante de Doutorado
Felipe Ramos Marques	Estudante de Mestrado
Hugo Henrique de Simone Souza	Estudante de Doutorado
Ingrid Moreno Mamedes	Estudante de Mestrado
Jhonatan Barbosa da Silva	Estudante de Doutorado
Karen Midori Takahashi	Bolsista DTI-C
Khoo Yin Teng	Bolsista ITI-A
Larissa de Oliveira Prado	Estudante de Doutorado
Leticia Zen da Silva Caputo	Bolsista DTI-C
Priscila Guenka Scarcelli	Bolsista ITI-A
Marc Árpád Boncz	Pesquisador
Mayara Leite Serejo	Pesquisadora
Willian Ribeiro Ide	Bolsista DTI-C

Universidade Federal do Espírito Santo (UFES)

Ricardo Franci Gonçalves	Coordenador
Demétrio José Gazzoni Sabino	Bolsista ITI-A
Gabriele Carvalho Bahiense	Bolsista ITI-A
Gisele Gavazza Lamberti	Bolsista DTI-C
Guilherme Souza Jantorno	Bolsista DTI-C
Gustavo Henrique Loureiro Ferreira	Bolsista DTI-C
Jared Firme Leite	Bolsista ITI-A
Leticia Edwrigens Josefe Ferreira	Bolsista DTI-C
Lohane Barcelos Palaoro	Bolsista ITI-A
Luan Nunes de Assis	Bolsista ITI-A
Ludimila Zotele Azeredo	Bolsista DTI-C
Mariana Della Valentina	Bolsista ITI-A
Nelson Agostinho Pereira Lucas	Bolsista ITI-A
Sallis Nazareth dos Santos	Bolsista DTI-C
Thamires Alvim Silva	Bolsista DTI-C

SUMÁRIO

Apresentação - 19

André Bezerra dos Santos

Capítulo 1

Oportunidades e desafios na implementação de estações de tratamento de esgoto descentralizadas - 23

Mario Takayuki Kato, Flávio Rubens Lapolli, José Tavares de Sousa, Marcelo Antunes Nolasco, Ricardo Franci Gonçalves e Valderi Duarte Leite

Capítulo 2

Aspectos quantitativos de correntes de esgotos segregadas e não segregadas - 48

Luciano Matos Queiroz, Ivete Vasconcelos Lopes Ferreira, José Tavares de Sousa, Karla Patrícia Oliveira-Esquerre, Marcio Gomes Barboza e Neyson Martins Mendonça

Capítulo 3

Aspectos qualitativos de correntes de esgotos segregadas e não segregadas - 118

Cláudio Leite de Souza, André Bezerra dos Santos, Marcos Erick Rodrigues da Silva e Sérgio Francisco de Aquino

Capítulo 4

Tecnologias de tratamento de correntes de esgotos não segregadas aplicadas a empreendimentos habitacionais - 219

André Bezerra dos Santos, Carlos Augusto de Lemos Chernicharo, Flávio Rubens Lapolli, Marcos von Sperling, Mário Takayuki Kato, Roque Passos Piveli e Thiago Bressani Ribeiro

Capítulo 5

Tecnologias de tratamento de correntes de esgotos segregadas aplicadas a empreendimentos habitacionais - 392

Ricardo Franci Gonçalves, André Bezerra dos Santos, Luciano Matos Queiroz e Thiago Keller Franci

Capítulo 6

Gerenciamento dos subprodutos sólidos do tratamento de esgotos em empreendimentos habitacionais - 493

Neyson Martins Mendonça, Carlos Augusto de Lemos Chernicharo, Cleverson Vitório Andreoli, Lia Martins Pereira e Marco Antonio Almeida de Souza

Capítulo 7

Subprodutos gasosos do tratamento de esgotos - 573

Cláudio Leite de Souza, Carlos Augusto de Lemos Chernicharo, Emanuel Manfred Freire Brandt e Gustavo Rafael Collere Possetti

Capítulo 8

Aspectos legais e normativos sobre o gerenciamento de água, lodo e emissões gasosas em sistemas descentralizados de coleta e tratamento de esgotos - 664

Marco Antonio Almeida de Souza, André Bezerra dos Santos, Delmira Beatriz Wolff, Marcio Gomes Barboza, Naassom Wagner Sales Morais e Simone Bittencourt

Capítulo 9

Ferramentas de avaliação de sustentabilidade em sistemas de tratamento de esgotos descentralizados - 746

Paula Loureiro Paulo, Asher Kiperstok, Hugo Henrique de Simone Souza, Juliana Cardoso de Morais, Laila de Oliveira Vaz Oliveira, Luciano Matos Queiroz, Marcelo Antunes Nolasco, Maria Elisa Magri e Thaís Andrade de Sampaio Lopes

Apresentação

A Rede Nacional de Tratamento de Esgotos Descentralizados (RENTED) foi um projeto de pesquisa e desenvolvimento financiado pela Financiadora de Estudos e Projetos (Finep) a partir de recursos oriundos do Edital Chamadas Públicas MCT/Finep/Ação Transversal Saneamento Ambiental e Habitação 06/2010 no valor de R\$ 5.704.961,20, acrescido de R\$ 1.650.480,00 para financiamento de bolsas, as quais foram geridas pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), perfazendo um investimento total de R\$ 7.329.961,20.

A RENTED, iniciada no ano de 2012 e concluída no mês de abril de 2018, foi coordenada pelo Prof. Dr. André Bezerra dos Santos, lotado no Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental (DEHA) da Universidade Federal do Ceará (UFC).

O projeto objetivou o desenvolvimento de sistemas locais e descentralizados de manejo de águas residuárias de origem doméstica, incluindo aspectos de avaliação da sustentabilidade dos sistemas e de gerenciamento de subprodutos líquidos, sólidos e gasosos, sendo dividido em cinco subprojetos integrados, dos quais participaram as 13 instituições, conforme descrito a seguir:

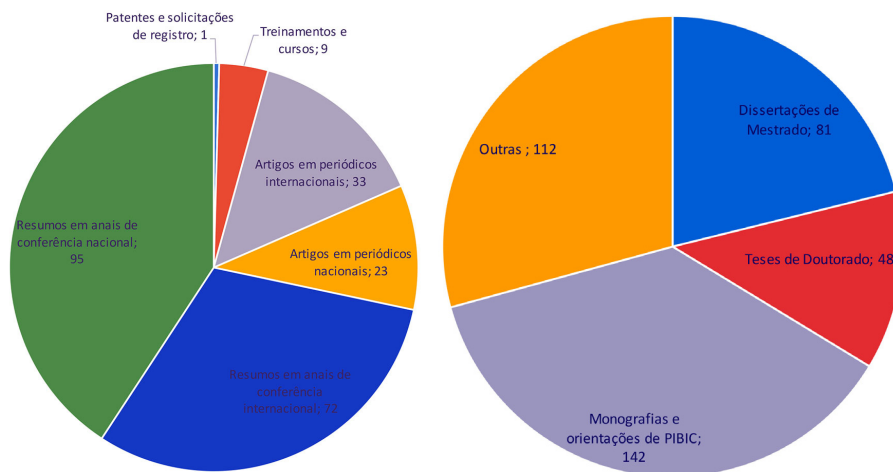
- **Subprojeto 1:** Gestão da rede, coordenado pelo Prof. Dr. André Bezerra dos Santos (UFC).
- **Subprojeto 2:** Caracterização de águas residuárias de origem domésticas segregadas ou não segregadas, coordenado pelo Prof. Dr. Luciano Matos Queiroz (UFBA).
- **Subprojeto 3:** Sistemas de manejo de águas residuárias de origem doméstica em empreendimentos habitacionais, coordenado pelo Prof. Dr. André Bezerra dos Santos (UFC).
- **Subprojeto 4:** Gerenciamento de subprodutos líquidos, sólidos e gasosos do tratamento de águas residuárias de origem doméstica em empreendimentos habitacionais, coordenado pelo Prof. Dr. Cláudio Leite de Souza (UFMG).

- **Subprojeto 5:** Avaliação da sustentabilidade de sistemas de manejo de águas residuárias de origem doméstica em empreendimentos habitacionais, coordenado pela Profa. Dra. Paula Loureiro Paulo (UFMS).

No âmbito da capacitação de recursos humanos de alto nível, a RENTED promoveu a realização de cursos sobre temas importantes e atuais como: Avaliação de Ciclo de Vida (ACV) (realizado nas dependências da UFMG em Belo Horizonte/MG), Cromatografia aplicada à detecção de poluentes emergentes e disruptores endócrinos (realizado nas dependências da Universidade Federal de Ouro Preto/MG) e Avaliação Quantitativa de Risco Microbiológico (AQRM) (nos campi da UFMS na cidade de Campo Grande/MS e da UFC em Fortaleza/CE).

A Rede esteve sempre atenta à necessidade de disseminação dos conhecimentos obtidos, sobretudo, visando à transferência dos resultados para o setor produtivo, consultores, estudantes, órgãos financiadores, reguladores e fiscalizadores envolvidos direta ou indiretamente com a gestão, operação e manutenção de sistemas de esgotamento sanitário. Para tanto, promoveram-se, também, quatro Workshops sobre tratamento de esgotos descentralizados em empreendimentos habitacionais, realizados concomitantemente às reuniões de acompanhamento da rede. Os eventos ocorreram nas cidades de Belém/PA, Santa Maria/RS, Vitória/ES e Maceió/AL, envolvendo um público total superior a 400 participantes. Esses fóruns constituíram importante espaço de divulgação das pesquisas da RENTED e discussões atuais sobre temas relacionados à prestação dos serviços de esgotamento sanitário.

Não se pode deixar de destacar a importantíssima contribuição da RENTED para a melhoria da infraestrutura de pesquisa nas várias IES participantes da Rede por meio da aquisição de modernos equipamentos científicos, instalações em escala de laboratório e piloto, além da recuperação de laboratórios. Adicionalmente, atenta-se para as inúmeras publicações científicas e recursos humanos formados a partir dos resultados obtidos, conforme mostrado na Figura a seguir e também divulgados no sítio: www.rented.ufc.br.



Este livro resulta da intenção dos integrantes da Rede de apresentar alguns dos resultados alcançados no âmbito da RENTED, mas, principalmente, em gerar uma publicação técnica no formato de um manual prático com foco em sistemas descentralizados de tratamento de esgotos, que possa ser utilizado nas aulas das disciplinas dos cursos de graduação e pós-graduação, assim como, por empresas de consultoria, companhias de saneamento, prefeituras, órgãos governamentais, profissionais do saneamento e engenharia sanitária e ambiental, entre outros.

Buscaram-se incluir assuntos e tópicos consolidados e outros recentemente incorporados ao campo da engenharia sanitária e ambiental como os aspectos quantitativos e qualitativos das correntes segregadas e não segregadas de esgotos, a detecção dos contaminantes de preocupação emergente (CEC), o lodo granular aeróbio (LGA) e os sistemas microaeróbios na área de tratamento de esgotos. Incluíram-se, ainda, algumas ferramentas de sustentabilidade como: a Avaliação do Ciclo de Vida (ACV) e Avaliação Quantitativa de Risco Microbiológico (AQRM). Buscou-se, também, contemplar os avanços em sistemas mais consolidados de tratamento de esgotos como reatores UASB, FBP, lodo ativado, biorreatores com membranas, os *wetlands* construídos, dentre outros.

Por fim, o presente livro é fruto de um trabalho de cooperação de pesquisas na forma de rede, da mesma forma que ocorreu durante mais de dez anos no âm-

bito do Programa Nacional de Pesquisas em Saneamento Básico – PROSAB. Portanto, tais ações devem ser entendidas como prioritárias nas esferas Federal e Estadual, e espera-se que novos programas de pesquisa sejam criados.

André Bezerra dos Santos

Oportunidades e desafios na implementação de estações de tratamento de esgoto descentralizadas

Mario Takayuki Kato, Flávio Rubens Lapolli, José Tavares de Sousa, Marcelo Antunes Nolasco, Ricardo Franci Gonçalves e Valderi Duarte Leite

1.1 INTRODUÇÃO GERAL

Os processos de centralização e de descentralização de sistemas de esgotos sanitários têm sido mais aplicados às grandes cidades, em função do fenômeno da urbanização que ocorreu em nível nacional e internacional, em especial a partir das décadas de 1960 e 1970. Se até então a distribuição percentual da população entre zona urbana e rural era de respectivamente 20/80, houve uma inversão para 80/20 em muitos países, tanto desenvolvidos quanto em desenvolvimento. Um dos resultados dessa mudança tem sido a tendência de desigualdades em vários setores da vida urbana, particularmente na infraestrutura, aí incluso o binômio habitação-saneamento, com histórico de notório deficit.

Investimentos em empreendimentos habitacionais devem ser considerados como uma das prioridades das políticas urbanas, envolvendo não somente os aspectos econômicos, mas principalmente os sociais. Uma residência ou casa não pode ser vista meramente como um local de abrigo e proteção; conjuntos habitacionais que são comumente construídos para atender a uma parcela significativa da população não podem ser vistos apenas como conjuntos de tijolos e paredes. Os lares e famílias, os principais alvos das políticas habitacionais, devem ser contemplados de forma integrada na comunidade, com equipamentos e meios para lazer, educação e convivência. Ao mesmo tempo, é importante não dissociar o processo de ocupação urbana das questões de conservação da água e minimização do esgoto sanitário. Logo, num mundo urbano moderno, essas necessidades coletivas mínimas devem ser atendidas para se exercer a cidadania.

Desequilíbrios nos serviços e equipamentos urbanos levaram à segregação de grande parte da população. A descentralização e a universalização de serviços básicos de habitação e saneamento vêm sendo defendidas como formas de progresso e melhoria da qualidade de vida, reivindicadas por movimentos sociais e organizados. Assim, considera-se que essa descentralização possa servir como uma estratégia para superar o elevado déficit habitacional e de saneamento básico, desde que acompanhada de medidas paralelas para promover a modernização das políticas e gestão públicas no setor. No caso de saneamento básico, em especial os sistemas de esgotos sanitários, já são utilizados há algum tempo instrumentos como parceria, terceirização e privatização, além das concessões.

Por outro lado, sistemas descentralizados de esgotos significarão também um maior número de estações de tratamento, e a recuperação da qualidade da água tem sido um gargalo perene, mesmo em estações centralizadas. Daí que outro elemento importante seja a tecnologia de tratamento de esgotos, não meramente no aspecto de sua qualidade para disposição final em algum corpo receptor, e sim considerando-os como fontes de água, nutrientes e energia.

Sistemas centralizados estão geralmente associados a regiões metropolitanas ou grandes cidades, com extensa rede coletora e bombeamento para transporte, além de estações de tratamento de esgoto (ETE) de grande porte, as quais frequentemente estão associadas a sistemas convencionais de tratamento, com uso intensivo de energia, geração excessiva de lodo e certas dificuldades operacionais, consideradas mais sofisticadas; portanto, com necessidade de maior aporte de capital para a construção e custos significativos para operação e manutenção. Hoje em dia, as ETE modernas de todos os portes incluem necessariamente a integração das linhas de água, lodo e gases, visando o reaproveitamento e reúso dos produtos e subprodutos.

Sistemas descentralizados estão geralmente associados a sistemas alternativos com custos de implantação e operação reduzidos, menor porte e tratamento de esgoto no próprio local da comunidade servida. Em geral, as redes coletoras têm extensão reduzida e o tratamento é mais simplificado. Até recentemente, os sistemas descentralizados foram a opção preferencial, no caso de regiões metropolitanas, para atender zonas periféricas, habitações subnormais, vilas e conjuntos habitacionais distantes e áreas de baixa renda, ou seja, sistemas isolados, não interligados aos sistemas centralizados de maior porte. No passado,

o tratamento era com o uso de tecnologias simplificadas, como lagoas de estabilização, tanques sépticos, tanques *Imhoff*, tanques sépticos seguidos de filtros anaeróbios e valos de oxidação (VASCONCELOS, 1995). Tais tecnologias foram no passado erroneamente associadas a desempenho baixo ou insatisfatório, quando na maioria das vezes o que acontecia – e acontece ainda hoje, mesmo para sistemas centralizados – era a falta ou a inadequação operacional e de manutenção. O importante não é se as tecnologias de tratamento são convencionais, clássicas ou novas, mas sim se são adequadas à situação e se sua operação e manutenção não são relegadas a segundo plano, e se não há funcionamento irregular dos sistemas, inoperância e paralisação. Deve-se buscar o reúso e reaproveitamento dos produtos do tratamento e todo o sistema de esgotos deverá ter integração com os outros serviços de saneamento básico (água, resíduos sólidos e drenagem); além disso, é essencial fomentar a educação sanitária e ambiental dos usuários.

Hoje, uma das características dos sistemas de esgotos é, primeiramente, evitar coleta e transporte, mas sem tratamento, ou seja, meramente a transferência da poluição. É desejável evitar os excessos de centralização, cujas dificuldades de implantação são: a) necessidade de significativo montante de investimentos indisponíveis e de mão de obra mais especializada; b) escala dos serviços de operação e manutenção; c) alto consumo de energia, pela necessidade de mecanização e automação, manejo de grandes volumes de líquidos, lodo, escumas, areia, resíduos sólidos e gases; e d) menor flexibilidade operacional frente a variações hidráulicas e orgânicas. Por sua vez, excessos de descentralização resultam em microssistemas pulverizados em grande quantidade, distribuídos em enormes centros urbanos e multiplicando os serviços de manejo e gestão. Em ambos os sistemas e independentemente da escala deverá prevalecer a viabilização econômica das obras, com uso de tecnologia para transporte com menos água e tratamento que facilite, simplifique e barateie as operações e os dispositivos para integrar os processos de recuperação do efluente e o reúso da água e dos subprodutos sólidos e gasosos para fins energéticos, hídricos e nutricionais.

Em função do déficit habitacional e de saneamento existente, paralelamente ao crescimento populacional e considerando a necessidade de se otimizar os recursos que não serão abundantes, os sistemas descentralizados poderão voltar a prevalecer, ou ao menos desempenhar papel importante para suprir a de-

manda atual e futura. Este será um desafio a ser enfrentado, mas que oferece oportunidades para o desenvolvimento de tecnologias novas ou adaptadas para a realidade nacional.

A abordagem deste livro apresenta questões relevantes para o uso de sistemas descentralizados de esgotos e discute aspectos importantes relacionados às diversas variáveis que influenciam a seleção, implantação e operação de estações de tratamento voltadas a empreendimentos habitacionais em pequenas comunidades, no interior ou, em especial, em grandes cidades, com unidades de menor porte. Engloba a tecnologia de tratamento disponível, integrada com o manejo de correntes segregadas e não segregadas, gerenciamento dos subprodutos líquidos, sólidos e gasosos gerados, além do uso de ferramentas para avaliar a sustentabilidade de uma ETE com essas características.

1.2 DEFICIT HABITACIONAL

O direito à habitação poderá ser considerado como um elemento de produção e reprodução social, relacionado a outros direitos como educação, saúde, transporte público, lazer, emprego e renda, segurança pública e saneamento básico. Estes direitos norteiam os fundamentos de sustentação da dignidade humana e deveriam estar ao alcance de todos os cidadãos brasileiros; contudo, na conjuntura atual estas demandas têm sido atendidas apenas minimamente.

No Brasil, as ocupações irregulares estão presentes em todo território nacional, o que retrata uma das mais cruéis realidades sociais, que é a falta de moradia. O acesso informal à moradia é um dos maiores problemas das últimas décadas, fortemente agravado pela ausência de políticas habitacionais adequadas para atender a população mais carente. O principal agente responsável pela exclusão territorial e degradação ambiental é a segregação espacial, que propicia consolidados problemas sociais e econômicos (FUNES, 2005). A carência de habitação no Brasil pode ser considerada como uma dívida social que se acumula progressivamente e não se constata, até a presente data, qualquer ação substancial que possa frear esta demanda; a população mais carente é a mais prejudicada, respondendo por 92% do deficit habitacional brasileiro. O enfrentamento deste problema está associado diretamente ao compromisso político dos governos em todos os seus níveis e não somente a ações de políticas paliativas e pontuais, com aplicações irrisórias e não sequenciadas de recursos financeiros (HOLZ; MONTEIRO, 2008).

Segundo dados estatísticos do Banco Mundial, constata-se que cerca de 70% das moradias construídas no Brasil são ilegais, denotando que o modelo de produção habitacional se encontra no campo da informalidade. Este descaso conta com a complacência do setor público, haja visto que na legislação brasileira o registro do imóvel é constitutivo de propriedade, valendo ainda a máxima de que “quem não registra não é o dono”. Portanto, esta insegurança jurídica perante a moradia deixa a população residente nestas áreas em estado de vulnerabilidade absoluta. Levando em consideração este quadro social, na Constituição Federal de 1988 foi instituído um capítulo destinado à Política Urbana, procurando regularizar a função social da propriedade no campo da política de habitação social. No que concerne especificamente à Política Urbana, esta foi regulamentada pela Lei Federal nº 10.257/2001, denominada de Estatuto da Cidade, objetivando tornar o direito à moradia mais viável para os milhões de brasileiros moradores de cidades ilegais.

Historicamente, observa-se que a partir da metade do século XX há o crescente processo de urbanização das cidades brasileiras, causado tanto pela industrialização em expansão como pelo êxodo rural, que agravaram os problemas das moradias ilegais (HOLZ; MONTEIRO, 2008). Segundo Osório (2007), no período de 1940-60 a população brasileira passou de 41 milhões para 70 milhões de habitantes e a taxa de urbanização aumentou de 31% para 45%, fazendo crescer os assentamentos ilegais, que avançaram sobre as cidades para dar moradia às pessoas de baixa renda. Pressionado por vários fatores de ordem social, o Governo Federal criou nesse período o Sistema Financeiro de Habitação (SFH), instituído pela Lei Federal nº 4.380/64, que objetivava a dinamização da política de captação de recursos para o financiamento de habitações, utilizando-se dos recursos financeiros aplicados às cadernetas de poupança e dos recursos advindos dos depósitos do Fundo de Garantia por Tempo de Serviço (FGTS).

Para atender à demanda, o Banco Nacional de Habitação (BNH), responsável pela gestão dos recursos financeiros, desmembrou o SFH em duas unidades. Uma era direcionada a financiamento de habitação para as classes média e alta da população, e seus recursos financeiros eram geridos por agentes privados ligados à construção civil. A segunda unidade do SFH objetivava financiar a construção de moradias para a classe de baixa renda e era operada por agências estatais, por meio de Companhias Estaduais e Municipais de Habitação. O ponto de estrangulamento deste modelo de autofinanciamento era a exigência da capacidade de pagamento,

que passou a prejudicar as populações de baixa renda, cujo poder aquisitivo não era capaz de arcar com o financiamento.

Nas décadas de 1980-90, o Brasil foi submetido a fortes crises econômicas e, conseqüentemente, houve intensos arrochos salariais, perdas do poder aquisitivo da classe trabalhadora e correção de reajustes das prestações habitacionais em desacordo com os aumentos salariais, o que gerou acentuada inadimplência. O resultado de todos estes conflitos é que com tal política o SFH beneficiou mais as classes com renda superior a 8 salários mínimos da época. Com o intuito de quantificar o déficit habitacional no País, em 1995 a Fundação João Pinheiro (FJP) desenvolveu uma metodologia baseada em quatro componentes (Quadro 1.1): (1) domicílios precários; (2) coabitação familiar; (3) ônus excessivo com aluguel urbano; e (4) adensamento excessivo de domicílios alugados. Essa metodologia continua a ser utilizada por pesquisadores, sociedade civil e instituições governamentais para estimar o déficit habitacional no País.

Quadro 1.1 – Metodologia de estimativa de déficit habitacional

Componentes	Definição
Habitações precárias	São considerados: a) os domicílios rústicos: sem paredes de alvenaria ou madeira aparelhadas; b) os domicílios improvisados: locais e imóveis sem fins residenciais e lugares que servem como moradia alternativa; por exemplo, embaixo de pontes e viadutos.
Coabitação familiar	São considerados: a) cômodos alugados, cedidos e próprios: os cômodos são domicílios particulares compostos por um ou mais aposentos localizados em casa de cômodo, cortiço, cabeça de porco e outros; b) famílias viventes secundárias com intenção de constituir domicílio exclusivo: diz respeito às famílias secundárias que dividem a moradia com a família principal e desejam constituir novo domicílio.
Ônus excessivo com aluguel urbano	Corresponde ao número de famílias urbanas com renda familiar de até três salários mínimos que moram em casa ou apartamento (domicílios urbanos duráveis) e que despendem 30% ou mais de sua renda com aluguel.
Adensamento excessivo de moradores em domicílios alugados	Corresponde aos domicílios alugados com um número médio superior a três moradores por dormitório.

Fonte: FJP (2015)

No Quadro 1.2 estão os dados básicos fornecidos pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) (2014), Pesquisa Nacional por Amostra de Domicílios (PNAD), elaborado pela FJP e pelo Centro de Estatística e Informações (CEI).

Quadro 1.2 – Deficit habitacional expresso em percentual por regiões do Brasil em 2013

Região	Componente			
	Precárias (%)	Coabitação (%)	Ônus (%)	Adensamento (%)
Norte	27	43,2	23,3	6,5
Nordeste	31	33,4	31,8	3,8
Sudeste	4,5	29,3	56,0	10,1
Sul	17,3	32,3	47,3	3,0
Centro-Oeste	8,3	30,7	54,5	6,5
Brasil	17,62	33,78	42,58	5,98

Fonte: PNAD (IBGE, 2014)

No ano de 2003 houve a criação do Ministério das Cidades, que passou a ser o órgão responsável pela Política de Desenvolvimento Urbano e, dentro dela, pela Política Setorial de Habitação. A Política de Habitação inscreve-se dentro da concepção de desenvolvimento urbano integrado, no qual a habitação não se restringe à casa, mas incorpora também o direito à infraestrutura, saneamento ambiental, mobilidade e transporte coletivo, equipamentos e serviços urbanos e sociais, buscando garantir direitos à cidade. Nesse mesmo ano foi realizada a Conferência Nacional das Cidades, da qual resultou a criação do Conselho das Cidades e a aprovação das diretrizes para a nova Política Nacional de Desenvolvimento Urbano. Como resultado de todo este processo nasceu a proposta da nova Política Nacional de Habitação, incorporando em suas linhas gerais o conjunto de recomendações consensuadas no Conselho das Cidades, em especial no Comitê Técnico de Habitação.

Segundo as estimativas da FJP, com base nas informações da PNAD (IBGE, 2014), o deficit total acumulado de unidades novas no Brasil alcançava 7,9 milhões em 2006. A este deficit acumulado deveria ser acrescida a demanda demográfica futura que, segundo projeções realizadas pelo CEDEPLAR/UFMG (2007) e adotadas pelo Plano Nacional de Habitação (PlanHab) do Ministério das Cidades (MCidades) (2006), somaria cerca de 27 milhões de unidades no horizonte temporal até o ano de 2023. Segundo o PlanHab, uma avaliação estratificada da projeção da demanda de moradia no Brasil seria a apresentada na Tabela 1.1.

Tabela 1.1 – Projeção de demanda futura de unidades habitacionais no Brasil

Período	Nº de unidades
2007 a 2011	8.743.874
2012 a 2015	5.205.857
2016 a 2019	5.858.258
2020 a 2023	7.180.364
2007 a 2023	27.000.000

Fonte: PlanHab (MCidades, 2006)

Numa visão mais ampla, a redução do deficit habitacional possui uma relação direta com a reestruturação do ciclo urbano da água no Brasil. De fato, o consumo de água residencial representa a maior parte do consumo total de água nas áreas urbanas. Na região metropolitana de São Paulo, o consumo de água residencial corresponde a 84,4% do consumo total urbano (incluindo também o consumo de pequenas indústrias). Na cidade de Vitória, a porcentagem desse consumo é bem similar, tendo correspondido a aproximadamente 85% desse total nos anos de 2002 e 2003 (RODRIGUES, 2005). Portanto, é evidente que, do ponto de vista estratégico, atuar no controle da demanda residencial de água é a melhor alternativa para prorrogar o estresse hídrico disseminado em várias regiões brasileiras.

Por outro lado, uma tendência nítida do setor da construção civil habitacional é a construção de edifícios sustentáveis, conceito decorrente da intensificação do debate sobre o desenvolvimento sustentável do planeta. Esta nova geração de edifícios surgiu nos mercados dos países industrializados há cerca de 20 anos, com o propósito de contribuir tanto para a melhoria da qualidade de vida do usuário final quanto para a qualidade do ambiente, sendo pontos de grande importância a conservação de água, a qual abrange o uso racional ou eficiente da água e o uso de fontes alternativas de água.

Para a efetiva redução do consumo de água, são práticas particularmente eficientes a eliminação ou a redução extrema de água potável como meio de transporte para os dejetos humanos e, num segundo momento, a sua substituição por águas menos nobres provenientes, por exemplo, de componentes não sanitários da edificação. Soluções que preservam a quantidade e a qualidade da água passam necessariamente por uma revisão do uso da água nas residências, tendo como meta a redução do consumo de água potável e, concomitantemente,

da produção de águas residuárias. Nesse contexto, as fontes alternativas de água e o reúso de água na escala das residências são opções que despertam o maior interesse, considerando-se a importância deste componente de consumo em áreas densamente urbanizadas. Nesse sentido, os primeiros municípios brasileiros já iniciaram a promulgação de legislação específica, visando regulamentar a prática do uso de fontes alternativas de água em edificações. A Associação Brasileira de Norma Técnicas (ABNT) também vem trabalhando no sentido de publicar duas normas técnicas no ano de 2018, abordando diretrizes e procedimentos para a conservação de águas e o uso de fontes alternativas de água não potável em edificações.

Baseadas nesses conceitos, novas edificações começaram a ser implantadas em 2006 no município de Vitória (ES) aparelhadas com sistemas hidrossanitários capazes de realizar o reúso de águas cinza. Atualmente, inúmeras edificações em várias cidades brasileiras contam com sistemas de aproveitamento de fontes de água não potáveis. Água de chuva, água de condensação e, principalmente, águas cinza são o foco do aproveitamento; no caso desta última, a principal etapa componente do sistema de reúso é a estação de tratamento de águas cinza (ETAC). Por se tratar de um setor com mais recursos e com maior dinamismo do que o setor de saneamento, o setor da construção civil habitacional deve ser encarado como estratégico para a implantação das práticas conservacionistas da água e de controle da poluição nas cidades brasileiras.

1.3 ASPECTOS HISTÓRICOS E CONJUNTURAIS DO SANEAMENTO BÁSICO NO BRASIL

Em um contexto geral, saneamento pode ser conceituado como um conjunto articulado de ações que possa propiciar promoção da saúde e prevenir doenças. As matrizes de sustentação do saneamento básico, voltadas principalmente para o alcance da salubridade ambiental, compreendem o abastecimento de água potável em níveis de padrões já regulamentados; a coleta, o tratamento e a disposição final de águas residuárias; a coleta regular e o tratamento e disposição final dos resíduos sólidos, em especial a dos resíduos sólidos urbanos (RSU); a drenagem urbana das águas pluviais; e o controle de vetores de doenças.

No Brasil, as primeiras iniciativas com relação à implementação de políticas de saneamento básico tiveram início no período colonial, quando surgiram as primeiras cidades brasileiras. Com o surgimento das cidades, houve o desloca-

mento de grande parte da população da zona rural para a zona urbana, o que propiciou uma maior densidade populacional e, conseqüentemente, maior geração de resíduos, o que passou a demandar serviços de infraestrutura na área de saneamento. Em princípio, a infraestrutura de saneamento básico era norteada basicamente pela instalação de chafarizes objetivando a distribuição coletiva, embora ainda precária, de água à população, e pela drenagem de terrenos.

Com a chegada da Corte Portuguesa no Brasil, no início do século XIX, houve paralelamente a abertura dos portos e as cidades brasileiras passaram a ser detentoras de significativa importância econômica e social, em especial para a classe dominante; mesmo assim, a infraestrutura sanitária não acompanhou o crescimento social e econômico. Neste contexto, pode ser constatado que no Rio de Janeiro, à época sede do Império, as precárias unidades sanitárias eram instaladas nos quintais das casas para receber parte dos resíduos produzidos, que eram, porém, em sua grande maioria armazenados em recipientes de recepção até completada a capacidade e só eram esvaziados quando do início da exalação de odores desagradáveis. Alcançado este estágio, estes resíduos eram transportados por escravos e lançados principalmente na Praça da República ou nas praias. Infelizmente, já passados mais de 200 anos, esta prática sanitária ainda continua sendo realizada em grande parte das cidades brasileiras, nos rios e no solo.

O resultado da ausência de infraestrutura sanitária no Rio de Janeiro no período de 1830 a 1851 foi o surgimento de 23 epidemias letais, que em sua maioria foram causadas por doenças de veiculação hídrica. A decisão política tomada pelos gestores de plantão da época foi comercializar a água, que deixou de ser um bem público para ser um bem mercadológico. Foi neste cenário que nasceu pela primeira vez no Brasil uma organização dos serviços de saneamento básico, e logo em seguida as províncias transferiram as concessões destes serviços para empresas estrangeiras. As concessionárias estrangeiras não resolveram os problemas cruciais de saneamento básico das cidades brasileiras, haja vista haver persistido o surgimento cada vez mais acentuado de epidemias de tifo, febre amarela, varíola e peste bubônica, denotando o fracasso total e absoluto dos serviços de concessão de saneamento básico. Foi neste nebuloso cenário que surgiram as campanhas de erradicação das epidemias, organizadas pelos médicos Emílio Ribas, no período de 1862 a 1925, e por Osvaldo Cruz, no período de 1872 a 1917, que consistiam em vacinação da população. Por uma série de

razões, as campanhas de vacinação geraram determinados tipos de conflitos, em particular não sendo aceitas pela população, que considerava excessivo o autoritarismo no processo das campanhas e contra elas se revoltou na denominada Revolta da Vacina.

Frente às constatações da ineficiência dos serviços prestados pelas empresas estrangeiras na área de saneamento, no início do século XX o governo da época estatizou os serviços de saneamento, surgindo então os primeiros projetos direcionados para coleta e transporte de esgotos destinados a locais de tratamento. No ano de 1930 as capitais brasileiras eram detentoras de algum tipo de sistema de distribuição de água e de coleta de esgoto e estes sistemas foram projetados utilizando-se das bases conceituais dos estudos realizados pelo engenheiro Saturnino de Brito.

Com a urbanização do Brasil na década de 1940-50, as principais cidades brasileiras cresceram desenfreadamente, principalmente as da região Sudeste, estrangulando, conseqüentemente, os já caóticos serviços de saneamento básico. Este cenário aconteceu durante o curso de um governo que era assentado politicamente em um estado controlador e que realizou inúmeras alterações no contexto social e econômico, apontando para a construção de um país moderno. A solução encontrada foi comercializar os serviços de saneamento básico, passados para concessão às autarquias.

Na década seguinte, foram instituídas as empresas de serviço de saneamento de economia mista e os serviços de saneamento básico cresceram significativamente, devido à utilização de recursos contratados por empréstimos ao Banco Interamericano de Desenvolvimento (BID). A partir da década de 1960, foram criados o Banco Nacional da Habitação (BNH), que passou a ser o principal gestor financeiro dos serviços de saneamento, o Fundo Nacional de Financiamento para Abastecimento de Água e o Plano Nacional de Saneamento (PLANASA). Porém, as questões básicas de saneamento não foram resolvidas e os problemas advindos da ausência de saneamento básico em todo o território nacional continuam aumentando.

1.3.1 Panorama do saneamento nas últimas décadas

A partir dos anos 2000 ocorreram alguns avanços, em especial nos aspectos legais e institucionais. Neste sentido pode-se citar a Lei do Saneamento (Lei Federal nº 11.445/07), a criação do MCidades, da Secretaria Nacional de Saneamento

Ambiental (SNSA), formalização de Parcerias Público-Privadas (PPP) e da Agência Nacional das Águas (ANA). Nos últimos anos, foram instituídos o Plano Nacional de Saneamento Básico (PLANSAB) e o Programa de Pesquisa em Saneamento Básico (PROSAB), que reconhecidamente foi um grande programa na vertente do desenvolvimento científico e tecnológico e na formação de recursos humanos no campo da Engenharia Sanitária brasileira, embora extinto posteriormente pelo Governo Federal. A estrutura institucional e jurídica da Gestão dos Recursos Hídricos foi inicialmente estabelecida pela Lei das Águas (Lei Federal nº 9.433), promulgada no ano de 1997. Por outro lado, a estrutura institucional do Saneamento Básico foi estabelecida pela Lei Federal nº 11.445 no ano de 2007 e é denominada lei de Diretrizes Nacionais para o Saneamento Básico (LDNSB). Somente no ano de 2014 foi aprovado o PLANSAB, denotando cabalmente um forte descompasso governamental no que concerne à política de saneamento básico.

Do ponto de vista dos investimentos, é de responsabilidade do MCidades e da SNSA a gestão dos recursos onerosos. Com relação aos recursos do Orçamento Geral da União (OGU), os empenhos são realizados por diversos órgãos do Governo Federal. Para municípios com população superior a 50 mil habitantes ou inseridos em regiões metropolitanas e regiões integradas de desenvolvimento (RIDE), a gestão de recursos onerosos é de responsabilidade do MCidades. Quando se tratar de municípios com população inferior a 50 mil habitantes, áreas de zona rural, população de quilombolas e população vulneráveis a endemias, a responsabilidade pela gestão é da Fundação Nacional de Saúde (FUNASA).

A gestão estadual de saneamento não conta com órgãos formais, ficando esta responsabilidade em geral a cargo das companhias estaduais de saneamento básico (CESBS). Com relação aos municípios, apesar de a Constituição Federal atribuir competência para organizar e prestar direta e indiretamente, ou em regime de concessão ou permissão, os serviços ligados a saneamento de necessidade local, nem sempre estes serviços são prestados. No Brasil, os agentes responsáveis pelo setor de saneamento são organizados basicamente pela Associação Brasileira das Empresas Estaduais de Saneamento (AESBE), Associação Nacional dos Serviços Municipais de Saneamento (ASSEMAE) e a Associação Brasileira das Concessionárias Privadas de Serviços Públicos de Água e Esgoto.

Conforme o Quadro 1.3, a carga orgânica, expressa na forma de Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO), gerada por dia no Brasil é cerca de 9,1 mil toneladas. Essa elevada carga de DBO lançada diariamente sem o adequado tratamento

causa severos impactos à malha hídrica nacional. Atualmente, cerca de 4,5% dos nossos rios, correspondentes a 83.450 km de extensão, estão com concentração de matéria orgânica, em termos de DBO, superior a 10 mg/L (ANA, 2017), restringindo a possibilidade de uso dessas águas, conforme Resolução CONAMA nº 357/05.

Quadro 1.3 – Percentual de coleta e tratamento de esgotos, carga orgânica em termos de DBO, por região geográfica do Brasil

Regiões	Percentual de atendimento (%)				Carga orgânica (kg DBO/dia)	
	Coletado e tratado	Coletado e não tratado	Não coletado e não tratado	Solução individual	Gerada	Remanescente
Norte	15,76	3,07	60,64	20,53	684.042	540.633
Nordeste	26,33	10,16	46,76	16,75	2.250.377	1.169.697
Centro-Oeste	48,9	1,36	35,35	14,39	717.329	376.250
Sul	38,18	12,66	21,63	27,53	1.319.336	706.685
Sudeste	47,48	18,37	26,05	8,1	3.334.522	1.745.139
Brasil	43,45	18,20	26,33	12,03	9.144.475	5.533.695

Fonte: PLANSAB (MCidades, 2013); ANA (2017)

Segundo o PNAD (IBGE, 2014), do total dos municípios brasileiros, somente nove são atendidos em sua plenitude (100%) por redes coletoras de esgoto e em onze as redes coletoras de esgoto atendem a 98% dos domicílios, percentual que permite considerar o atendimento de coleta de esgoto como universalizado. No geral, conforme o Quadro 1.3, o indicador médio de coleta de esgoto no Brasil é de aproximadamente 62% e este percentual não tem sofrido alterações significativas ao longo dos últimos anos. No entanto, considerando a solução individual mais o esgoto coletado e tratado, somam-se 55% de esgotos tratados adequadamente. Analisando o desempenho dos serviços de coleta de esgoto por região geográfica do Brasil, pode ser constatado que os melhores indicadores estão situados nas regiões Sul e Sudeste e os piores estão nas regiões Nordeste e Norte; verifica-se mesmo que existem municípios da região Norte com índice de atendimento de 0%, indicando que do volume total de esgoto produzido nada é coletado.

Segundo o PLANSAB (MCIDADES, 2013), os serviços de saneamento básico poderão ser considerados no limite do atendimento adequado quando a população

é atendida em sua plenitude por rede de distribuição de água potável, redes de coleta de esgotos domésticos e o necessário tratamento, serviços regulares e universalizados de coleta, transporte e tratamento de resíduos sólidos, em especial de RSU e de serviços consolidados de drenagem urbana. Por outro lado, o atendimento poderá ser considerado deficitário quando os serviços forem prestados de forma inadequada, quando se tem solução individual precária ou ainda quando não se tem atendimento, seja por falta de oferta de serviço coletivo, seja por ausência de solução individual.

1.3.2 Investimento para universalização da coleta e do tratamento de esgotos

Conforme Figura 1.1, a ANA (2017) agrupou num atlas a situação institucional dos serviços de obras e coleta de esgotos, bem como o seu tratamento, em três categorias:

- Grupo A – Situação Institucional Consolidada. São colocados nesse grupo municípios com serviços de saneamento mais estruturados, com melhores condições técnicas e operacionais. Contempla as maiores cidades brasileiras situadas nos estados de São Paulo, Bahia, Minas Gerais, Paraná e o Distrito Federal. O Grupo A tem 79% de esgoto coletado e trata 62%, no entanto ainda carece de R\$ 42 bilhões em investimento para atingir a universalização até 2035.
- Grupo B – Situação Institucional Intermediária. São municípios distribuídos em todo o País nas regiões Sul, Sudeste, Centro-Oeste e Nordeste, especificamente nos estados do Ceará, Rio Grande do Norte, Paraíba e Pernambuco. Esse grupo agrega regiões metropolitanas, além de 1.239 pequenas cidades com menos de 20 mil habitantes; coleta 62% dos seus esgotos e trata 40%, requer um investimento de R\$ 54,2 bilhões.
- Grupo C – Situação Institucional Básica. Compreende uma menor fração da população brasileira, porém mais afetada pela ausência de saneamento: são 39,9 milhões de habitantes. Concentra 47% dos municípios, dos quais 86% são de pequeno porte, e conta com apenas 28% de coleta e 12% de tratamento. Diante dessa realidade, o investimento requerido é de R\$ 53,3 bilhões, sendo 76% destinados a obras de coleta de esgotos.

Dessa forma, a estimativa de custos apresentada pela ANA (2017) para coleta e tratamento de esgotos com eficiência mínima de 60% de remoção de matéria orgânica, na busca da universalização desses serviços nas 5.570 cidades brasi-

leiras até 2035, é de R\$ 149,5 bilhões (Figura 1.1). Essa ação vai desde a ampliação na melhoria das eficiências de tratamento de sistemas já existentes, até a implementação de coleta e tratamento para as cidades que ainda não possuem tais benefícios. Desse montante estimado, as maiores demandas são para as regiões Sudeste, devido ao grande número de aglomerados urbanos com alta densidade populacional, e Nordeste, pelo baixo nível de cobertura de esgotamento e a forte presença de rios intermitentes, com baixa capacidade de diluição. A estimativa de investimento em esgotos sanitários para o período 2014-2033, efetuada pelo PLANSAB (MCidades, 2013), foi de R\$ 181,9 bilhões, sendo que 26,2% desse valor seria utilizado para expansão das instalações hidrossanitárias. Esta parcela não foi considerada na estimativa efetuada no atlas da ANA (2017). A etapa de implantação de rede coletora requer investimento inicial mais elevado, já que cerca de 60% dos municípios brasileiros têm menos de 50% da população com rede coletora de esgotos.

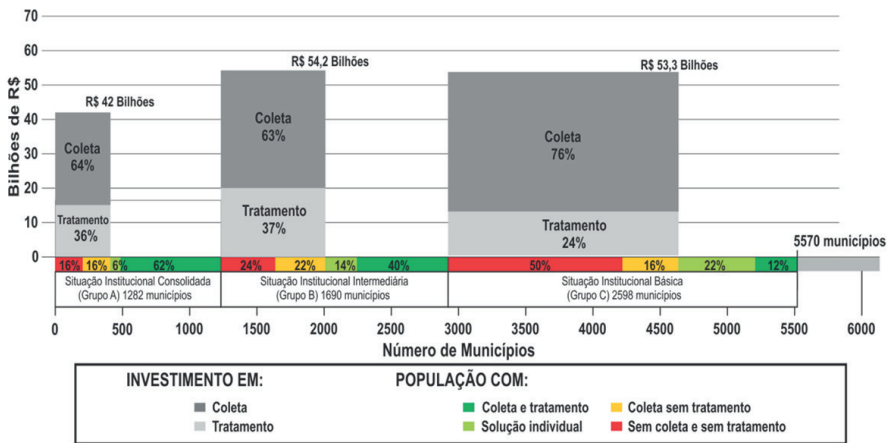


Figura 1.1 – Investimento total com coleta e tratamento de esgoto por situação institucional até 2035

Fonte: Adaptado de ANA (2017)

1.4 OPORTUNIDADES E DESAFIOS NO TRATAMENTO DE ESGOTOS E A RECUPERAÇÃO DE RECURSOS

O conceito *Nexus* aplicado ao tratamento de águas residuárias tem por base evoluir do modelo ainda vigente, de uso, processamento e descarte, para um modelo cíclico, em que os resíduos líquidos, sólidos e gasosos possuem valor agregado como recursos (MO; ZHANG, 2013; CHRISPIM et al., 2017).

Os setores água, energia e alimentos estão interligados de modo intrínseco e a abordagem integrada será crucial para enfrentar a crescente pressão sobre os recursos vitais, incluindo a escassez de água, o crescimento da população e as mudanças climáticas.

No Brasil, os sistemas de produção de alimentos ainda dependem de importações externas, enquanto os resíduos gerados e os excessos de nutrientes frequentemente terminam descartados em aterros sanitários ou corpos d'água. Ou seja, nos dias atuais, dado ao conhecimento técnico-científico acumulado, os resíduos deveriam ser considerados além dos aspectos de tratamento ou estabilização. Energia, nutrientes e água são três recursos valiosos que estão presentes nos esgotos domésticos e podem ser recuperados e reutilizados (CHRISPIM et al., 2015). No entanto, em geral esses recursos não são convenientemente utilizados, uma vez que a gestão tradicional de resíduos procura apenas prevenir impactos ambientais diretos.

A matéria orgânica, em geral associada à poluição, medida através da Demanda Química de Oxigênio (DQO), também pode representar um potencial energético químico de aproximadamente $1,5 \text{ kWh/m}^3$ caso se utilize a digestão anaeróbia para converter essa matéria em biogás (metano). Os esgotos domésticos contêm nutrientes, como enxofre e principalmente fósforo e nitrogênio, que podem ser recuperados e reutilizados. Já os fertilizantes químicos são produzidos principalmente através de combustíveis fósseis, necessitando de grande consumo de energia. Portanto, a reutilização de nutrientes também pode contribuir consideravelmente para diminuir o uso de fontes de energia não renováveis. Ademais, o esgoto doméstico contém 99,9% de H_2O , que é mais concentrado do que a água do mar, de 96,5% de H_2O .

O desafio está no uso e desenvolvimento de processos que permitam a recuperação rentável destes recursos. Alguns dos processos propostos envolvem a combinação de tecnologia anaeróbia para produção de biogás e liberação de nutrientes, processos de membrana e precipitação de estruvita (nitrogênio, fósforo e magnésio). É possível utilizar diretamente na agricultura água de esgoto tratado ou lodo estabilizado, conservando os macronutrientes (N, P, K, S) ou micronutrientes (Fe, Zn), visando a produtividade e fortificação das plantas, por exemplo (SILVA et al., 2016). De qualquer maneira, nesse contexto, a recuperação dos recursos água, energia, nutrientes e biomateriais dos esgotos, sejam de correntes segregadas ou de não-segregadas, pode proporcionar um avanço ao conceito Nexus.

Deste modo, a quebra de paradigmas do setor de saneamento, especificamente no tratamento de águas residuárias urbanas, consiste em transformar as estações de tratamento de esgoto (ETE) de consumidoras em produtoras de recursos (CAI et al., 2013; CANO; NOLASCO, 2017). Essa mudança de orientação cria novos modelos de negócios e oportunidades no desenvolvimento de tecnologias inovadoras, como transformar ETE em biofábricas para produção de bioenergia e recuperação de inúmeros outros recursos a partir das águas residuárias (ANDERSSON et al., 2017).

Essa nova abordagem vem sendo reforçada em função da rápida urbanização no país e no mundo. Desde o ano de 2010, metade da população mundial habita em áreas urbanizadas e 38% desses 3,5 bilhões de pessoas vivem em grandes aglomerações urbanas ou megacidades. A urbanização acelerada e as megacidades crescentes apontam para a necessidade de cidades mais inteligentes e mais resilientes, que possuam a capacidade de amortecer os choques do crescimento populacional, crises econômicas, mudanças demográficas rápidas na população e catástrofes ambientais.

As cidades impulsionam a economia do futuro. No entanto, embora o desenvolvimento da cidade seja uma oportunidade para o crescimento econômico, é também uma ameaça à capacidade de se viver nela. À medida que a população aumenta, a infraestrutura existente torna-se incapaz de acompanhar a crescente demanda da população e demais usuários. Muitas cidades carecem de infraestrutura sanitária para águas residuárias, por estar ausente ou ser inadequada. Como a tendência de crescimento da população em áreas urbanas tende a se elevar, constata-se uma maior necessidade de gerenciar as águas residuárias de forma mais inteligente do que se observa no momento, buscando-se construir a resiliência urbana.

Assim, a gestão das águas residuárias nas cidades não deve apenas centrar-se na prevenção de impactos ao meio ambiente e na salvaguarda da saúde pública, mas também ser encarada como recurso alternativo para ampliar a oferta de água e outros recursos à cidade (SANTOS, 2016). Os objetivos de Desenvolvimento Sustentável da Organização das Nações Unidas (ONU) fornecem uma agenda inovadora para uma gestão sustentável das águas urbanas para que tenhamos cidades mais seguras, inclusivas e resilientes (UN, 2015).

1.5 DIRETRIZES PARA PROJETOS DE SISTEMAS DESCENTRALIZADOS DE ESGOTOS

1.5.1 Segregação das águas residuárias domésticas

Para projetos de sistemas descentralizados de esgotos, devem ser considerados diversos aspectos na seleção e dimensionamento das unidades de transporte e, em especial, das de tratamento. Um dos primeiros aspectos a considerar é a possível segregação das águas residuárias na residência, integrada com as outras fontes, como as águas de chuva, se for o caso.

As águas residuárias geradas em edificações residenciais, tanto uni quanto multifamiliares, são compostas por quatro correntes líquidas distintas (Figura 1.2): águas amarelas, águas marrons e águas cinza; a mistura de águas marrons e águas amarelas, provenientes das bacias sanitárias, forma as águas negras. As águas cinza são geradas pelo uso da água potável nos chuveiros, lavatórios, máquinas de lavar, tanques e pia de cozinha. O paradigma tecnológico dominante prevê o gerenciamento destas águas residuárias misturadas em uma só corrente líquida, denominada esgoto doméstico.

Sob condições específicas, a segregação das correntes líquidas pode ser vantajosa para um determinado empreendimento sob vários aspectos: econômico, ambiental e sanitário. A solução que vem ganhando aceitação no Brasil nos dias de hoje é a segregação do esgoto em águas negras e cinza para efeito de tratamento. O reúso de águas cinza pode resultar em economia de água potável, economia de energia elétrica e menor produção de esgoto doméstico na escala das edificações. Em uma escala maior, resulta em preservação dos mananciais de água, por diminuir a quantidade de água captada e por reduzir o lançamento de esgoto sanitário pelas áreas urbanas, além de reduzir o consumo de energia elétrica.

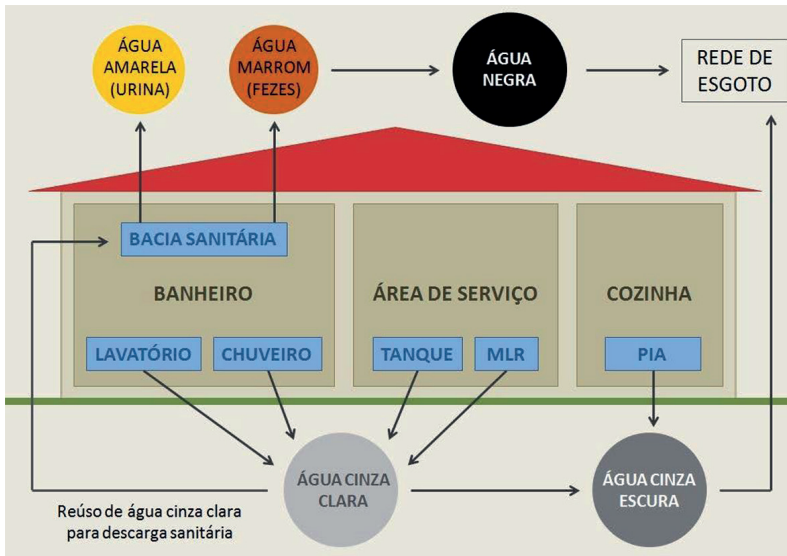


Figura 1.2 – Segregação das águas residuárias domésticas

Fonte: Silva e Gonçalves (2017)

Tal opção não exige o emprego de peças sanitárias especiais, como as bacias sanitárias segregadoras, mas requer que os sistemas de coleta e transporte destas águas residuárias nas edificações sejam separados. Requer também a instalação de uma estação de tratamento para cada corrente líquida, sendo a de águas cinza voltada para a produção de água de reúso para fins não potáveis. Evidentemente, esta concepção deve ser definida por ocasião do projeto, porque na maioria dos casos é inviável economicamente modificar o sistema hidrossanitário de uma edificação existente para segregar correntes líquidas.

Neste tipo de concepção, o gerenciamento de águas negras é norteador pela segurança sanitária e a preservação ambiental das áreas em que se encontram. Em outras palavras, as águas negras segregadas devem ser gerenciadas da mesma forma que o esgoto doméstico nos sistemas convencionais de saneamento.

Por outro lado, o gerenciamento de águas cinza deve atender a quatro critérios: segurança sanitária, qualidade estética e viabilidades técnica e econômica. A principal dificuldade encontrada no tratamento dessa corrente líquida é a grande variação quali-quantitativa na sua composição, com significativas variações de vazão e alterações químicas em períodos de poucas horas. Por isso, as

tecnologias de tratamento de águas cinza devem ser robustas o suficiente para produzir, de forma estável, um efluente tratado com qualidade compatível com as normas para o reúso.

É importante ressaltar que os aspectos quantitativos, como os hidrogramas de vazão de cada corrente, devem ser considerados para o caso de reúso para fins não potáveis, bem como os qualitativos com a caracterização físico-química e microbiológica.

1.5.2 Possíveis configurações dos sistemas de segregação e de tratamento das águas residuárias segregadas

Os sistemas de saneamento com segregação de águas residuárias devem ser concebidos levando-se em consideração as edificações (escala micro) e os sistemas públicos (escala meso). Neste livro não são abordadas as tecnologias de saneamento sem carreamento hídrico de excretas, ou seja, de “saneamento seco”. Logo, todas as configurações dos sistemas hidrossanitários consideradas a seguir compreendem o emprego de peças sanitárias com descarga hidráulica. As diferentes configurações de bacia sanitária (BS), assim como a existência de mictórios nas edificações, determinam as características das águas residuárias produzidas e os diferentes produtos passíveis de recuperação (nutrientes, energia e água). Esta recuperação depende do destino a ser dado a cada produto, o que deve ser objeto de definição por ocasião da concepção do sistema.

OPÇÃO 1 – SISTEMA HIDROSSANITÁRIO CONVENCIONAL

Esta opção tecnológica é a mais utilizada no Brasil e contempla o gerenciamento das águas residuárias domésticas misturadas. Esta mistura resulta na produção de esgoto doméstico, cujo tratamento deve ser realizado em uma ETE (Figura 1.3). Do ponto de vista do sistema hidrossanitário, a rede de coleta e transporte é única na edificação e conecta-se diretamente à ETE. O tratamento de esgoto pode ser concebido para viabilizar a sua disposição na natureza (solo ou corpos d'água) ou para a recuperação de produtos para fins produtivos. Tais produtos são a água de reúso, os nutrientes presentes no esgoto e o biogás. A reciclagem de nutrientes é possível mediante o aproveitamento dos biossólidos na agricultura. O reúso de água pode requerer um sistema de tratamento a nível terciário, com filtração terciária (areia e carvão ativado) e desinfecção.

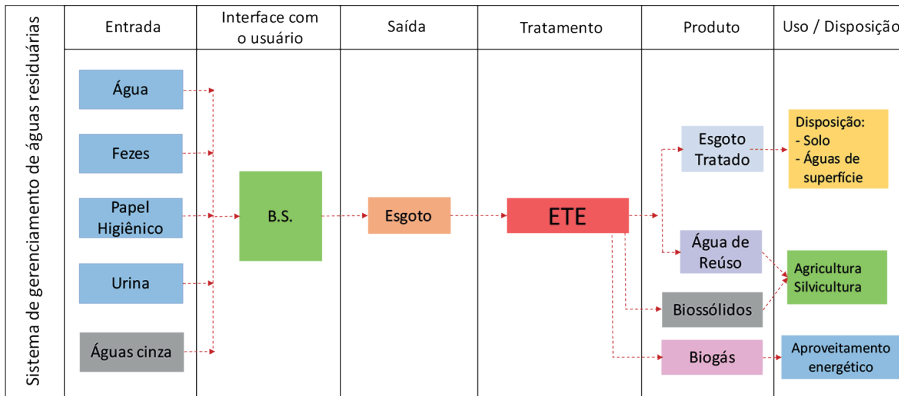


Figura 1.3 – Sistema hidrossanitário convencional
Fonte: Gonçalves e Fardin (2018)

OPÇÃO 2 – SISTEMA HIDROSSANITÁRIO COM SEGREGAÇÃO E REÚSO DE ÁGUAS CINZA

A coleta segregada de águas cinza requer que a edificação possua uma rede coletora de águas residuárias duplicada: uma para águas negras e outra para águas cinza (Figura 1.4). A rede de águas negras conecta-se à ETE e a rede de águas cinza à estação de tratamento de águas cinza (ETAC). A justificativa para esta configuração está no fato de que as águas cinza podem ser tratadas mais facilmente para se produzir água de reúso, uma vez que possuem menores concentrações de matéria orgânica, óleos, graxa e microrganismos patogênicos do que as águas negras. A depender das características do empreendimento, a recuperação de nutrientes e de biogás pode ser interessante do ponto de vista econômico.

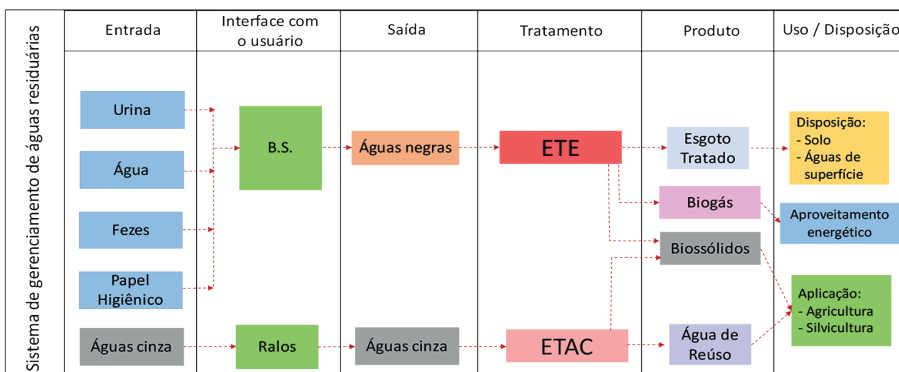


Figura 1.4 – Sistema hidrossanitário com segregação e reúso de águas cinza
Fonte: Gonçalves e Fardin (2018)

OPÇÃO 3 – SISTEMA HIDROSSANITÁRIO COM SEGREGAÇÃO DE ÁGUAS AMARELAS E ÁGUAS CINZA

Este tipo de sistema é capaz de produzir águas amarelas, águas marrons e águas cinza segregadas (Figura 1.5). A segregação das duas primeiras correntes líquidas é realizada na bacia sanitária segregadora (BSS) de urina que, nos dias de hoje, ainda não é fabricada em escala industrial no Brasil. O sistema hidrossanitário prevê a instalação de três redes coletoras independentes, uma para cada tipo de água residuária. Evidentemente, esta opção somente faz sentido se o objetivo for a reciclagem dos nutrientes na agricultura, a produção de água de reúso e, dependendo da escala do empreendimento, o aproveitamento energético do biogás.

Devem ser observados os aspectos legais quanto à qualidade dos produtos gerados na estação, como os resíduos ou produtos líquidos, sólidos e gasosos, bem como a quantificação de cada um, para fins de lançamento, descarte ou, no caso desejado, de reaproveitamento e reúso. As tecnologias de tratamento dos esgotos, seja de corrente segregada ou não, devem considerar os aspectos de construção, operação e manutenção, atentando ao máximo possível à diretriz de se ter uma ETE sustentável econômica e ambientalmente. Por fim, deve-se avaliar esta sustentabilidade empregando ferramentas como o conceito Nexus, o uso da avaliação de ciclo de vida (ACV), os possíveis riscos microbiológicos do manejo e uso de produtos e subprodutos do tratamento, como a partir da Análise Quantitativa de Riscos Microbiológicos (AQRM), bem como a análise de viabilidade econômico-financeira (AVE) dos empreendimentos. Nos capítulos seguintes serão abordadas e detalhadas cada uma dessas diretrizes para projetos de sistemas descentralizados de esgotos.

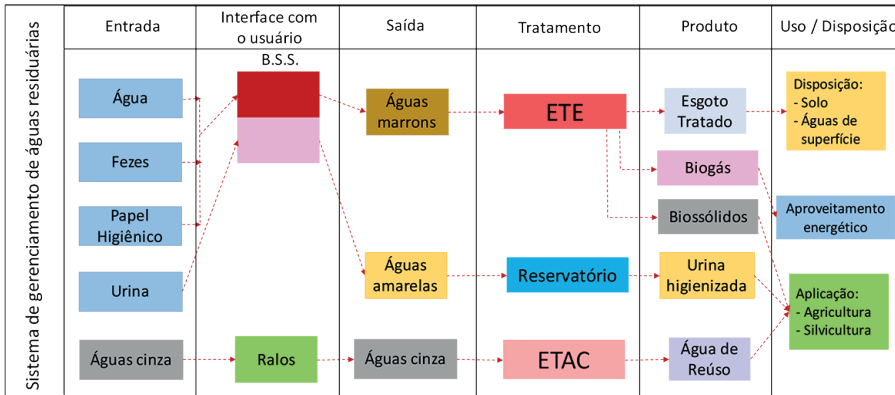


Figura 1.5 – Sistema hidrossanitário com segregação de águas amarelas e águas cinza

Fonte: Gonçalves e Fardin (2018)

BIBLIOGRAFIA

ANA – AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. *Atlas esgotos: despoluição de bacias hidrográficas / Agência Nacional de Águas, Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental*. Brasília: ANA, 2017.

ANDERSSON, K.; OTOO, M.; NOLASCO, M. Innovative sanitation approaches could address multiple development challenges. *Water Science and Technology*, v. 77, n. 3, 2017. DOI: 10.2166/wst.2017.600.

CAI, T.; PARK, S. Y.; LI, Y. Nutrient recovery from wastewater streams by microalgae: Status and prospects. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, v. 19, p. 360-369, 2013.

CEDEPLAR/UFMG – CENTRO DE DESENVOLVIMENTO E PLANEJAMENTO REGIONAL. *Projeção da demanda demográfica habitacional, o deficit habitacional e assentamentos subnormais*. Estudo para o Ministério das Cidades. 2007.

CHRISPIM, M.C.; CANO, V.; SALINAS, D.T.P.; NOLASCO, M.A. Linking Sanitation to Agriculture: Recycling Nutrients from Human Excreta in Food Production. In: 5th INTERNATIONAL WORKSHOP ADVANCES IN CLEANER PRODUCTION, 2015, SAO PAULO. Anais, 2015.

CHRISPIM, M.C.; TARPEH, W.A.; SALINAS, D. T. P.; NOLASCO, M.A. The sanitation and urban agriculture Nexus: urine collection and application as fertilizer in Sao Paulo, Brazil. *Journal of Water Sanitation and Hygiene for Development*, 7 (3), 455-465 p. DOI: 10.2166/washdev.2017.163.

CANO, V.; NOLASCO, M.A. . Energy generation in wastewater treatment using a granular activated carbon microbial fuel cell: preliminary data. In: INTERNATIONAL RESOURCES RECOVERY CONFERENCE, 2017, New York. Anais, 2017.

FJP – FUNDAÇÃO JOÃO PINHEIRO. Centro de Estatística e Informações. *Deficit Habitacional no Brasil 2013*. Belo Horizonte, 2015.

FUNES, S.M.M. *Regularização Fundiária na Cidade de Piracicaba – SP: Ações e Conflitos*. 2005. 205 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana) – Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2005.

GONÇALVES, R.F.; FARDIN, P. Selection of excrete treatment systems for rural areas using the Hierarchic Analytic Process. Artigo submetido ao *Journal of Water, Sanitation and Hygiene for Development*, 2018.

HOLZ, S.; MONTEIRO, T.V.A. Política de habitação social e o direito à moradia no Brasil. In: COLOQUIO INTERNACIONAL DE GEOCRÍTICA, 10: Diez años de cambios en el Mundo, en la Geografía y en las Ciencias Sociales, 1999-2008. Barcelona, 26-30 de maio de 2008. *Actas...* Barcelona: Universidad de Barcelona, 2008.

IBGE. *Pesquisa Nacional por Amostra de Domicílio: PNAD*. Rio de Janeiro, 2014.

MARICATO, E. MetrÓpole periférica, desigualdade social e meio ambiente. In: VIANA, G. et al. (orgs.) *O desafio da sustentabilidade*. São Paulo: Fundação Perseu Abramo, 2001.

MINISTÉRIO DAS CIDADES. *Deficit Habitacional no Brasil: Municípios selecionados e microrregiões demográficas*. Belo Horizonte: FJP, 2004.

MINISTÉRIO DAS CIDADES/ Secretaria Nacional de Habitação. *Plano Nacional de Habitação*– PlanHab. Brasília, dezembro de 2009.

MINISTÉRIO DAS CIDADES/ Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. *Plano Nacional de Saneamento Básico* – PLANSAB. Brasília, dezembro de 2013.

MO, W; ZHANG, Q. Energy-nutrients-water nexus: Integrated resource recovery in municipal wastewater treatment plants. *Journal of Environmental Management*, n. 127, p. 255-267, 2013.

OSÓRIO, L.M. Direito à moradia no Brasil. *Fórum Nacional de Reforma Urbana*. Disponível em: <<http://www.forumreformaurbana.org.br>>. Acesso em: 22 set. 2007.

RODRIGUES, L.C.S. *Avaliação da eficiência de dispositivos economizadores de água em edifícios residenciais em Vitória-ES*. 2005. 89 f. Dissertação (Mestrado

em Engenharia Ambiental). Centro Tecnológico, Departamento de Engenharia Ambiental, Universidade Federal do Espírito Santo, 2005.

SANTOS, D.C. *Saneamento para a gestão integrada das águas urbanas*. Rio de Janeiro: Elsevier, 2016.

SAULE JUNIOR, N. O direito à moradia como responsabilidade do Estado Brasileiro. In: _____. *Direito à cidade*. Trilhas legais para o direito às cidades sustentáveis. São Paulo: Max Limonad, 1999.

SILVA, R. J. ; GAVAZZA, S.; FLORENCIO, L.; NASCIMENTO, C.W.A.; KATO, M.T. Uso de agua residual doméstica tratada y lodo en el cultivo de dos especies de frijol: productividad y efectos nutricionales en los granos. In: THE FIFTH INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENVIRONMENTAL BIOTECHNOLOGY AND ENGINEERING, 2016, Buenos Aires. Anais, 2016.

SILVA, L.M.; GONÇALVES, R.F. Soluções arquitetônicas para reúso de água cinza em habitações de interesse social (HIS). In: CONGRESSO ABES/FENASAN 2017, 3 a 5 de outubro de 2017, São Paulo. *Anais eletrônicos*. 2017. Disponível em: <https://www.abesfenasan2017.com.br/>. Acesso em: 05 mar.2018.

UN –UNITED NATIONS. *Transforming Our World, the 2030 Agenda for Sustainable Development*. General Assembly Resolution A/RES/70/1. 2015. Disponível em: <http://www.un.org/en/development/desa/population/migration/generalassembly/docs/globalcompact/A_RES_70_1_E.pdf>. Acesso em: 06 abr. 2018.

VASCONCELOS, R.F.A. *Descentralização político-administrativa na cidade do Recife. O caso do esgotamento sanitário na gestão da Frente Popular 1986-1988*. 1995. 247 f. Dissertação (Mestrado em Desenvolvimento Urbano e Regional). Departamento de Arquitetura e Urbanismo, Universidade Federal de Pernambuco, 1995.

Capítulo

2

Aspectos quantitativos de correntes de esgotos segregadas e não segregadas

Luciano Matos Queiroz, Ivete Vasconcelos Lopes Ferreira, José Tavares de Sousa, Karla Patrícia Oliveira-Esquerre, Marcio Gomes Barboza e Neyson Martins Mendonça

2.1 INTRODUÇÃO

Segundo o *Atlas Esgotos – Despoluição das Bacias Hidrográficas* publicado pela Agência Nacional de Águas e pela Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental no ano de 2017, “a parcela atendida com coleta e tratamento dos esgotos representa 42,6% da população urbana total. Desse modo, 96,7 milhões de pessoas não dispõem de tratamento coletivo de esgotos” (ANA, 2017, p.30). A mesma publicação informa que 27% da população brasileira é desprovida de atendimento com coleta e tratamento de esgotos sanitários.

Esse quadro dramático e lamentável, associado às profundas desigualdades e diferenças culturais entre as regiões brasileiras, não permite descartar nenhuma opção que promova a remoção dos poluentes presentes nos esgotos sanitários. Portanto, o manejo descentralizado de esgotos sanitários, incluindo o processo de tratamento em ETE de pequeno porte instaladas em empreendimentos habitacionais, pequenos aglomerados humanos (assentamentos rurais, comunidades quilombolas, aldeias indígenas e ilhas) ou em residências e propriedades rurais isoladas (unifamiliares) é um importante componente da infraestrutura de saneamento. Quando bem projetado, instalado e operado, certamente ajuda na promoção de melhorias das condições de saúde pública e salubridade ambiental.

A concepção de sistemas descentralizados de tratamento de esgotos parte do princípio do tratamento *in situ*, ou seja, a coleta, o tratamento, a disposição final e eventual reúso da água ocorrem muito próximos da unidade de geração ou dentro da mesma. Na concepção dos processos de tratamento de esgotos,

os termos: *in situ*, *onsite* e descentralizados são muitas vezes confundidos ou não diferenciados. Todos são entendidos, coerentemente, como uma oposição aos sistemas centralizados, os quais utilizam grandes sistemas de coleta para tratamento de grandes volumes de efluentes em um único ponto, geralmente distante das unidades geradoras. O sistema de tratamento de esgotos *onsite*, conhecido pela sigla OWTS (*Onsite Wastewater Treatment System*), na prática agrupa-se como um tipo de sistema descentralizado. O OWTS caracteriza-se pelo tratamento e disposição final do efluente na propriedade onde é produzido. Como descrito, sistemas descentralizados podem abranger, além dos sistemas *onsite*, o tratamento de múltiplas residências ou comunidades inteiras (PATERN, 2009).

A Norma Brasileira NBR 13.403 – *Medição de vazão em efluentes líquidos e corpos receptores – Escoamento livre* define vazão como sendo o “volume de líquido que escoar, por meio de uma seção, na unidade de tempo” (ABNT, 1995). A vazão pode ser ainda compreendida como sendo a razão entre uma quantidade de fluido que escoar numa certa seção e o tempo, mas é preciso esclarecer a base de medição, que pode ser vazão volumétrica, vazão mássica ou vazão molar. No caso dos efluentes, pela facilidade de medição e interpretação dos dados, a vazão, geralmente é expressa em bases volumétricas.

Segundo preconiza e recomenda a Norma Brasileira NBR 12.209 – *Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários*, a medição das vazões de esgotos afluentes às ETE constitui requisito do estudo de concepção dessas estruturas (ABNT, 2011). Obviamente, e sobretudo nas ETE descentralizadas, uma porção considerável dos esgotos gerados está diretamente relacionada ao volume de água consumido nas residências nas diferentes atividades cotidianas e o regime de geração dessas vazões está intimamente associado aos hábitos intradomiciliares de uso da água. Espera-se que a parcela de contribuição de infiltração de águas pluviais seja reduzida, porém face à fragilidade e precariedade de algumas habitações construídas no Brasil, não se deve desprezar a possibilidade de ocorrência da conexão inadequada do sistema de coleta de águas pluviais ao sistema de coleta de esgotos, principalmente nos sistemas unifamiliares.

Vazões de esgotos variam de acordo com as estações do ano, condições climáticas, dias da semana e horas do dia. Quando se consideram os critérios de concepção de sistemas centralizados de esgotos, normalmente as variações das

vazões de esgotos são menos pronunciadas do que aquelas observadas no abastecimento de água, por causa do tempo de percurso entre o ponto de geração e as ETE, bem como da existência de algum volume de reserva observado nos interceptores e nas grandes elevatórias do sistema. Por sua vez, nas ETE descentralizadas as diferenças entre vazões de pico, vazões mínimas e médias diárias são muito acentuadas, uma vez que a extensão da rede coletora é muito curta. Superestimar ou subestimar esses valores pode levar à concepção de poços de elevatórias com volumes muito elevados e excessivos tempos de detenção dos esgotos, o que influenciará o desempenho dos processos de tratamento e poderá ocasionar alguns desconfortos estéticos, como geração excessiva de odor próximo às residências.

O conhecimento dos valores médios e da variação diurna das vazões de esgotos é essencial para o projeto e operação das ETE. Somente o registro sistemático desses valores e a manutenção de relatórios frequentes permitem revisão ou adaptação das estratégias operacionais inicialmente previstas para o processo. Valores de vazões e cargas orgânicas aquém das previsões de projeto permitem a ampliação da vida útil e redução dos investimentos. Por outro lado, vazões e cargas orgânicas além das previstas em projeto podem levar a redução do alcance de projeto e necessidade de viabilização de recursos financeiros para expansão. O efetivo controle operacional só poderá ser alcançado com a implantação de um programa adequado de monitoramento do processo. Esse deve ser amplo o suficiente para incluir todos os aspectos relevantes à operação do sistema de tratamento, incluindo os aspectos quantitativos, sem perder de vista a realidade local e a disponibilidade de recursos humanos e materiais. Registram-se muitos casos em que o indicativo de um problema operacional não é decorrente do valor absoluto de um determinado parâmetro, mas sim de sua variação.

Segundo Helou (2011), nos sistemas de coleta de esgotos e nas ETE é comum a instalação dos medidores de vazão em condutos livres, que compreendem usualmente os vertedores, as calhas, os medidores magnéticos e ultrassônicos. Já em sistemas de abastecimento de água e em estações elevatórias de água e esgoto, são bastante utilizados os medidores de vazão instalados em condutos forçados, na linha de recalque, que compreendem usualmente os medidores Venturi, ultrassônicos, placas de orifício, magnéticos e tubos *Pitot*. Portanto, para realizar o registro das vazões afluentes às ETE descentralizadas, dentre os diversos métodos de medição de vazão, deve-se adotar aquele que apresente uma melhor

relação custo x benefício, mas que forneça precisão e acurácia da medição dentro de níveis aceitáveis de incerteza.

Este capítulo apresenta uma breve descrição e os princípios de medição de vazão em medidores usualmente utilizados em ETE descentralizadas. Posteriormente, descreve as técnicas de estatística utilizadas para tratamento de dados e construção dos hidrogramas de vazão de esgotos, incluindo conceitos importantes sobre incerteza e acurácia de medição. A partir desses conceitos, mostram-se resultados de medição de correntes segregadas e não segregadas de esgotos, incluindo resultados obtidos no âmbito da RENTED. Por fim, apresentam-se alguns exemplos práticos de obtenção, tratamento e utilização de dados de vazão de esgotos.

2.2. DESCRIÇÃO DOS PRINCIPAIS MEDIDORES DE VAZÃO DE ESGOTOS

A diferenciação dos principais medidores de vazão de esgotos é realizada sobretudo pelo tipo de regime de escoamento a que os condutos estão submetidos (Quadro 2.1).

Quadro 2.1 – Principais medidores de vazão de esgotos de acordo com o tipo de conduto

Condutos Livres	Medidores em canais abertos	Vertedores	Soleira espessa ou delgada	Retangulares
				Triangulares
				Trapezoidal (Cipolletti)
				Sutro
	Medidores lineares	Calhas	Parshall	
			Palmer-Bowlus	
		Área x Velocidade	Efeito Doppler	
			Eletromagnéticos	
		Tempo de trânsito		
Condutos forçados	Medidores primogênitos	Medidor Venturi		
	Medidores lineares	Eletromagnéticos		
		Ultrassônicos		

Fonte: adaptado de Dos Santos (2014)

Considerando a frequência de utilização nas ETE descentralizadas, aqui serão descritos com maior profundidade os medidores de vazão em condutos livres, principalmente aqueles instalados em canais abertos.

Os vertedores são estruturas hidráulicas bastante utilizadas nas medições em condutos livres, pois são muito simples e apresentam custos de implantação acessíveis. Os vertedores são instalados perpendicularmente ao sentido do escoamento, de modo que ocorra elevação do nível d'água a montante até que se atinja uma altura suficiente para produzir uma lâmina sobre o obstáculo, compatível com a vazão medida (Figura 2.1).

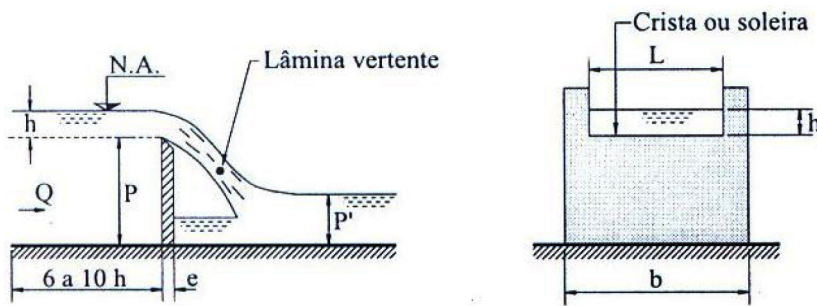


Figura 2.1 – Corte e esquema de escoamento em um vertedor

Fonte: Porto (2006)

Os vertedores são classificados de acordo com diversos critérios. Os mais usuais dizem respeito à forma: retangulares, triangulares e trapezoidais; à soleira, que pode ser espessa ou delgada; e à condição de aproximação do fluido: contração lateral, com uma ou duas contrações.

Os vertedores de soleira espessa são bastante simples sob o ponto de vista executivo, pois são constituídos, basicamente, de uma elevação no fundo de um canal. Os vertedores de soleira delgada são também bastante utilizados na medição de vazão, em função da boa precisão e facilidade construtiva. Na forma retangular, consistem em uma placa delgada com soleira horizontal e chanfrada, situada perpendicularmente ao escoamento, podendo apresentar ou não contrações.

Os vertedores triangulares apresentam seção transversal em forma de triângulo, usualmente com o ângulo igual a 90° . Apresentam precisão elevada para vazões menores do que 30 L/s, sendo bastante empregados como medidores nessa faixa.

Já os vertedores trapezoidais, também conhecidos como vertedores *Cipolletti* (Figura 2.2), apresentam seção transversal no formato de um trapézio isósceles. O vertedor *Cipolletti* é o mais utilizado na medição de vazão de esgotos. Sua principal característica é a inclinação dos lados 1(H):4(V), o que permite compensar a contração lateral do vertedor retangular de mesma largura.

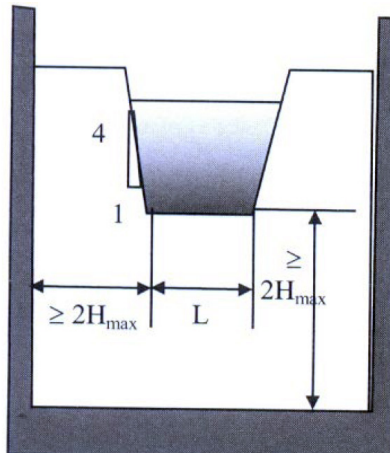


Figura 2.2 – Vertedor trapezoidal tipo Cipolletti

Fonte: Tsutiya e Alem Sobrinho (2011)

Os medidores do tipo calha construídos em plástico reforçado com fibra de vidro são bastante utilizados na medição de vazão de esgoto. Os medidores *Parshall*, também conhecidos como calhas *Parshall*, são constituídos de uma seção convergente, uma seção de estrangulamento ou garganta e uma seção divergente, como evidencia a Figura 2.3. A operação baseia-se na aceleração do fluxo lento e subcrítico (número de *Froude* < 1) para um estado supercrítico (número de *Froude* > 1), restringindo o fluxo à medida que passa pela garganta.

Esses dispositivos são especificados em função da largura da seção estrangulada ou garganta (W), definindo, para cada largura, uma faixa de capacidade de medição de vazão, como é possível observar na Tabela 2.1. Na Tabela 2.2 encontram-se as dimensões padronizadas dos medidores *Parshall*, de acordo com o tamanho da garganta adotado.

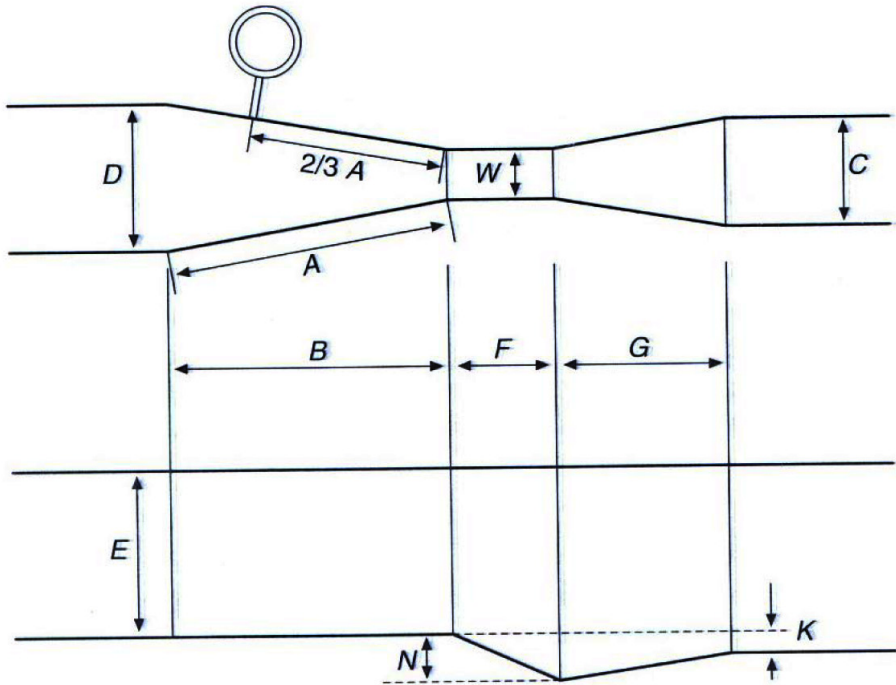


Figura 2.3 – Planta e perfil de um medidor *Parshall*

Fonte: Azevedo Neto (1998)

Tabela 2.1 – Valores de vazão (L/s) para definição de medidores *Parshall*

W (dimensão da garganta)		Vazão (L/s)	
(pol.)	(cm)	Mínima	Máxima
3"	7,6	0,9	53,8
6"	15,2	1,4	110,4
9"	22,9	2,6	251,9
1'	30,5	3,1	455,6
1,5'	45,7	4,3	696,2
2'	61,0	11,9	936,7
3'	91,5	17,3	1.426,3
4'	122,0	36,8	1.921,5

(continua)

W (dimensão da garganta)		Vazão (L/s)	
5'	152,5	45,3	2.422,0
6'	183,0	73,6	2.929,0
7'	213,5	85,0	3.440,0
8'	244,0	99,1	3.950,0
10'	305,0	200,0	5.660,0

Fonte: Azevedo Netto (1998)

Tabela 2.2 – Dimensões padronizadas de medidores *Parshall* (cm)

W (cm)	A	B	C	D	E	F	G	K	N	λ	n
2,5	36,3	35,6	9,3	16,8	22,9	7,6	20,3	1,9	2,9	-	-
7,6	46,6	45,7	17,8	25,9	38,1	15,2	30,5	2,5	5,7	0,176	1,547
15,2	62,3	61,0	39,4	40,3	61,0	30,5	61,0	7,6	11,4	0,381	1,580
22,9	88,1	86,4	38,1	57,5	76,2	30,5	45,7	7,6	11,4	0,535	1,530
30,5	137,1	134,4	61,0	84,5	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	0,690	1,522
45,7	144,8	142,0	76,2	102,6	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	1,054	1,538
61,0	152,3	149,3	91,5	120,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	1,426	1,550
91,5	167,5	164,2	122,0	157,2	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	2,182	1,566
122,0	182,8	179,2	152,5	193,8	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	2,935	1,578
152,5	198,0	194,1	183,0	230,3	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	3,728	1,587
183,0	213,3	209,1	213,5	266,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	4,515	1,595
213,5	228,6	224,0	244,0	303,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	5,306	1,601
244,0	244,0	239,0	274,5	340,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	6,101	1,606
305,0	274,5	260,8	366,0	475,9	122,0	91,5	183,0	15,3	34,3	-	-

Fonte: Azevedo Netto (1998)

A Equação 2.1 permite a obtenção do valor da vazão nos medidores *Parshall* nas unidades do sistema métrico de medição, em função da altura da lâmina líquida “H” na garganta. Os valores dos coeficientes “λ” e “n” estão listados na Tabela 2.2.

$$Q = \lambda H^n \text{ (Eq. 2.1)}$$

Atualmente, são diversas as aplicações desses medidores, sendo a sua utilização bastante comum em ETE no controle da velocidade nas caixas de areia e na me-

dição de vazão em canais adutores. No campo da medição de vazão de esgoto, são também bastante indicados, pois não apresentam arestas vivas ou obstáculos à corrente líquida, o que proporciona, conseqüentemente, uma perda de carga relativamente pequena. Deve-se buscar adquirir o dispositivo de fabricantes que apresentem certificado de calibração do equipamento, preferencialmente, expedido pelo Instituto Nacional de Metrologia, Qualidade e Tecnologia – Inmetro. Outro ponto importante é relativo à instalação dos medidores nas ETE: devem ser observadas as recomendações dos fabricantes quanto aos aspectos de nivelamento, sentido do fluxo, obra civil, necessidade ou não de caixas dissipadoras de energia, entre outros. O Quadro 2.2 mostra algumas recomendações para locação, instalação e inspeção de calhas *Parshall*.

Quadro 2.2 – Recomendações para utilização de calhas *Parshall* para medição de vazão de esgotos

1. Locação	<ul style="list-style-type: none"> - Para a locação da calha, deve-se buscar nivelar o fundo plano da seção convergente primeiro de frente para trás e depois de lado a lado. - Quando a calha for instalada em canais sem revestimento, deve-se tomar um cuidado extra para garantir que o fundo do canal seja estável e que não ocorram mudanças de nível durante as variações de estações (secas/úmidas) ou períodos de baixo fluxo. - Quando a calha for instalada acima do fundo de um canal de concreto, deve-se prever uma inclinação de 1:4 (V:H) no fundo da calha. Devem-se evitar inclinações superiores, pois causam turbulência no fluxo, sobretudo na entrada do dispositivo. - A calha deve ser perfeitamente centralizada, garantindo que todo o fluxo passe pela garganta do dispositivo. Não pode haver nenhum tipo de <i>by-pass</i>.
2. Instalação	<ul style="list-style-type: none"> - A calha deve ser instalada perfeitamente centralizada na direção do fluxo. - Deve-se prever inclinação do fundo do canal de modo a evitar que a calha trabalhe afogada. - O ideal é que a saída da calha seja instalada um pouco acima e a montante da saída do canal, de modo a evitar o acúmulo de sólidos na garganta. - O fundo plano da calha deve ser nivelado usando como referência o nível do fundo e não o do topo do canal. - Deve-se utilizar um gabarito de madeira para apoiar internamente a calha durante sua instalação, para garantir que não ocorra nenhuma distorção transversal ou longitudinal. - Durante a instalação, a calha deve ser bem fixada na sua posição final.

(continua)

3. Inspeção	<ul style="list-style-type: none">- A calha <i>Parshall</i> deve ser inspecionada e mantida periodicamente. A inspeção deve ser realizada 6 (seis) meses depois da instalação e, após esse período, ao menos uma vez por ano. A inspeção deve incluir o canal no qual a calha está instalada.- As paredes do canal no trecho a montante da calha devem estar livres de vegetação ou detritos que possam alterar o perfil de fluxo.- Inspeccione todo o canal a montante da calha para se certificar de que não esteja ocorrendo nenhum <i>by-pass</i>.- Inspeccione a integridade do canal a jusante da calha para se certificar que não esteja ocorrendo desgaste que possa vir a aumentar excessivamente o desnível e a velocidade do escoamento.- Visualmente, o fluxo de líquido na calha deve ser tranquilo e bem distribuído. Não se deve observar turbulência e o ideal é que o número de <i>Froude</i> seja próximo a 0,5.- A experiência prática mostra que calhas, cujo número de <i>Froude</i> do escoamento seja superior a um, não medirão a vazão com precisão.- As superfícies de fluxo devem ser mantidas limpas do acúmulo de óleos, graxas, crescimento de biofilme ou algas. Pode-se esfregar usando detergente suave.- Calhas galvanizadas devem ser verificadas quanto à corrosão. Qualquer corrosão observada deve ser removida e, em seguida, aplicada a galvanização a frio.
-------------	---

A Figura 2.4 mostra algumas calhas *Parshall* instaladas em canais. Note-se que a leitura do nível da lâmina do líquido na garganta, que permite a obtenção da vazão, pode ser feita pelo operador da ETE por meio do uso da régua que vem fixada na lateral da calha e que já permite a leitura em unidade de vazão. Contudo, em muitas situações, devido à turbulência excessiva, à presença de materiais flutuantes etc., a escala da régua desaparece com o tempo, e a medição da vazão fica prejudicada.

Por outro lado, com um pequeno investimento pode-se realizar a automação da medição do nível da lâmina da água formada na calha *Parshall*. Diversos fabricantes nacionais desenvolveram sensores de nível ultrassônicos, geralmente acoplados a um módulo microprocessador que converte a altura registrada na garganta em vazão automaticamente. Quando associados a um acumulador de dados (*datalogger*), esses dispositivos permitem o registro dos valores de vazão em curtos intervalos de tempo. Posteriormente, por meio do uso de técnicas estatísticas, esses dados podem ser organizados em hidrogramas de vazão

afluente à ETE. Esses relatórios de vazão afluente à ETE e suas variações garantem, dentre outras vantagens, segurança e confiabilidade ao processo de tratamento. É importante garantir que incorporado ao sensor ultrassônico exista um sensor de temperatura, que compensa possíveis alterações significativas desse parâmetro.

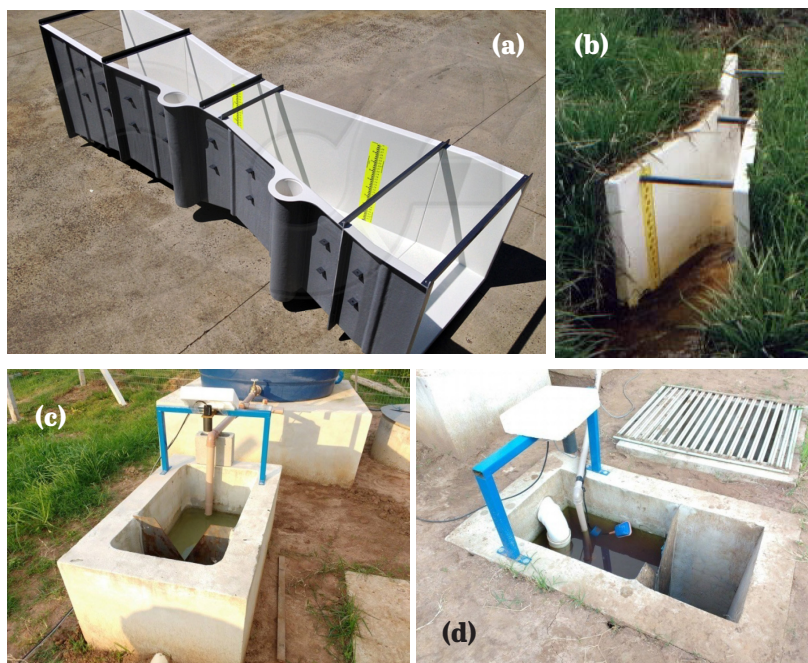


Figura 2.4 – Exemplos de calhas *Parshall* utilizadas para medição de vazão de esgotos

- a) Calha *Parshall* antes da sua instalação em canal afluente, onde se pode visualizar em amarelo a régua para leitura da altura da lâmina d'água
 - b) Calha *Parshall* sem manutenção adequada
 - c) Calha *Parshall* com medidor ultrassônico de nível instalada nas dependências da UFSM
- Fonte: (a) e (b) domínio público na rede mundial de computadores; (c) RENTED (2018)

Sob condições controladas em laboratório, a acurácia da medição de vazão registrada em vertedores *Parshall* varia em $\pm 2\%$. Contudo, sob condições de campo, esses valores usualmente estão compreendidos entre $\pm 5\%$, pois se deve levar em conta considerações de ordem prática como velocidade de aproximação e condições de instalação.

Os principais fatores considerados na escolha do medidor são econômicos, incluindo custos de implantação e manutenção, fatores ambientais, propriedades do fluido e sobretudo o desempenho do medidor, considerando as características dos instrumentos de medição quanto à incerteza e à exatidão. Geralmente, o resultado de qualquer medição expressa uma estimativa ou uma aproximação de um dado mensurado; portanto, o valor medido deve sempre ser acompanhado por um valor que expressa a incerteza de medição. Caso a incerteza de medição seja considerada desprezível, o resultado de medição pode ser expresso como um único valor medido (VIM, 2012).

O Quadro 2.3 mostra uma avaliação das características operacionais de vários medidores usualmente empregados para mensurar vazões de esgotos. As informações mínimas necessárias antes de selecionar e projetar um sistema de medição de vazão adequado para uma ETE são:

- a) Características do fluido cuja vazão se deseja medir (concentração de sólidos em suspensão, densidade, temperatura, pressão etc.);
- b) Faixa de vazão esperada (máximas e mínimas);
- c) Acurácia desejada (qual a estimativa de tolerância do erro na medição de vazão, em %);
- d) Imposições legais e normativas;
- e) Local onde será instalado o equipamento de medição de vazão (entrada de esgoto bruto, tubulações, canais, condutos forçados, entrada ou saída de alguma unidade específica de tratamento);
- f) Condições da atmosfera de instalação do equipamento (*indoor*, *outdoor*, corrosiva, excessivamente quente ou fria, úmido, seco etc.);
- g) Limitações impostas para perdas de carga;
- h) Tipos dos elementos secundários de medição (sensores de nível, sensores de pressão, transmissores e registradores);
- i) Limitações de espaço e tamanho do dispositivo de medição de vazão;
- j) Disponibilidade local dos fabricantes e aspectos do pós-venda (manutenção, calibração, assistência técnica etc.).

Quadro 2.3 – Avaliação dos diversos tipos de medidores usualmente aplicados para medir vazão de águas residuárias

	Aplicação	Faixa de Medição e acurácia	Efeitos dos sólidos presentes nos esgotos	Perda de carga elétrica	Demanda por energia elétrica	Simplicidade/ confiabilidade	Manutenção	Facilidade de calibração	Custos	Adequação
	Conduto forçado	Conduto livre	Faixa	Acurácia Qmáx diária %						
Venturi	S	N	10:1	±0,5	P*	B	B	F	A	Esgoto bruto
Medidor de bocal de fluxo	S	N	5:1	±0,5	P	M	B	F	M	Esgoto bruto
Placa de orifícios	S	N	5:1	±0,5	P	A	B	F	I	Esgoto bruto
Medidor eletromagnético	S	N	20:1	±1,0	I	B	M	F	A	Esgoto bruto
Turbina	S	N	15:1	±0,5	P	M	B	F	A	Esgoto bruto
Acústico	S	S	20:1	±0,5	M	B	M	F	A	Esgoto bruto
Parshall	N	S	20:1	±5	I	B	B	F	M	Canal, esgoto bruto, retorno de lodo
Palmer-Bowlus	N	S	20:1	±5	I	B	B	F	M	Interceptor, canais, esgoto bruto, poço de inspeção, retorno de lodo
Vertedores	N	S	20:1	±5	P	A	B	F	I	Poço de inspeção, unidade de tratamento, esgoto bruto
Medidor de profundidade	N	S	10:1	±50	M	B	B	I	I	Interceptor, lodo
Bocal de fluxo aberto	N	S	20:1	±1	I	A	B	M	I	Desembocadura, ponto de descarga, lodo

Legenda: S = sim; N = não; P = pronunciada; M = médio; I = irrelevante; A = alta; B = boa; R = ruim; F = fácil; D = difícil * O efeito dos sólidos é substancialmente reduzido se os mesmos forem carregados com o fluxo. Fonte: adaptado de Qasim (1998)

2.3 ASPECTOS QUANTITATIVOS DE CORRENTES DE ESGOTOS NÃO SEGREGADAS

2.3.1. Aspectos teóricos e normativos

A geração de esgotos domésticos depende do consumo de água de abastecimento que, por sua vez, está atrelado aos hábitos cotidianos da população. Portanto, a vazão de esgotos varia ao longo do dia, da semana e do ano, influenciada por questões sociais, econômicas e ambientais. No sistema de esgotamento sanitário que recebe correntes de esgotos não segregadas, identificam-se dois grupos de arranjos tecnológicos: (1) sistema de esgotamento unitário ou sistema combinado, aquele que recebe águas residuárias domésticas e industriais, água de infiltração e águas pluviais; (2) sistema separador absoluto, que recebe e transporta as águas residuárias domésticas e industriais e, eventualmente, as de infiltração. No entanto, as águas pluviais, nesse caso, são drenadas em um sistema independente.

Para quantificar os esgotos que chegam a uma ETE, as vazões de esgotos sanitários são constituídas de até três contribuições distintas:

a) Vazão estritamente doméstica (Q_{dom}):

A vazão de origem doméstica normalmente constitui a maior parcela de contribuição e carece de tratamento mais adequado, devido à complexidade da sua composição, pois contém alto teor de material orgânico, inorgânico e microrganismos patogênicos. A vazão média diária de esgotos de origem doméstica é obtida por meio da Equação 2.2.

$$Q_{dom} = \frac{Pop.CPC.CR}{86400 s/dia} \text{ (Eq. 2.2)}$$

Onde:

Q_{dom} : vazão média diária de esgotos de origem doméstica (L/s)

Pop : população atendida (habitantes)

CPC : consumo *per capita* de água (L/habitante por dia)

CR : coeficiente de retorno, definido como a relação entre a vazão coletada por meio do sistema de esgotamento e a vazão de água consumida pela população atendida

b) Vazões concentradas (Q_{con}):

As vazões concentradas são contribuições pontuais, geralmente oriundas dos setores industrial ou empresarial. Para o dimensionamento do sistema de coleta de esgotos de uma cidade, as contribuições concentradas referem-se, também, às vazões domésticas produzidas por edificações verticais ou horizontais, a exemplo de empreendimentos habitacionais que não possuem ETE próprias. Além dessas contribuições, consideram-se estações rodoviárias, aeroportos, *shopping centers*, hospitais e clubes recreativos, entre outros grandes consumidores de água.

c) Águas de infiltrações (Q_{inf}):

Ao longo da rede de coleta de esgotos de um bairro ou cidade ocorrem infiltrações inevitáveis que são, geralmente, oriundas de pequenas fissuras e rupturas nas tubulações, juntas e acessórios mal executados, e também das estruturas dos poços de visita, caixa de passagem, estações elevatórias e tubos inspeção da rede. Teoricamente, essas águas de infiltração são subterrâneas ou oriundas das chuvas. Quando os sistemas de coletas são construídos abaixo do nível do lençol freático, há uma possibilidade real de ocorrência de infiltração. Durante o período chuvoso, as tubulações podem, também, permanecer submersas, facilitando a infiltração na rede. Seguramente, os coletores de sistema separador absoluto não deveriam receber contribuições significativas de águas pluviais; no entanto, essas águas de infiltração chegam aos coletores, sobretudo devido aos lançamentos indevidos de águas de chuva nas redes de coleta de esgotos.

Portanto, por meio do somatório dessas contribuições, obtém-se a vazão média total diária afluente à ETE (Equações 2.3 e 2.4):

$$Q_T = Q_{dom} + Q_{con} + Q_{inf} \quad (\text{Eq. 2.3})$$

Q_T : vazão média total diária (L/s)

Q_{dom} : vazão média diária de esgotos de origem doméstica (L/s)

Q_{con} : contribuição concentrada (L/s)

Q_{inf} : vazão de infiltração resultante do produto entre a taxa de infiltração (T_i) e a extensão “ L ” das canalizações subterrâneas

Consideram-se para realização dos cálculos:

$$Q_T = \frac{Pop.CPC.CR}{86400s/dia} + \frac{Q_{con}}{86400s/dia} + Ti.L + outros \quad (Eq. 2.4)$$

Para levar em conta as variações das vazões que chegam a uma ETE, define-se a vazão média (Equação 2.5), a vazão mínima (Equação 2.6), a vazão máxima de esgotos do dia de maior consumo de água (Equação 2.7) e a vazão máxima na hora de maior consumo de água (Equação 2.8). Todas são expressas em litros por segundo (L/s).

$$Q_{méd} = \frac{Pop.CPC.CR}{86400s/dia} + Q_{c_{méd}} + Ti.L + outros \quad (Eq. 2.5)$$

$$Q_{mín.horária} = \frac{Pop.CPC.CR}{2.86400s/dia} + Q_{con_{mín}} + Ti.L + outros \quad (Eq. 2.6)$$

$$Q_{máx.dia} = \frac{Pop.CPC.CR.K_1}{86400s/dia} + Q_{con_{méd}} + Ti.L + outros \quad (Eq. 2.7)$$

$$Q_{máx.horária} = \frac{Pop.CPC.CR.K_1.K_2}{86400s/dia} + Q_{con_{máx}} + Ti.L + outros \quad (Eq. 2.8)$$

Onde:

Pop: população atendida (habitantes)

CPC: consumo *per capita* de água (L/habitante por dia)

CR: coeficiente de retorno, definido como a relação entre a vazão coletada por meio do sistema de esgotamento e a vazão de água consumida pela população atendida

Q_{con}: contribuições concentradas (L/s)

Ti: infiltração na rede (segundo a NBR 9.649/86, varia de 0,05 a 1,0 L/s.km. O valor adotado deve ser justificado)

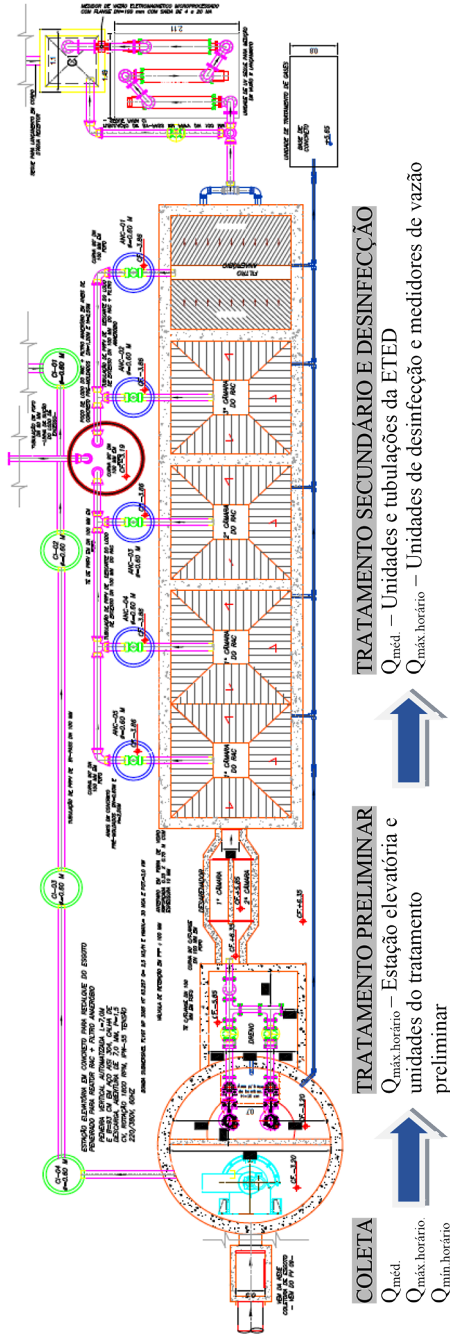
L: comprimento ou extensão da rede (km)

K₁: coeficiente de máxima vazão diária (segundo a NBR 9.649/86, valor adotado = 1,2)

K₂: coeficiente de máxima vazão horária (segundo a NBR 9.649/86, valor adotado = 1,5)

A Figura 2.5 destaca quais os valores de vazões que devem ser considerados durante as etapas de elaboração dos projetos da rede de coleta e transporte e dos processos de tratamento de esgotos para um dado sistema de esgotamento sanitário.

Figura 2.5 – Vazões utilizadas para dimensionamento das unidades componentes de um sistema de esgotamento sanitário



Porém, para ETE instaladas em empreendimentos habitacionais cujas redes de coleta e transporte dos esgotos são independentes, ou seja, não estão interligadas aos sistemas de esgotamento sanitário do município, observa-se que as variações diárias e horárias de vazões de esgoto apresentam significativas oscilações. Portanto, os coeficientes de variação de vazões (K_1 , K_2 e K_3) não podem ser generalizados ou estritamente considerados como iguais aos valores recomendados pela NBR 9.649/86. Essas ETE atendem populações menores, quando comparadas aos SES convencionais, e o menor tempo de residência dos esgotos na rede coletora resulta em redução da capacidade de amortecimento das vazões de pico geradas. A literatura técnica (SHAMMAS; WANG, 2013; JORDÃO; PESSOA, 2014) apresenta formulações sobre a razão $Q_{\text{máx.dia.}}/Q_{\text{méd}}$ para determinar o fator de pico (FP) de vazão de amortecimento.

A NBR 12.209/11 recomenda valores de FP entre 1,6 e 1,8 para ETE de portes médio e grande. Contudo, para o caso de ETE instaladas em empreendimentos habitacionais devem-se adotar valores maiores, visando levar em consideração nos projetos hidráulicos as flutuações que acontecem nesse tipo de sistema. A escolha do valor de FP pode ser realizada por meio de registros históricos em localidades e/ou empreendimentos como bairros planejados, que já dispõem de sistema de coleta, transporte e tratamento de correntes de esgotos não segregadas, ou podem ser realizados levantamentos desse parâmetro junto à literatura técnica (manuais, artigos científicos etc.) no sentido de se ter a margem de segurança mais adequada à carga hidráulica prevista no dimensionamento das unidades da ETE. Em geral, os valores de FP estão associados às contribuições de populações entre 500 e 10.000 habitantes (DPW, 2012).

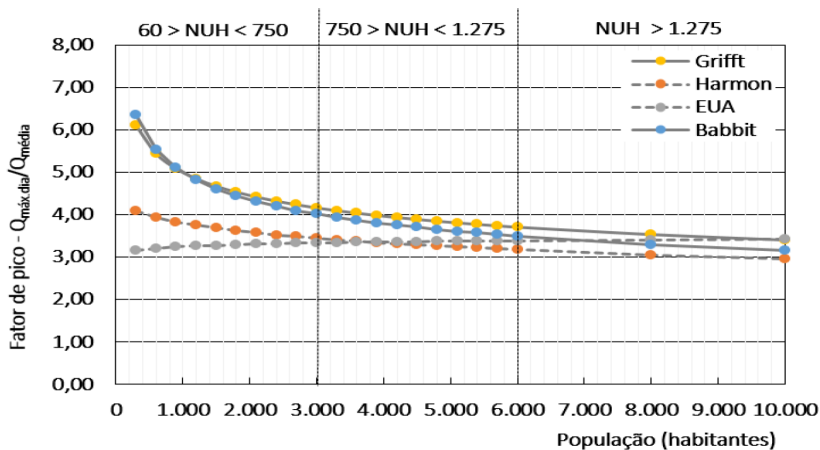
O arranjo da rede de coleta e o número de estações elevatórias de esgotos (EEE) podem resultar em considerável variação do valor do FP, pois a associação dos poços úmidos e dos equipamentos de bombeamento tendem a amortecer as variações de vazões, reduzindo assim o valor desse parâmetro. Portanto, a adoção do FP deve sempre levar em consideração esses elementos, para que se tenha a devida equiparação entre os valores de vazões estimados e considerados em projeto e aqueles medidos na ETE de pequeno porte.

As orientações do Departamento de Obras Públicas do Governo da África do Sul quanto à adoção do FP em projetos hidráulicos para previsão de vazões de esgo-

tos de ETE de pequeno porte são estabelecidas em função da população atendida. Recomendam-se valores segundo os seguintes critérios (DPW, 2012):

- P = 500 hab. \Rightarrow FP = 5,0
- P = 1.000 hab. \Rightarrow FP = 4,4
- P = 2.000 hab. \Rightarrow FP = 3,5
- P = 10.000 hab. \Rightarrow FP = 3,0

O comportamento da variação do FP em função da população e do número de unidades habitacionais (NUH), obtido por algumas investigações, é apresentado na Figura 2.6, assim como algumas equações obtidas. A interpretação mostra tendência de diminuição do FP com o aumento da população e, conseqüentemente, do NUH, que contribuem com a geração de esgotos para uma dada ETE.



$$FP_{\text{Griffit}} = 5 \cdot P^{-1/6}$$

$$FP_{\text{Babbitt}} = \frac{5}{P^{0,2}}$$

$$FP_{\text{Harmon}} = 1 + \frac{14}{4 + P^{0,5}}$$

$$FP_{\text{EUA}} = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$$

Onde:

NUH: Número de unidades habitacionais

FP: fator de pico de vazão de amortecimento, que representa a relação $Q_{\text{máx.dia.}}/Q_{\text{méd}}$

P: População atendida (milhares de habitantes)

Figura 2.6 – Fator de pico em função da população e do número de unidades habitacionais

Fonte: adaptado de Shammas e Wang (2013)

Durante as investigações realizadas no âmbito da RENTED em um empreendimento habitacional localizado na cidade de Belém e denominado Condomínio Vila da Barca, os pesquisadores da Universidade Federal do Pará encontraram resultados para os coeficientes de máxima vazão diária (K_1) entre 1,64 e 2,00, enquanto que no Condomínio Rio das Pedras, localizado na mesma cidade, registraram valores entre 2,33 e 2,64. Esses valores de K_1 , em ambos os empreendimentos habitacionais, revelam a ocorrência de grande variação de carga hidráulica afluyente ocasionada pela extensão da rede e também pela população relativamente pequena. Os valores são significativamente distintos daqueles considerados nos projetos de redes de abastecimento de água e de esgotamento sanitário quando não se tem dados locais.

Na cidade de Belo Horizonte, os pesquisadores da UFMG instalaram uma calha *Palmer-Bowlus* acoplada a um medidor ultrassônico de nível e um registrador de dados (*datalogger*) em um condomínio vertical de apartamentos com 98 unidades. Os dados foram coletados entre os meses de agosto de 2014 e maio de 2016. Os hidrogramas de vazão de alguns dias da semana estão na Figura 2.7. Evidencia-se um padrão de geração de vazões de esgoto típico em cada um desses dias da semana, o que confirma a relação direta entre os hábitos de uso da água pelos moradores e a produção de águas residuárias. Os pesquisadores obtiveram valores de K_2 (coeficiente de máxima vazão horária) iguais a 1,3 (considerando os dias úteis das semanas) e 1,5 (considerando os dados de vazões obtidos nos sábados e domingos). O grupo da UFMG também obteve os valores de coeficiente de vazões mínimas ($K_3 = 0,5$ para os dias úteis e $K_3 = 0,4$ para os dados gerados nos finais de semana). Os resultados dos coeficientes de variação de vazão não foram tão distintos daqueles recomendados pela norma técnica e evidenciam que outros fatores (hábitos de uso da água, nível socioeconômico da população, existência de áreas verdes etc.) certamente exercem influência sobre o regime de geração de esgotos em empreendimentos habitacionais e devem ser investigados antes da adoção dos valores de correção.

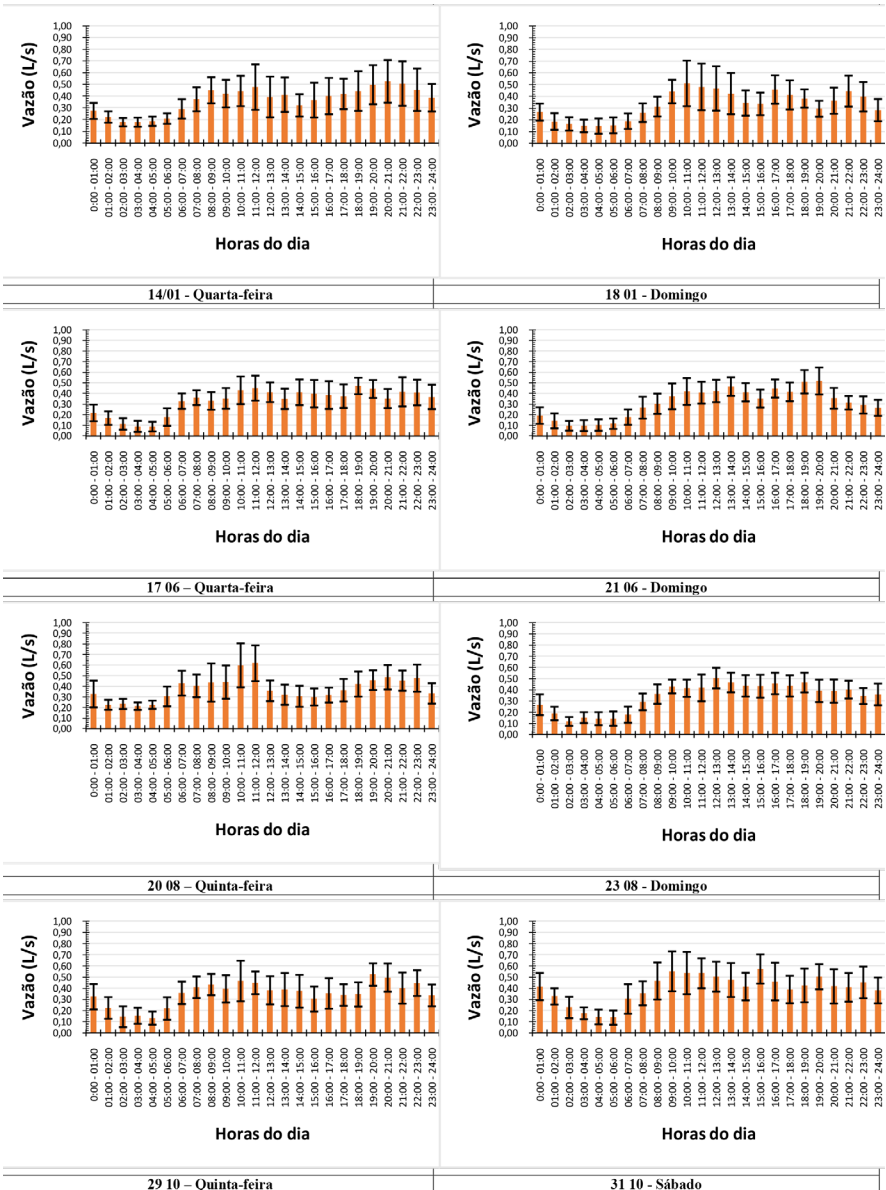


Figura 2.7 – Hidrogramas de vazão gerados em empreendimento habitacional localizado na cidade de Belo Horizonte

Para a estimativa das vazões de projetos de ETE, Tsutiya e Alem Sobrinho (2011) alertam que a vazão de infiltração, advinda da penetração de águas pluviais e subterrâneas nos sistemas de coleta de esgotos, tem caráter significativo. A contribuição da vazão de infiltração é estimada a partir do comprimento da rede e da taxa de infiltração, essa última reportada em L/s.m ou L/s.km. No Brasil, quando não se dispõe de informações, a NBR 9.649/86 aconselha o uso de valores de referência de 0,05 a 1,0 L/s.km, cuja definição em projeto deve ser feita à luz de justificativa técnica.

Durante as pesquisas desenvolvidas na RENTED, os pesquisadores da Universidade Estadual da Paraíba (UEPB) realizaram um monitoramento das vazões no interceptor leste com 800 mm de diâmetro, cuja operação está sob responsabilidade da Companhia de Esgotos da Paraíba (Cagepa). As vazões foram calculadas por meio da instalação de flutuadores, o que permitiu a obtenção da velocidade superficial na tubulação e, conseqüentemente, dos valores da vazão por meio do uso das equações do escoamento em condutos livres. Os pesquisadores da UEPB coletaram dados com frequência horária entre 6 horas da manhã às 18 da tarde, usando apoio de estaca e trena para medição da lâmina de água, com 18 repetições. Os hidrogramas (Figura 2.8) foram gerados por meio da aplicação da equação da *Manning* para condutos de seção circular.

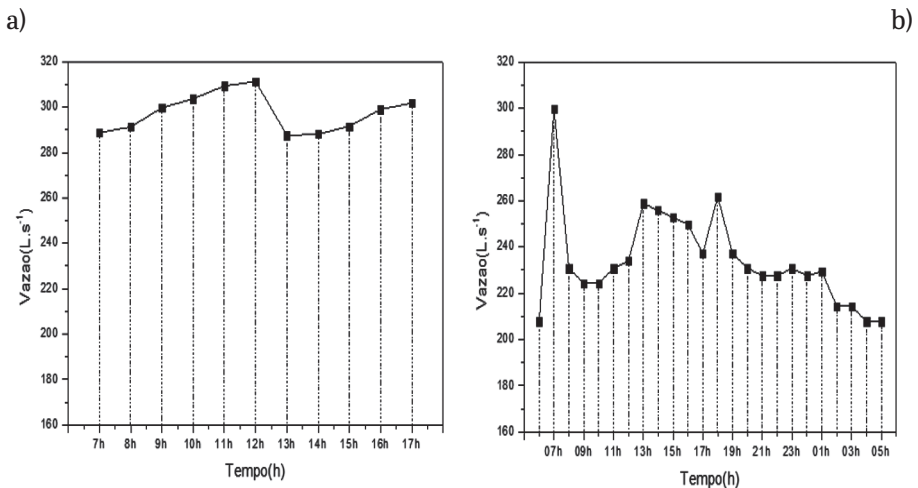


Figura 2.8 – Hidrogramas de vazão no interceptor leste operado pela Cagepa, Campina Grande, Paraíba. a) Período chuvoso; b) Período de estiagem

Na Figura 2.8 pode-se constatar a influência significativa das contribuições de águas pluviais na rede de coleta de esgotos na cidade de Campina Grande, Paraíba. A contribuição de infiltração talvez seja o parâmetro de determinação mais complexa para uma boa estimativa da vazão afluyente a uma ETE instalada nos empreendimentos habitacionais. Fatores como porte do empreendimento, área ocupada, nível de água subterrânea, permeabilidade, natureza do subsolo, qualidade da execução da rede, idade da rede, material da tubulação etc. exercem influência significativa sobre o valor adotado. Lampoglia e Mendonça (2006) orientam para projeto de rede de coleta de esgotos em empreendimentos habitacionais que se faça a adoção de contribuição de infiltração mediante as seguintes condições:

- nível do lençol freático baixo: 0,05 L/s.km
- nível do lençol freático alto: 0,50 L/s.km
- infiltração devido à má execução de conexões e juntas de vedação: entre 5,0 e 10,0 % do valor da vazão máxima diária

Outro importante parâmetro para estimativa de vazões de esgotos é o coeficiente de retorno água/esgoto (*CR*). Esse parâmetro representa a relação entre a vazão de água consumida e a vazão média de esgotos gerados a partir desse consumo. Tsutiya e Alem Sobrinho (2011) reportam valores mínimos de 0,35 e máximos de 0,90, e a NBR 9.649/86 recomenda a adoção do valor igual a 0,80 quando não se dispõe de informações detalhadas e confiáveis para elaboração do projeto. Mara (2004) sugere o emprego de valor de “*CR*” igual a 0,85 para projeto de rede de coleta de esgoto em empreendimentos habitacionais planejados. Por outro lado, Nozaic e Freese (2009) informam que, na África do Sul, o manual de projeto de ETE de pequeno porte reporta que aproximadamente 70% do consumo de água em um domicílio pode se tornar esgoto sanitário, mas esse valor tende a ser maior nos casos de habitações sem jardins ou áreas de infiltração. Nos empreendimentos ou residências com grandes jardins, os valores de “*CR*” podem variar de 40% a 50%, portanto, bem inferior aos valores de referência da NBR 9.649/86.

Ainda sobre os estudos realizados no âmbito da RENTED, nos empreendimentos habitacionais localizados na cidade de Belém – Pará, a estimativa da geração *per capita* de esgoto sanitário considerou valores do coeficiente do retorno de esgoto (*CR*) iguais a 0,70; 0,75, 0,80 e 0,85. Os pesquisadores encontraram, para o Condomínio Vila da Barca, valores de 110,7, 118,6, 126,5 e 134,4

L/hab.dia e, para o condomínio Rio das Pedras, esses valores foram iguais a 110,1; 117,9; 125,8 e 133,7 L/hab.dia. Na comparação desses valores com aqueles da NBR 13.969/97 reportados na Tabela 3, ou seja, de 100 L/hab.dia (padrão de renda baixo) e de 130 L/hab.dia (padrão de renda médio), o Condomínio Vila da Barca apresenta em todos as situações resultados superiores aos da referência. Para o Condomínio Rio das Pedras, verificou-se que apenas considerando “CR” igual a 0,85 houve um incremento de 3% sobre o valor de referência da NBR 13.969/97.

2.3.2 Exemplo de aplicação do cálculo das vazões e escolha de calha Parshall

Para exemplificar o cálculo das vazões de esgotos, toma-se como exemplo o Conjunto Habitacional Dona Lindú, cuja população estimada é igual a 5.000 habitantes e distribuída em quatro condomínios com 270, 270, 288 e 234 unidades residenciais, respectivamente.

a) Cálculo da vazão doméstica média ($Q_{\text{dom média}}$):

$$Q_{\text{dom média}} = \frac{5000 (\text{hab}) \times 200 \left(\frac{\text{L}}{\text{hab}} \cdot \text{dia} \right) \times 0,8}{\frac{86400\text{s}}{\text{dia}}} = 9,3 \text{ L/s}$$

A vazão encontrada resulta somente da contribuição de esgoto doméstico gerado nas residências e da vazão de infiltração de um condomínio. Para a obtenção de toda a contribuição à rede de esgoto do conjunto habitacional, é necessário que se somem as vazões de todas as fontes de lançamento. Considerou-se a vazão de infiltração para toda área do Conjunto Habitacional estimando-se o comprimento da rede de coleta igual a 50 km e o nível do lençol freático alto, além de uma contribuição concentrada oriunda de um Centro Comercial instalado dentro do Conjunto Habitacional Dona Lindú igual a 400 m³/d.

Dessa forma, tem-se:

$$Q_{\text{inf}} = 0,50 \text{ L/s.km} \times 50 \text{ km} = 25 \text{ L/s}$$

$$Q_{\text{con}} = 400 \text{ m}^3/\text{d} = 4,6 \text{ L/s}$$

Dessa forma, tem-se a vazão média total diária (Q_T):

$$Q_T = Q_{\text{dom média}} + Q_{\text{inf}} + Q_{\text{con}} = 9,3 \text{ L/s} + 25 \text{ L/s} + 4,6 \text{ L/s} = 38,9 \text{ L/s}$$

Para a determinação das vazões mínima e máxima, tem-se:

$$Q_{\text{min. horária}} = Q_{\text{dom média}} \times 0,5 = 9,3 \times 0,5 = 4,6 \text{ L/s}$$

$$Q_{\text{máx. horária}} = Q_{\text{dom média}} \times 1,2 \times 1,5 = 9,3 \times 1,8 = 16,7 \text{ L/s}$$

De posse de todas essas contribuições, podemos somar os resultados e obter os seguintes dados de vazões finais:

$$Q_{\text{min. horária}} = 4,6 \text{ L/s} + 25 \text{ L/s} + 4,6 \text{ L/s} = 34,2 \text{ L/s} = 0,034 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{dom média}} = 9,3 \text{ L/s} + 25 \text{ L/s} + 4,6 \text{ L/s} = 38,9 \text{ L/s} = 0,039 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{máx. horária}} = 16,7 + 25 \text{ L/s} + 4,6 \text{ L/s} = 46,3 \text{ L/s} = 0,046 \text{ m}^3/\text{s}$$

Adota-se uma calha *Parshall* como unidade de medição de vazão e controle da velocidade de passagem do esgoto pela caixa de areia. A partir dos valores calculados, identificou-se uma unidade de medição de vazão para o projeto cuja largura da garganta (W) é igual a 6 polegadas = 0,152 m. (ver Tabela 2.2). Os valores de λ e n são iguais a 0,381 e 1,580, respectivamente.

Onde:

Q : Vazão máxima horária, média e mínima (m^3/s)

λ : Parâmetro específico da calha *Parshall* escolhida

n : Parâmetro específico da calha *Parshall* escolhida

H : Altura calculada (m)

$$0,034 \text{ m}^3/\text{s} = 0,381 \times h^{1,580} = 0,22 \text{ m}$$

$$0,039 \text{ m}^3/\text{s} = 0,381 \times h^{1,580} = 0,24 \text{ m}$$

$$0,046 \text{ m}^3/\text{s} = 0,381 \times h^{1,580} = 0,26 \text{ m}$$

Para a finalização do cálculo das alturas, se faz necessário um ajuste a partir de uma cota do rebaixo da calha (Z – vide Equação 2.9) que visa estabilizar e limitar a velocidade do escoamento na caixa de areia da ETE ($V \leq 0,3 \text{ m/s}$), evitando o arraste de partículas para os reatores da Estação. Aqui, o cálculo será realizado apenas com a vazão máxima horária.

$$Z = \frac{Q_{\text{máx. horária}} \times H_{\text{min}} - Q_{\text{min. horária}} \times H_{\text{máx}}}{Q_{\text{máx. horária}} - Q_{\text{min. horária}}} \quad (\text{Eq. 2.9})$$

$$Z = \frac{0,046 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 0,22 \text{ m} - 0,034 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 0,26 \text{ m}}{0,046 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} - 0,034 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}} = 0,11 \text{ m}$$

Assim, tem-se:

$$h_{\text{máx}} = H_{\text{máx}} - Z = 0,26 - 0,11 = 0,15 \text{ m}$$

$$h_{\text{méd}} = H_{\text{méd}} - Z = 0,24 - 0,11 = 0,13 \text{ m}$$

$$h_{\text{mín}} = H_{\text{mín}} - Z = 0,22 - 0,11 = 0,11 \text{ m}$$

Para a determinação das dimensões do desarenador, inicialmente calcula-se sua largura (B – vide Equação 2.10) utilizando-se os valores da vazão máxima horária de entrada, altura do líquido e velocidade de escoamento.

$$B = \frac{Q_{\text{máx.horária}}}{(H_{\text{méd}} - Z) \times V_{\text{esc}}} \quad (\text{Eq. 2.10})$$

$$B = \frac{0,046}{0,13 \times 0,3} = 1,2 \text{ m}$$

Onde:

B : Largura do desarenador (m)

$Q_{\text{máx.horária}}$: Vazão máxima horária (m^3/s)

H : Altura da lâmina d'água de entrada no desarenador (m)

V_{esc} : Velocidade de escoamento adotada pelo projetista (m/s)

Considerando os dados de projeto, o comprimento do desarenador é dado pela Equação 2.11.

$$L = 25 (H_{\text{méd}} - Z) \quad (\text{Eq. 2.11})$$

$$L = 25 \times 0,13 = 3,3 \text{ m}$$

O desarenador é do tipo canal com duas unidades com largura de 1,20m cada, funcionando em paralelo e alternadamente. É importante mencionar que uma prática recorrente em caixas de areia é a operação simultânea dos canais, o que acarreta em diminuição da velocidade de escoamento pela metade, ocasionando a deposição de material orgânico juntamente com a areia, o que resulta em problemas de geração de odor pela decomposição anaeróbia desse material orgânico. Outra possibilidade é a elaboração de projeto com os canais funcionando concomitantemente, mas cada um com largura $B/2$ (0,60 m, no presente exemplo), o que não acarretaria no problema de diminuição de velocidade do escoamento.

Na Tabela 2.3 encontra-se a verificação de valores que atendem às especificações das normas da ABNT e previsões de projeto. Destaca-se que nas ETE implantadas em empreendimentos habitacionais providas de elevatórias é imperativo verificar a potência e a rotação das bombas, pois esses equipamentos serão, de fato, responsáveis pela garantia das velocidades de passagem do fluido nas caixas de areia.

Tabela 2.3 – Vazões, alturas, áreas e velocidades referentes à verificação dos dados calculados e estimados para a caixa de areia (em especial, $V = 0,3$ m/s)

Q (m ³ /s)	h (m)	$S = h \times b$ (m ²)	$V = Q/S$ (m/s)
0,30	0,14	0,99	0,3
0,56	0,28	2,01	0,3
0,99	0,46	3,31	0,3

2.4 ASPECTOS QUANTITATIVOS DE CORRENTES DE ESGOTOS SEGREGADAS

Segundo Otterpohl (2001), a segregação das correntes que compõem os esgotos domésticos representa um dos pilares centrais dos conceitos e práticas do saneamento ecológico, ecossaneamento ou saneamento focado em recursos, que busca a reutilização e/ou minimização da geração dos efluentes, contribuindo para a redução do seu impacto no meio ambiente, além de trazer benefícios econômicos e sociais. No nível residencial, o gerenciamento dessas correntes pode ser realizado pela diferenciação por meio de cores do efluente gerado:

- Águas negras: efluente originado da descarga de bacias sanitárias (fezes, urina e papel higiênico, em sua maioria);
- Águas cinza claras: águas servidas oriundas dos chuveiros, bidê, banheiras, lavatórios e tanques ou máquinas de lavar roupas;
- Águas cinza escuras: águas cinza claras acrescidas das águas servidas oriundas da pia da cozinha e/ou máquinas de lavar pratos;
- Águas amarelas: apenas urina humana devidamente segregada na fonte de geração;
- Águas marrons: apenas fezes humanas devidamente segregadas na fonte de geração.

Neste tópico apresentam-se informações e aspectos quantitativos dessas correntes, bem como alguns avanços obtidos no âmbito da RENTED. Busca-se mostrar alguns aspectos metodológicos para amostragem e obtenção de vazões dessas correntes e alguns resultados dos trabalhos desenvolvidos. As informações sobre características qualitativas dessas correntes que compõem os esgotos domésticos são encontradas no Capítulo 3 desta publicação.

Portanto, objetiva-se, além da divulgação dos dados, incentivar a aplicação de um novo olhar sobre projetos de sistemas de coleta, transporte e tratamento dos esgotos domésticos, alinhado com os conceitos do saneamento focado em recursos. Isso significa suplantiar a prática de projetos de sistemas de afastamento de excretas humanas e aproveitar a água e os nutrientes presentes nessas correntes, desde que, obviamente, assegure-se a segurança química e microbiológica para utilização desses recursos, o que preferencialmente ocorrerá próximo da sua fonte geradora. Entretanto, a materialização desses conceitos em intervenções de engenharia necessita de protocolos de dimensionamento e operação seguros e que iniciam com a detalhada caracterização da composição dessas correntes.

Destaca-se que não há ainda nenhuma Norma Técnica publicada no Brasil sobre aspectos quantitativos, qualitativos ou diretrizes de projetos para sistemas segregadores de correntes de esgotos domésticos. A maioria dos dados e experiências sobre segregação, tratamento e aproveitamento dos recursos dessas correntes está reunida nas publicações do extinto Programa Nacional de Pesquisa em Saneamento Básico (PROSAB), sobretudo os resultados obtidos no âmbito do Edital número 5.

A geração de correntes segregadas dos esgotos domésticos é influenciada por fatores como hábitos de vida, faixa etária dos ocupantes, cultura, sazonalidade, renda dos indivíduos, pressão nas redes de abastecimento de água, tarifas de consumo de água potável, ausência ou não de hidrometração, entre outros aspectos. Esses fatores são decisivos para definição da quantidade de água consumida em uma residência, e conseqüentemente a produção das correntes que compõem os esgotos pode variar muito, mesmo quando se considera uma pequena área de atendimento. Constitui conhecimento consolidado a existência de uma relação direta entre renda e consumo *per capita* de água, ou seja, nas regiões onde a renda dos indivíduos é maior, o consumo de água também é superior ao valor médio verificado para a mesma região. Porém, não se devem

negligenciar outros aspectos importantes como a tipologia dos aparelhos sanitários e eletrodomésticos, a faixa etária da população ocupante do imóvel etc.

Desde o ano 2000, houve um avanço na coleta, tratamento e produção de água de reúso a partir da segregação de correntes dos esgotos domésticos no Brasil, sobretudo no que diz respeito às águas cinza claras. Existem estações de tratamento de águas cinza (ETAC) instaladas em diversos prédios de apartamentos, edifícios de escritórios e comerciais em todo o território nacional, e também alguns sistemas atendendo apenas uma família (unifamiliares) produzindo água de reúso não potável, geralmente utilizada para rega dos jardins, lavagem de pisos e pátios internos e/ou descarga de vasos sanitários. Como a carga orgânica e patogênica dessa corrente é menor quando comparada às águas negras, águas marrons e ao esgoto não segregado, os custos do tratamento são menores, principalmente aqui no Brasil, onde o tratamento biológico pela rota anaeróbia é bastante difundido e dominado.

Para conhecer a vazão de produção de correntes segregadas de esgotos podem-se utilizar os mesmos dispositivos utilizados para medição de vazão de esgotos não segregados, como calhas *Parshall* ou vertedores ou, ainda, obter a vazão específica de cada um dos aparelhos sanitários, bem como a frequência e duração do seu uso, por meio da utilização de dispositivos registradores de dados (*data logger*), instalação de hidrômetros individuais nas várias correntes de água ou mesmo a simples aplicação de questionários. Obviamente, a opção por essas alternativas dependerá do porte da edificação estudada e a precisão dos dados dependerá do grau de incerteza das informações obtidas. Nas investigações relatadas na literatura destacam-se a aplicação de questionários e medições realizadas *in loco* com o auxílio de medidores, como hidrômetros, para o entendimento e caracterização do consumo residencial de água. Admitindo um coeficiente de retorno igual a 1,0, transforma-se esse consumo por aparelho sanitário em vazão de correntes segregadas.

No âmbito das pesquisas desenvolvidas na RENTED, os pesquisadores da Universidade Federal de Mato Grosso do Sul (UFMS) investigaram a produção de correntes segregadas do esgoto doméstico de uma habitação de interesse social, composta por 6 (seis) cômodos, dentre eles 1 (hum) banheiro e uma área de serviço (fontes de águas cinza), e habitada por 4 moradores, 2 adultos e 2 crianças.

Para a quantificação das águas residuárias produzidas por essa família, foi utilizado o questionário elaborado por Lima et al. (2013). O levantamento da vazão gerada em cada um dos aparelhos sanitários foi realizado por meio da medição do tempo para enchimento de um recipiente com volume conhecido, primeiro pelo pesquisador e, depois, pelos moradores que estavam presentes no momento da medição. Assim, foi possível estimar não só a vazão máxima por aparelho, mas também a vazão média gerada por cada morador. O Quadro 2.4 mostra quais eram as informações coletadas pelos pesquisadores e organizadas em uma planilha eletrônica.

Quadro 2.4 – Modelo simplificado da planilha utilizada para obtenção da vazão de utilização dos aparelhos sanitários

Cômodo	Equipamento	Usuário	Vazão de Utilização

Fonte: Lima et al. (2013)

Após a obtenção da vazão gerada pela utilização de cada aparelho sanitário, deve-se realizar o somatório por meio do monitoramento dos hábitos de consumo dos moradores da residência em um período mínimo igual a sete dias consecutivos. É imprescindível coletar informações como o número de vezes ao dia que os moradores realizam suas diversas atividades – cozinhar, escovar os dentes, lavar a louça, lavar o rosto, tomar banho etc. Assim, separaram-se essas atividades em ciclos diários de consumo por meio de outra planilha eletrônica, visualizada no Quadro 2.5.

Quadro 2.5 – Modelo simplificado da planilha utilizada para obtenção do somatório de vazões de correntes segregadas de esgotos em uma residência

Consumo por ciclo (litros)	Frequência de uso	Número de ciclos (hora)	Ciclos por mês

Fonte: Lima et al. (2013)

Com base nos dados levantados pelo acompanhamento da rotina e aplicação dos questionários de consumo, os pesquisadores da UFMS realizaram a caracterização do uso e geração das correntes segregadas dos esgotos na residência. Eles calcularam a produção média diária *per capita* de águas residuárias, assim como a composição do efluente em suas diferentes porções geradas na residência (Tabela 2.4).

Tabela 2.4 – Produção *per capita* de correntes segregadas geradas em uma residência na cidade de Campo Grande – MS

Aparelhos Sanitários	Produção <i>per capita</i> (L/hab.dia)	Composição do Efluente (%)
Chuveiro	23,1	11,09
Lavatório	24,6	11,79
Bacia Sanitária	56,3	27,02
Pia da cozinha	66,7	32,03
Máquina de lavar	7,6	3,65
Tanque	30,0	14,41
Águas Cinza Claras	85,2	40,95
Águas Cinza Escuras	151,9	72,98
Águas Negras	56,3	27,02
Total de Efluente	208,2	100,0

Verificando os dados da literatura e os resultados desse estudo, os pesquisadores da UFMS concluíram que o perfil da produção de correntes segregadas de esgotos domésticos apresenta variações em diferentes localidades, ainda que no mesmo município, assim como mudanças relacionadas com o poder aquisitivo das famílias, quantidade de moradores da residência e seus hábitos. Diferente do que ocorre em outras localidades, no município de Campo Grande – MS, o sanitário (somatório de águas negras e cinza claras) não é o cômodo que detém a maior parcela de geração dos esgotos.

Os pesquisadores da Universidade Federal do Espírito Santo (UFES) estudaram a segregação das correntes dos esgotos em três edificações localizadas no bairro Praia do Canto, no município de Vitória – ES. Praia do Canto é um bairro classificado pela Prefeitura Municipal de Vitória como de classe média alta segundo o Indicador de Qualidade Ambiental Urbana (IQAU = 74%).

As características construtivas dos edifícios monitorados e os resultados encontrados para os cálculos dos índices de consumo de água potável (CAP), produção de águas negras e produção de águas cinza, obtidos a partir do tratamento estatístico da série histórica de dados de monitoramento estão descritos na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Características construtivas e resultados dos cálculos dos índices para edifícios monitorados na cidade de Vitória, Espírito Santo

Parâmetros	Edificação		
	José Paulino sem reúso	Royal Blue com reúso	Luiz Nogueira com reúso
Tipologia			
Número de pavimentos	23	20	19
Número de apartamentos	20	30	17
Número de garagens	2	2	2
Área construída total	5.998,5	8.427,0	5.543,5
Área de construção utilizada	2.834,3	4.428,3	2.703,8
Densidade de ocupação	40 m ² /hab	60 m ² /hab	-
Área permeável	100,5	121,2	157,7
Tamanho da piscina	47,0	40,1	-
Tamanho do apartamento	142,4	147,5	159,1
Número de dormitórios	4	4	4
Número de banheiros por apartamento	4	4	4
Número de bacias sanitárias por apartamento	5	5	5
Número de torneiras por apartamento	9	7	11
Máquina de lavar por apartamento	-	1	1
Número de bacias sanitárias na área comum	5	6	4
Número de lavatórios área comum	9	10	15
Número de chuveiros área comum	3	3	3
Número de torneiras área comum	5	14	8

Índices de consumo e produção de águas residuárias

	Consumo			Produção		
	Cap	Car	Cat	Pan	Pac	Par
Edifício José Paulino						
L/hab.dia	303,6	-	303,6	-	-	226,8
L/m ² .dia	9,7	-	9,7	-	-	7,2
L/dormitório.dia	275,0	-	275,0	-	-	205,5
Edifício Royal Blue						
L/hab.dia	158,0	52,5	210,5	54,4	144,0	175,0
L/m ² .dia	5,5	1,8	7,3	1,9	5,0	6,1

(continua)

L/dormitório.dia	161,2	53,5	214,7	55,5	146,9	178,5
Edifício Luiz Nogueira						
L/hab.dia	227,1	28,0	256,3	86,0	152,0	204,4
L/m ² .dia	6,0	0,8	6,8	2,3	4,0	5,4
L/dormitório.dia	192,1	23,7	216,7	72,7	128,6	172,9

Legenda: Cap – Consumo de água potável; Car – Consumo de água de reúso; Cat – Consumo de água total; Pan – Produção de águas negras; Pac – Produção de águas cinza; Par – Produção de águas residuárias

Fonte: Pertel (2009); Aguiar (2010)

Os índices mostram que o edifício com maior participação de água de reúso no consumo de água total é o *Royal Blue*, pois quase 25% do consumo são atendidos por águas cinza tratadas, enquanto no Edifício Luiz Nogueira esse percentual é de apenas 10,9%. Destaca-se, entretanto, que no Edifício *Royal Blue* a água de reúso é direcionada para atendimento das demandas de descarga de bacias sanitárias, lavagem de pisos e irrigação de jardim, enquanto no Ed. Luiz Nogueira a demanda por água de reúso ocorre apenas para descargas de bacias sanitárias dos apartamentos. Essa concepção conduz a uma perda de boa parte das suas águas cinza tratadas, pois o excedente é encaminhado para a rede convencional de coleta de esgoto sanitário. A experiência indica, portanto, que é muito importante realizar os cálculos de balanço hídrico da edificação antes da concepção do sistema de tratamento de águas cinza, para projetar o aproveitamento de água de reúso sempre que possível, maximizando os benefícios.

No Brasil, existem também alguns estudos sobre a caracterização quantitativa dos esgotos domésticos brutos segregados por equipamento hidrossanitário, facilitando a caracterização das águas por correntes, sobretudo a das águas cinza; esses estudos trazem ainda informações sobre o padrão de renda das residências estudadas e seu número de habitantes, compilados e organizados conforme mostram os dados da Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Valores per capita de produção de águas cinza e esgotos brutos em residências brasileiras por aparelho sanitário

Referência	Local	Objeto de Estudo/Nº de hab	Valores per capita (L/hab.dia)									
			Chuveiro e/ou banheira	Lavatório	Lava-tório + Chuveiro	Máquina de lavar roupa e/ou máquina de lavar louça	Pia da Cozinha e/ou máquina de lavar louça	Torneira/Maneja	Área Externa	Esgoto bruto	Águas cinza escuras ¹	Águas cinza claras
Peters et al. (2006)	Florianópolis - SC/ Brasil	01 Residência (baixa renda) 3hab	-	-	30	23,9	-	90,6	-	-	-	54,3
Almeida (2007)	Feira de Santana-BA/ Brasil	01 Residência (alto padrão) 3hab	40,6	15,0	-	25,8	47,6	4,5	145,4	133,5	100%	60%
Ghise Oliveira (2007)	Palhoça-SC/ Brasil	01 Residência (baixa renda) 3hab	28%	10%	-	18%	33%	3%	100%	92%	100%	59%
		%	62,9	5,1	-	11,9	53,8	-	191,9	133,7	-	79,9
		%	33%	3%	-	6%	28%	-	100%	70%	100%	42%
		01 Residência (alto padrão) 2hab	55,4	8,5	-	10,0	16,5	-	121,5	90,4	-	73,9
		%	46%	7%	-	8%	14%	-	100%	74%	100%	61%

(continua)

Cohim et al. (2009)	Simões Filho-BA/Brasil	10 Residências (baixa renda) 3,3 hab %	18,3	8,7	-	14,6	25,0	-	80,2	66,5	41,5
			23%	11%	-	18%	31%	-	100%	83%	52%
Menezes et al. (2011) ²	Campo Grande-MS/Brasil	02 Residências 3hab	31,1	15,9	-	41,9	37,6	-	174,1	126,4	88,9
			18%	9%	-	24%	22%	-	100%	73%	51%
		01 Residência 4hab	33,3	10,7	-	26,1	52,1	-	168,5	122,2	70,1
			20%	6%	-	15%	31%	-	100%	73%	42%
		01 Residência 2hab	47,2	3,5	-	27,7	6,0	-	139,8	84,4	78,4
			34%	3%	-	20%	4%	-	100%	60%	56%
Sant'ana (2012)	Distrito Federal/Brasil	Edifícios de vários andares (alto padrão) 5hab	74,0	22,0	-	71,0	35,0	-	240,0	202,0	167,0
			31%	9%	-	30%	15%	-	100%	84%	70%

(continua)

Cunha (2013)	Vila Velha-ES/Brasil	05 Residências (baixa renda) 4,4hab	12,7	6,8	-	41,9	17,5	7,8	97,4	86,7	69,2
	%		13%	7%		43%	18%	8%	100%	89%	71%
Botelho (2013) ³	Salvador-BA/Brasil	01 Residência (baixa renda) 2hab	16,6	8,2	-	15,0	28,2	111,0	68,0	68,0	39,8
	%		15%	7%		14%	25%	100%	61%	61%	36%
	01 Residência (baixa renda) 3hab		21,1	4,0	-	53,9	16,4	96,0	95,4	95,4	79,0
	%		22%	4%		56%	17%	100%	99%	99%	82%
	01 Residência (baixa renda) 7hab		-	-	-	-	-	58,0	-	-	-

Notas: ¹ Considerou-se a água cinza clara, bem como a água da pia da cozinha e/ou máquina de lavar louça.

² Não foi possível obter o padrão de renda das residências.

³ No método utilizado pela autora, existiam quatro períodos de medição dos valores de produção *per capita*. Escolheu-se o primeiro período, sem a adoção dessas medidas, uma vez que muitas residências brasileiras não apresentam tais concepções, garantindo valores mais próximos da realidade.

Outra importante informação obtida pelos pesquisadores da UFES são os valores dos coeficientes de retorno. Esses coeficientes são obtidos por meio do cálculo do balanço hídrico das edificações e representam a relação entre a quantidade de esgoto doméstico lançado na rede de coleta e o consumo total de água. Os índices de consumo de água total (Cat) e produção de águas residuárias (Par) estão apresentados juntamente com os coeficientes de retorno no Gráfico 2.1.

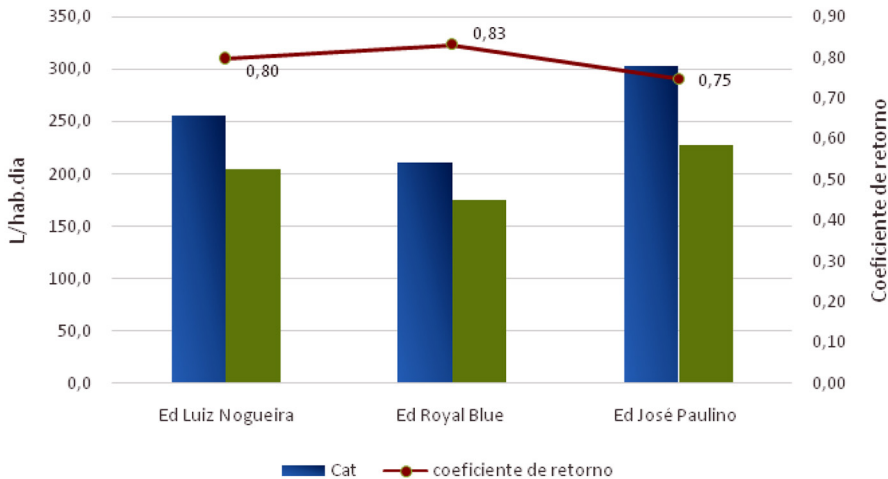


Gráfico 2.1 – Valores do coeficiente de retorno obtidos nas edificações estudadas na cidade de Vitória, Espírito Santo

Fonte: Aguiar (2010)

Considerando as médias dos valores obtidos, as descargas de vaso sanitário correspondem a 25% do consumo total de água potável de uma residência típica (TOMAZ, 2000). Portanto, se um indivíduo utiliza o vaso sanitário cinco vezes por dia, sendo uma delas para defecção e as demais para micção, o dispêndio de água potável decorrente é de, minimamente, 24 a 32 L/pessoa.dia (caso se utilizem descargas de fluxo reduzido de 6,0 litros). Isso equivale acerca de 1/6 do consumo *per capita* de água potável.

Nos projetos de saneamento voltados para recursos mais tradicionais existem duas características básicas. Uma delas é a separação da urina, evitando que se misture com as fezes. A separação na fonte da urina humana para uso é vantajosa, porque eliminar completamente a urina do esgoto representa uma diminuição de aproximadamente 90% da carga de nitrogênio e 50% da carga

de fósforo dos esgotos. Isso acarreta uma redução nos custos para remoção de nutrientes durante o tratamento e diminuição dos riscos de ocorrência do fenômeno de eutrofização nos cursos d'água. Ademais, o uso da urina humana propicia a reciclagem de importantes quantidades de nutrientes (N, P, K e S) para o uso na agricultura, diminuindo consideravelmente o consumo de fertilizantes químicos.

Como afirmado anteriormente, é possível selecionar medidores de vazão tradicionalmente utilizados em ETE que recebem esgotos domésticos para medir e registrar as vazões das correntes segregadas de esgotos. Para o monitoramento das vazões de águas negras e das águas cinza escuras em uma edificação localizada na cidade de Vitória - ES, Aguiar (2010) informou que foi instalado um sistema de medição de esgoto do tipo calha *Parshall* (SPC) equipado com sensor de nível ultrassônico e conversor microprocessado, que fornecem indicação instantânea de vazão e totalização do volume escoado (Figura 2.9).

Aguiar (2010) registrou que a produção de esgoto doméstico total e a segregação das águas residuárias produziram 9,0 m³/d de águas cinza claras, mas apenas 7,7 m³/d são lançados na rede coletora pública de esgotos, pois parte dessa água é reutilizada na própria edificação. A autora observou, também, uma produção de 2,0 m³/d de águas negras (AN) e de 3,1 m³/d de águas cinza (AC) escuras. Esses valores são iguais à média aritmética dos registros de vazão durante 88 dias de monitoramento.



Figura 2.9 – Calha *Parshall* e elementos secundários de medição de vazão (sensor de nível e conversor de dados)

Fonte: Aguiar (2010)

O Gráfico 2.2 mostra os hidrogramas de 24 horas de produção de AN, AC escuras, AC claras lançadas na rede, coleta de esgotos, AC claras Total, esgoto doméstico (ED) lançado na rede coletora e ED Total.

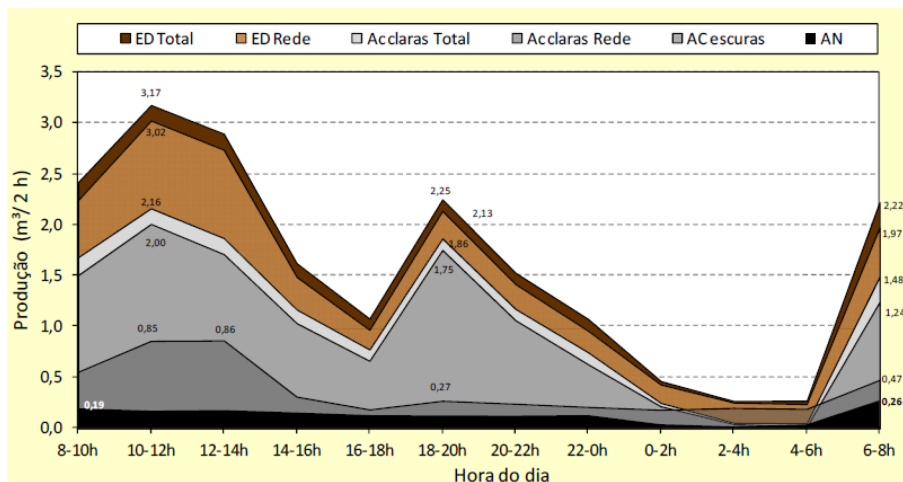


Gráfico 2.2 – Hidrogramas de vazões de correntes segregadas e de esgoto doméstico de edificação de alto padrão localizada na cidade de Vitória, Espírito Santo

Fonte: Aguiar (2010)

O regime de vazões registrado no hidrograma está intimamente relacionado aos hábitos de uso dos moradores. Pode-se observar que o maior pico de produção de AN ($0,3\text{m}^3/2\text{h}$) ocorreu entre 6h e 8 h, provavelmente, associado ao uso da bacia sanitária logo após acordar. Por outro lado, o maior pico de produção de AC escuras ($0,9\text{m}^3/2\text{h}$) ocorreu entre 10h e 12h, horário de almoço e de intenso uso da pia da cozinha para preparo de alimentos e lavagem de louça. A Tabela 2.7 mostra os coeficientes de variação de vazão dessas correntes monitoradas por Aguiar (2010).

Tabela 2.7 – Coeficientes de variação de vazões das correntes monitoradas em edifício na cidade de Vitória, Espírito Santo

Tipo de edificação	AN		AC _{escuras}		AC _{claras} rede		AC total		ED rede		ED Total	
	K ₂	K ₃	K ₂	K ₃	K ₂	K ₃	K ₂	K ₃	K ₂	K ₃	K ₂	K ₃
Multifamiliar com reúso de águas cinza	2,10	0,12	2,27	0,50	2,03	0,01	1,95	0,05	2,03	0,16	1,98	0,17

Legenda: NA – águas negras; AC – águas cinza; ED – esgoto doméstico

Fonte: Aguiar (2010)

Os teores de nutrientes presentes na urina humana e o volume excretado pelo corpo humano apresentam uma variação individual e temporal de pessoa/dia,

causada principalmente pelas quantidades de líquido ingerido e pelas perdas por transpiração.

Na pesquisa realizada por Rios (2008), coletaram-se em um período de vinte quatro horas amostras individuais de urina humana de 80 pessoas, divididas nas categorias: adultos, adultos idosos e crianças. Para cada vez que utilizavam o sanitário para micção, os colaboradores recebiam frascos plásticos desinfetados com volumes iguais a 0,5L e 1,0L para ali depositarem sua urina. Os resultados da geração de urina humana pela população estudada estão apresentados na Tabela 2.8.

Tabela 2.8 – Valores de produção de urina humana obtidas em investigação na UFES

Amostra	Volume					
	Total	Média/pessoa	Desvio padrão	Valor máximo	Valor mínimo	Coef. de variação
Adultos n = 70	102,5	1,5	0,6	3,3	0,4	29%
Idosos n = 10	18,7	1,9	1,0	4,5	0,9	55%
Crianças n=10	7,6	0,7	0,3	1,2	0,3	10%

Fonte: Rios (2008)

A segregação das águas amarelas e marrons ainda é bastante incipiente no Brasil e, portanto, não existem muitos dados sobre a geração dessas correntes. A grande maioria dos trabalhos foi realizada no ambiente acadêmico, e para a elaboração de projetos seguros de engenharia para aproveitamento dos recursos presentes nessas correntes de esgotos sanitários se faz necessária a investigação das características quantitativas e qualitativas dessas águas residuárias nas várias regiões do Brasil.

Alguns importantes gargalos tecnológicos ainda precisam ser suplantados. Não há fabricantes de mictórios femininos no Brasil. A concepção arquitetônica das edificações verticais e horizontais não favorece a segregação e coleta segregada dessas correntes. Não há parâmetros de dimensionamento seguros e verificáveis das instalações hidrossanitárias de segregação de águas amarelas e marrons. Pode-se ainda acrescentar a própria limitação do setor agrônomo em aceitar excretas como fertilizantes e as questões de logística, pois os grandes

centros geradores (cidades com mais de 100.00 habitantes e capitais) estão distantes dos centros consumidores de fertilizantes.

Outro gargalo importante é que a segregação dessas correntes com vistas às práticas do saneamento focado em recursos é bastante atrativa em residências horizontais e não existem muitas opções de equipamentos para medição de micro vazões de correntes segregadas, ou seja, aquelas geradas em uma residência. A obtenção de informações indiretas por meio da aplicação de questionários esbarra em entraves de ordem ética, pois são informações de foro íntimo dos usuários. A própria utilização de hidrômetros para medição do consumo de água e subseqüente obtenção indireta do valor de vazão das correntes segregadas dos esgotos merece observações e cuidados.

Visando medir a vazão de consumo de água em duas residências de interesse social localizadas na cidade de Salvador - BA, Botelho (2013) utilizou um hidrômetro velocimétrico, de classe metrológica B, da marca LAO[®] (Liceu de Artes e Ofício de São Paulo), com vazão nominal de 1,5 m³/h, vazão mínima de 0,030 m³/h, que emitia pulsos a partir de sensores ótico-eletrônicos, com fator K=0,1L/pulso, ou seja, emitia um pulso a cada 100mL de fluido que atravessava o hidrômetro. Para outra residência, também unifamiliar como as duas primeiras, a pesquisadora utilizou hidrômetro da marca Actaris[®], modelo multijato com saída de sinal pulsado e classe metrológica B, que possuía fator K = 1L/pulso, ou seja, a cada 1 litro de água que atravessava o medidor, era emitido um pulso, e possuía vazão nominal de 1,5m³/h. Ambos os hidrômetros foram associados a um *data logger*, da marca NOVUS[®] Ltda., modelo LogBox-DA-64k IP65, configurado para armazenar os pulsos emitidos pelo hidrômetro a cada 10s.

Nas residências em que a pesquisadora instalou os hidrômetros da marca LAO[®], relatou-se a ocorrência de dados aberrantes aleatórios e constatou-se, pelo menos, um erro esporádico na leitura desse tipo de hidrômetro. O setor técnico do fabricante informou que esse erro tem relação com a transmissão do sinal do tipo ótico e com a escala de captação dos dados do hidrômetro. A justificativa apresentada foi que a ocorrência de alguma vibração no sistema, devido a um golpe de ariete, por exemplo, resulta em um registro falso positivo. O sistema confunde essa vibração com pulsos e esses são registrados pelo equipamento de leitura dos dados. Esse problema só aconteceu com o hidrômetro que possuía emissor de sinal ótico e que transmitia dados com uma frequência menor, um

pulso a cada 100mL. O outro hidrômetro, que emitia um pulso a cada litro, não apresentou esse problema (BOTELHO, 2013).

Portanto, caso a opção seja pela medição indireta de vazões segregadas de esgotos domésticos, deve-se atentar para a escolha adequada dos equipamentos, definição clara da metodologia de registro e tratamento dos dados obtidos, além do imprescindível cálculo e apresentação da incerteza da medição.

Existem também alguns *softwares* que buscam determinar a vazão de cada aparelho sanitário com base nos seus padrões de fluxo. Podem ser úteis, pois nem sempre é prático ou possível instalar medidores a cada ponto de utilização de água em uma residência ou nos apartamentos de uma edificação. Assim, as análises com utilização do *software* podem auxiliar a isolar, quantificar e categorizar os usos de água residenciais.

Botelho (2013) fez uma validação minuciosa e criteriosa da aplicação do *software* Trace Wizard® que é um *software* supervisor, propriedade da empresa de engenharia e gerenciamento Aquacraft® localizada em Bolder, Colorado, nos Estados Unidos da América (Figura 2.10). A metodologia detalhada e os resultados podem ser encontrados na referência.

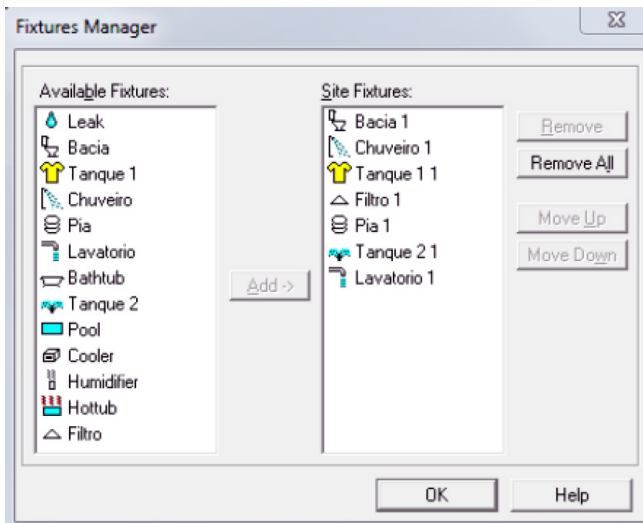


Figura 2.10 – Interface do *software* Trace Wizard®, que busca segregar as vazões de água consumidas numa residência por aparelho hidrossanitário
Fonte: Botelho (2013)

Após o término do estudo, a autora concluiu que a adequação dos parâmetros do *software* de tratamento de dados para as particularidades dos locais de estudo é possível, desde que seja realizada uma análise diferente para cada residência estudada, e que o método utilizado para avaliar o consumo de água intradomiciliar é interessante para replicação, pois não foi intrusivo ou incômodo aos moradores. A autora afirmou que os resultados encontrados, embora não tenham representado exatamente o consumo de água na residência em nível de casas decimais, representaram uma parcela significativa e possibilitaram uma análise aproximada dos principais aparelhos responsáveis pelo consumo de água nas residências (BOTELHO, 2013).

Apesar de úteis e compatíveis com diferentes tipos de medidores, os *softwares* comerciais que visam classificar os usos do traço de fluxo de água ainda possuem resultados pouco satisfatórios, como confirmou Soares et al. (no prelo, 2018). Utilizando os dados oriundos de dois projetos de pesquisa financiados pelo CT-HIDRO e FINEP, os autores concluíram que apenas 48,9% dos pulsos foram classificados corretamente pelo Trace Wizard[®]. De Oreo (2011) sugere que as análises tenham ao menos duas checagens para que sua validade seja considerada, exigindo grande processo de interpretação e análise dos usuários, o que torna a automação difícil.

A fim de investir no tratamento de dados para que sua posterior classificação seja mais automatizada e inteligente, diversas pesquisas têm sido desenvolvidas no sentido de utilizar algoritmos de aprendizado de máquinas para a identificação dos padrões de uso da água. Esses algoritmos buscam, por meio de métodos matemáticos, o entendimento do padrão das vazões em cada um dos aparelhos sanitários de modo a minimizar os erros e conseguir reproduzir com exatidão o que acontece na realidade, o que possibilita identificar e classificar os usos da água a partir dos dados gerados. Soares et al. (no prelo, 2018) conseguiram, por meio da utilização de um método de aprendizado de máquina chamado *Random Forest*, classificar os usos da água com resultados significativos. Os autores chegaram até a identificação dos usos múltiplos, que é uma grande dificuldade encontrada em praticamente todos os métodos baseados na análise do traço de fluxo de água (MORRISON; FRIEDLER, 2014; CARBONI et al., 2016).

Uma alternativa satisfatória, proposta por Mello (2016), envolve o uso de medidas de similaridade, a fim de se definir o grau de semelhança entre os

padrões e, conseqüentemente, realizar o agrupamento dos usos de acordo com a sua coesão. Os traços de fluxos de água desconhecidos são comparados com as referências em um banco de dados. Esse formato de análise é relativamente mais simples, porém exige um maior tempo de processamento computacional, além de um banco de dados de bom tamanho alinhado à realidade do usuário. Além disso, esse método precisa de boa variação de forma de uso de equipamentos como chuveiro e torneira externa, por exemplo, já que podem ser utilizados de diversas formas, dificultando o critério de similaridade.

2.5 ANÁLISE DE DADOS DE VAZÃO DE ESGOTOS NÃO SEGREGADOS

Vazões de esgotos sofrem variações ao longo das horas do dia, diferentes dias da semana, meses do ano e entre anos distintos. A Figura 2.11 mostra alguns pontos onde se podem instalar dispositivos de medição de vazão em uma ETE. No canto superior direito da Figura 2.11, visualiza-se um hidrograma de vazões de esgoto, ou seja, uma representação gráfica da variação de vazões afluentes à ETE em um intervalo de 24 horas. Vazões mínimas ocorrem durante a madrugada, quando o consumo de água nas residências é muito pequeno. Segundo Metcalf & Eddy (2016), o primeiro pico de vazões geralmente ocorre no final da manhã, quando os esgotos oriundos da utilização da água nas residências nos primeiros horários do dia alcançam a ETE após percorrer o sistema de coleta e transporte. Porém, nas ETE instaladas em empreendimentos habitacionais, a rede de coleta é curta e, na maioria dos casos, há apenas uma estação elevatória. Portanto, o primeiro pico de vazões pode ser registrado já nas primeiras horas da manhã.

O Quadro 2.6 mostra a terminologia utilizada para denominar as variações de vazão de esgotos nas ETE. Para a obtenção desses valores, o ideal é o registro contínuo de dados de vazões afluentes por, pelo menos, três anos.

Quadro 2.6 – Terminologia de vazões de esgotos

Item	Descrição
Vazão média de tempo seco	Valor da média aritmética das vazões diárias registradas nos períodos sem precipitação pluviométrica e valores de vazões de infiltração limitadas.
Vazão média de tempo chuvoso	Valor da média aritmética das vazões diárias registradas nos períodos com precipitação pluviométrica e quando os valores de vazão de infiltração são significativos.
Vazão média diária	Valor da média aritmética das vazões acumuladas ao final de 24 horas, obtida em um conjunto de dados anual de vazões.
Vazão sustentada	O valor de vazão sustentado ou excedido por um determinado período de tempo, por exemplo, uma hora, um dia ou um mês.
Vazão de pico horário	Valor da média aritmética dos picos de vazão sustentados por período de uma hora no banco de dados examinado. Recomenda-se que os registros de vazões sejam obtidos em intervalos de 10 minutos.
Vazão máxima diária	Valor da média aritmética dos valores máximos de vazões sustentados durante 24 horas no banco de dados examinado. A duração dos picos de vazão pode variar.
Vazão máxima mensal	Valor da média aritmética dos valores máximos de vazões sustentados durante 30 dias no banco de dados examinado.
Vazão mínima horária	Valor da média aritmética dos mínimos valores de vazão sustentados por período de uma hora no banco de dados examinado. Recomenda-se que os registros de vazões sejam obtidos em intervalos de 10 minutos.
Vazão mínima diária	Valor da média aritmética dos valores mínimos de vazões sustentados durante 24 horas no banco de dados examinado. Usualmente, esse valor ocorre entre 2 e 5 horas da madrugada.
Vazão mínima mensal	Valor da média aritmética dos valores mínimos de vazões sustentados durante 30 dias no banco de dados examinado

Fonte: Metcalf & Eddy (2016)

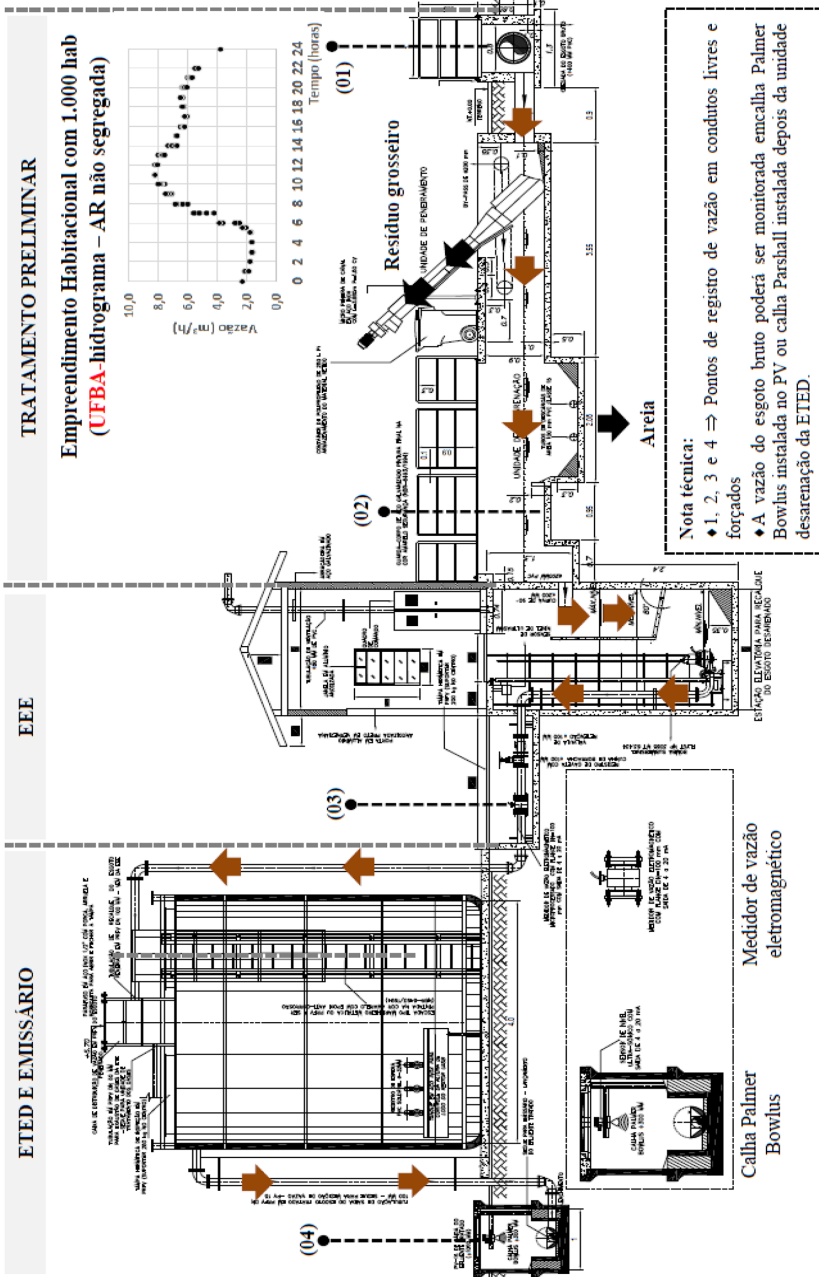


Figura 2.11 – Pontos de instalação de medidores de vazões em ETE e exemplo de hidrograma de vazões

Os parâmetros usuais e obtidos com frequência após os cálculos de estatística descritiva são: média aritmética, mediana, moda, desvio padrão e o coeficiente de variação. A obtenção desses parâmetros parte da premissa que os dados da variável de interesse são normalmente distribuídos, ou seja, obedecem a uma distribuição Gaussiana. A normalidade da distribuição dos dados pode ser verificada por meio da obtenção de dois coeficientes: o coeficiente de assimetria e o coeficiente de Curtose. Os valores dos coeficientes de assimetria calculados para maioria dos dados de vazão de esgotos são elevados e, portanto, os dados não obedecem a uma distribuição normal de probabilidades; contudo, quando se calcula o logaritmo dos valores das vazões de esgotos, geralmente se observa uma distribuição normal. Então, denomina-se essa distribuição como uma distribuição *log-normal*. A seguir, apresenta-se um exemplo prático da aplicação desses conceitos da estatística básica a alguns dados de vazões de esgotos. Os dados e cálculos originais estão disponíveis em Metcalf & Eddy (2016).

- a) Dispõe-se de um conjunto de dados de vazões semanais organizados na coluna (2) da Tabela 2.9
- b) Devem-se organizar esses dados em ordem crescente, perfazendo a coluna (4), e obter a posição de plotagem desses valores, que formará a coluna (5). A posição de plotagem representa o percentual ou a frequência de observações ou dados que são menores ou iguais ao valor indicado naquela posição e é obtida por meio da Equação 2.12.

$$\text{Posição de Plotagem (\%)} = \frac{m}{n+1} \times 100 \quad (\text{Eq. 2.12})$$

m = ranking

n = número de observações

Caso você esteja utilizando o *software* Microsoft Excel® para obter seu gráfico de probabilidade normal, o valor da coluna 6, variável Z, pode ser obtido por meio da função INV.NORMP. Mas lembre-se que o valor da posição de plotagem deve ser dividido por 100.

Tabela 2.9 – Dados de vazões em base semanal

(1) Semana	(2) Vazão (m ³ /semana)	(3) Ranking	(4) Vazão (m ³ /semana)	(5) Posição de Plotagem (%)	(6) Variável Z
1	2.900	1º	2.900	(1/14) x 100 = 7,1	-1,4684
2	3.040	2º	3.040	(2/14) x 100 = 14,3	-1,0669
3	3.540	3º	3.135	(3/14) x 100 = 21,4	-0,7926
4	3.360	4º	3.180	(4/14) x 100 = 28,6	-0,5651
5	3.770	5º	3.265	(5/14) x 100 = 35,7	-0,3665
6	4.080	6º	3.360	(6/14) x 100 = 42,9	-0,1789
7	4.015	7º	3.450	(7/14) x 100 = 50	0,0000
8	3.675	8º	3.540	(8/14) x 100 = 57,1	0,1789
9	3.810	9º	3.675	(9/14) x 100 = 64,3	0,3665
10	3.450	10º	3.770	(10/14) x 100 = 71,4	0,5651
11	3.265	11º	3.810	(11/14) x 100 = 78,6	0,7926
12	3.180	12º	4.015	(12/14) x 100 = 85,7	1,0669
13	3.135	13º	4.080	(13/14) x 100 = 92,9	1,4684

$\Sigma = 45.220$

Fonte: adaptado de Metcalf & Eddy (2016)

Ainda utilizando o *software* Microsoft Excel®, escolha um gráfico do tipo “dispersão”. Para os valores do eixo das abscissas use os dados da coluna (4) e no eixo das ordenadas os dados da coluna (6). Veja o gráfico gerado com os dados da Tabela 9 (Gráfico 2.3). Marque as funções: “adicionar linha de tendência” e “exibir valor de R²”.

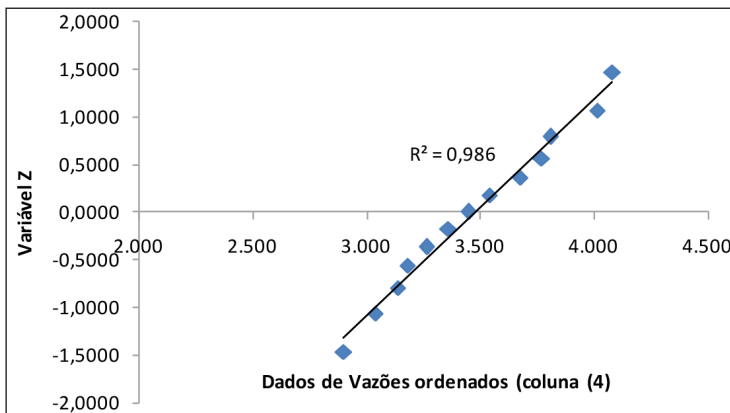


Gráfico 2.3 – Gráfico de probabilidade normal

Pode-se constatar, no Gráfico 2.3, que os dados se ajustaram a uma reta com boa precisão, pois o valor de R² foi igual a 0,986, ou seja, muito próximo de 1,0.

Portanto, conclui-se que os dados se ajustaram a uma distribuição de probabilidades normal. Pode-se, então, obter os outros parâmetros de interesse por meio de cálculos de estatística descritiva (ver Tabela 2.10).

c) Cálculo da média aritmética das vazões registradas (Equação 2.13).

$$\bar{x} = \frac{\sum x}{n} \quad (\text{Eq. 2.13})$$

$$\bar{x} = \frac{45.220}{13} = 3.478 \text{ m}^3/\text{semana}$$

d) Cálculo da Mediana: valor (pertencente ou não ao conjunto de dados) que divide o conjunto de dados em dois subconjuntos de mesmo tamanho.

Como nosso conjunto de dados de vazão possui número de elementos ímpar (13), a mediana é o valor que divide o conjunto ao meio, portanto $M_d = 3.450 \text{ m}^3/\text{semana}$. Observa-se que acima e abaixo desse valor (Tabela 2.9) existem 6 (seis) valores de vazão.

Quando o conjunto contém um número de elementos par, a mediana será a média aritmética dos dois valores centrais.

e) Cálculo da Moda (M_0 – Equação 2.14): valor que mais se repete em um conjunto de dados.

$$M_0 = 3 \times M^d - 2 \times x(x) \quad (\text{Eq. 2.14})$$

$$M_0 = 3 \times (3.450) - 2 \times (3.478) = 3.394 \text{ m}^3/\text{semana}$$

f) Cálculo do desvio padrão (σ – Equação 2.15): valor que identifica o grau de dispersão do conjunto de dados e, até certo ponto, estima o quão “confiável” é o valor da média aritmética obtida, entendida como a capacidade que o valor da média possuiria para representar o conjunto de dados.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n - 1}} \quad (\text{Eq. 2.15})$$

X (m ³ /sem.)	$X - \bar{X}$	$(X - \bar{X})^2$	$(X - \bar{X})^3$ $\times 10^{-6}$	$(X - \bar{X})^4$
2.900	-578	334.084	-193	1,12x10 ¹¹
3.040	-438	191.844	-84	3,68x10 ¹⁰
3.540	-343	117.649	-40	1,38x10 ¹⁰
3.360	-298	88.804	-26	7,89x10 ⁹
3.770	-213	45.369	-10	2,06x10 ⁹
4.080	-118	13.924	-2	1,94x10 ⁸
4.015	-28	784	0	6,15x10 ⁵
3.675	62	3.844	0	1,48x10 ⁷
3.810	197	38.809	8	1,51x10 ⁹
3.450	292	85.264	25	7,27x10 ⁹
3.265	332	110.224	37	1,21x10 ¹⁰
3.180	537	288.369	155	8,32x10 ¹⁰
3.135	602	362.404	218	1,31x10 ¹¹
		$\Sigma =$ 1.681.372		

$$\sigma = \sqrt{\frac{(1.681.372)^2}{13 - 1}} = 374,3 \text{ m}^3/\text{semana}$$

g) Cálculo do coeficiente de variação (Equação 2.16): exprime a variação dos dados em relação à média aritmética. Quanto menor for o valor, mais homogêneos são os dados. O valor do coeficiente de variação (C_v) é considerado baixo quando for inferior ou igual a 25%, resultado que indica que os dados são homogêneos. A expressão de C_v como valor relativo permite comparar séries de valores que apresentam unidades de medida distintas.

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}} \times 100 \quad (\text{Eq. 2.16})$$

$$C_v = \frac{374,3}{3.478} \times 100 = 10,8\%$$

h) Cálculo do coeficiente de assimetria (α_3 - Equação 2.17):

$$\alpha_3 = \frac{[\Sigma(x - \bar{x})^3 / (n - 1)]}{\sigma^3} \quad (\text{Eq. 2.17})$$

$$\alpha_3 = \frac{(88,62 \times \frac{10^6}{12})}{(374,3)^3} = 0,141$$

i) Cálculo do coeficiente de Curtose (α_4 – Equação 2.18):

$$\alpha_4 = \frac{[\sum(x - \bar{x})^4 / (n-1)]}{\sigma^4} \quad (\text{Eq. 2.18})$$

$$\alpha_4 = \frac{(40.784 \times \frac{10^9}{12})}{(374,3)^4} = 1,73$$

Portanto, pode-se afirmar que a distribuição dos dados de vazões de esgotos analisada nesse exemplo é levemente assimétrica ($\alpha_3 = 0,141$; para ser considerada normal, esse valor deve ser igual a zero) e é consideravelmente mais plana do que seria uma curva de distribuição normal, pois o valor de $\alpha_4 = 1,73$ e não 3,0 como seria para uma distribuição Gaussiana.

Finalmente, pode-se determinar o provável valor da vazão máxima observada em uma semana do ano por meio do cálculo do fator de probabilidade (F_p – Equação 2.19). Como um ano possui aproximadamente 52 semanas, então:

$$F_p = \frac{n}{n+1} \quad (\text{Eq. 2.19})$$

$$F_p = \frac{52}{52+1} = 0,981$$

A vazão que corresponde a 98,1% no gráfico de probabilidades (Gráfico 2.3) é igual a 4.500 m³/semana.

Ainda no campo da estatística, os cálculos e gráficos de “percentis” também podem constituir uma boa ferramenta de análise de projeto e operação de ETE. No campo da estatística, denominam-se centis 0, 1, 2, ... 10 os valores de uma variável estatística tais que 0%, 1%, 2%, ... 10% das observações lhes são inferiores. O *software* Microsoft Excel[®] pode ser bastante útil para realização desses cálculos.

A Tabela 2.10 mostra uma parte dos dados de vazões médias diárias registradas durante 30 dias em uma ETE implantada em um empreendimento habitacional e monitorada por pesquisadores da RENTED durante dois anos.

Tabela 2.10 – Dados de vazões médias diárias da ETE *Specialle*, Lauro de Freitas, Bahia

Data	Vazão média (m ³ /hora)
01/09/2017	3,74
02/09/2017	3,86
03/09/2017	0,46
04/09/2017	2,14
05/09/2017	2,27
06/09/2017	2,02
.	
.	
.	
.	
30/09/2017	1,91

Organizando esses dados em uma planilha eletrônica do Microsoft Excel®, pode-se selecionar a coluna de dados de vazão e em uma célula em branco digitar: =PERCENTIL(matriz;k). No campo “matriz”, você deve selecionar a coluna que contém os dados de vazão e no campo “k”, o valor do percentil que você deseja. Por exemplo, se você deseja obter o valor para o qual 90% dos valores de vazões registradas sejam inferiores, digite “0,9”. No caso da ETE *Specialle*, o resultado do cálculo foi igual a 2,32 m³/hora, ou seja, 90% das vazões médias diárias registradas entre os dias 01 e 30/09/2017 foram inferiores a esse valor.

Um conjunto suficientemente grande e robusto de dados de monitoramento e alguns cálculos estatísticos facilmente realizados em planilhas eletrônicas podem subsidiar medidas e cálculos de otimização dessas ETE de pequeno porte e, posteriormente, avançar para a automação de algumas etapas do processo de coleta, transporte e tratamento (funcionamento de bombas, acionamento dos aeradores), resultando em economia de recursos como energia e em redução de custos com manutenção.

2.6 AVALIAÇÃO DE INCERTEZA DE MEDIÇÕES E DE MODELOS DETERMINÍSTICOS

2.6.1 Conceitos e aspectos gerais da avaliação de incerteza

Este tópico busca introduzir conceitos sobre avaliação de incerteza de medições e de modelos determinísticos como uma ferramenta útil para melhoria

dos projetos, operação, otimização e gestão de sistemas de coleta, transporte e tratamento de esgotos. Não se trata de uma proposta de substituição da literatura existente e de referência em avaliação de incertezas de dados¹, mas de estimular o interesse sobre esse assunto em uma área cujo acúmulo de incertezas dos dados e dos modelos adotados pode levar a ineficiência de um determinado processo ou a ocorrência de altos custos para se alcançar eficiências desejadas ou requeridas pela legislação vigente.

Os avanços das pesquisas na área de hidráulica aplicada e dos processos aplicados ao tratamento de esgotos resultaram no desenvolvimento de métodos mais assertivos para caracterização de suas entradas, assim como na elaboração de modelos capazes de descrever esses processos proporcionando melhorias nas etapas de dimensionamento das unidades e no controle e automação das ETE. Por outro lado, ainda existem desafios significativos, pois essas ETE possuem configurações específicas que podem ser altamente complexas (MAIER et al., 2008). Assim, para que opções de projeto, operação e gestão apropriadas sejam identificadas e quantificadas com um grau de confiança razoável, necessita-se de melhor representação dos sistemas ambientais e socioeconômicos, o que resulta, muitas vezes, no aumento da complexidade dos modelos, potencializando a necessidade de identificar fontes potenciais de riscos e incertezas.

Portanto, a utilização de ferramentas de modelagem, juntamente com a análise de incertezas, pode auxiliar no desenvolvimento de modelos que resultem em projetos mais eficientes e com riscos que possam ser avaliados quali e quantitativamente (BELIA et al., 2009; RAN DU et al., 2016). Especificamente, a implementação e validação desses modelos e métodos é altamente dependente do fator humano, o qual possui também incertezas associadas às suas ações e decisões. Assumem-se valores médios para representar os fluxos e cenários de cargas típicas afluentes em projetos e operação de ETE para garantir padrões médios de efluentes e fatores de segurança são estabelecidos no projeto e na construção de sistemas redundantes (BELIA et al., 2009).

Os riscos associados com cada decisão de engenharia no projeto, operação, gestão e otimização são avaliados com base em guias locais ou internacionais, regras práticas e experiência do engenheiro ou responsável pela operação. O

¹ O Guia para Expressão da Incerteza de Medição (GUM) é considerado o método internacional de referência para a expressão da incerteza de medição. Sua versão eletrônica está disponível no site do BIPM: www.bipm.org.

acúmulo das diversas fontes de incertezas não quantificadas nessas etapas resulta em avaliações limitadas e soluções excessivamente conservadoras, o que geralmente eleva os custos envolvidos.

Existem alguns trabalhos sobre avaliação de incertezas em sistemas de coleta, transporte e tratamento de águas residuárias, mas ainda de forma tímida em relação a outras áreas. Assim, uma discussão mais ampla e abrangente das fontes de incertezas e dos métodos de avaliação aplicáveis a área de tratamento de águas residuárias é então requerida (BELIA et al., 2009). No Quadro 2.7 são apresentadas algumas fontes de incertezas esperadas em processos de tratamento de águas residuárias. Não é estritamente necessário que todas as componentes de incertezas sejam avaliadas. Neste tópico serão exemplificados meios para estimativa de incertezas das componentes de medições e de modelos.

Quadro 2.7 – Fontes de incertezas de medição e elaboração de modelos

Componentes da incerteza	Causas de variações e incertezas	Dados avaliados	Métodos para quantificação das incertezas
Medição	Variações aleatórias dos sistemas e erros das medidas.	Dados de vazão e qualidade da água residuária, do sistema físico, equipamentos e operações unitárias do sistema de tratamento, operacionais (<i>set points</i>), de desempenho (efluente tratado, concentrações de poluentes, tempos de operação) e informações adicionais (conecções entre os sistemas, etapas de pré e pós tratamento).	Estimativa das variações devido a erros aleatórios (incerteza tipo A), dos equipamentos e métodos de medição (incerteza tipo B) e dos intervalos de abrangências definidos (nível de confiança).
Modelagem e otimização	Conhecimento incompleto do processo, descrições simplificadas do processo modelado e definição dos parâmetros dos modelos e de otimização.	Estrutura e parametrização dos modelos relacionados à representação da cinética, termodinâmica, balanços de massa e energia etc. e interfaces entre modelos (processos aeróbio, anaeróbio, coagulação e floculação, recalque etc.).	Estimativa de parâmetros, simulação Monte Carlo, propagação de incertezas, modelagem inversa, análise de cenários, análise de sensibilidade, mudanças e comparação entre diferentes modelos.
Simulação	Aproximações numéricas (arredondamentos e truncamentos) e limitações do programa.	Arredondamentos e truncamentos de valores, tempo.	Simulação Monte Carlo, propagação de incertezas, análise de sensibilidade, uso de múltiplos simuladores, avaliação de diferentes estratégias numéricas, mudança das propriedades do Solver.

(continua)

Componentes da incerteza	Causas de variações e incertezas	Dados avaliados	Métodos para quantificação das incertezas
Gestão (<i>stakeholders</i>)	Influência política e percepção pelos <i>stakeholders</i> , conhecimento, valores e atitudes dos <i>stakeholders</i> , força de argumentação dos <i>stakeholders</i> , valores e atitudes dos gestores / tomadores de decisão e clima político.	Histórico de ações, importância percebida e magnitude do problema, características pessoais e profissionais do responsável, ou responsáveis, pela decisão ou influenciador da decisão; características do local ou entorno.	Árvore de falhas, simulação Monte Carlo, análise de sensibilidade na estimativa das probabilidades dos fatores avaliados, propagação de incertezas, análise de cenários, análise multicritérios.
Fator humano	Conhecimento e experiência do analista, modelador, gestor; interação dentro do sistema e entorno; aspectos sociais, culturais e econômicos.	Decisões baseadas no fator humano, características pessoais e profissionais do responsável, ou responsáveis, pela decisão ou influenciador da decisão; características do local ou entorno.	Árvore de falhas, análise de sensibilidade na estimativa das probabilidades dos fatores avaliados, propagação de incertezas, análise de cenários, análise multicritério.

Fonte: adaptado de Belia et al. (2009)

2.6.2 Etapas para avaliação de incerteza

Pode-se afirmar que o resultado de uma medição é somente uma aproximação ou estimativa do valor do mensurando, portanto só é completa quando acompanhada pela declaração da incerteza dessa estimativa. Geralmente, o resultado de uma medição é estimado a partir de uma série ou conjunto de observações obtidas sob condições de repetitividade e essa estimativa tem imperfeições que dão origem a um erro no resultado da medição, o qual pode ser aleatório ou sistemático. Deve-se atentar para o fato de que os termos erro e incerteza representam conceitos completamente diferentes. Erro é a diferença entre um valor medido e o valor verdadeiro de uma grandeza, já incerteza é a quantificação da dúvida sobre o resultado da medição.

Para expressar completamente o resultado de uma medida requer-se: (1) o valor medido, ou simplesmente indicado pelo instrumento de medida; (2) o valor da incerteza da medição, ou seja, o intervalo em que você espera que o valor verdadeiro esteja com um dado nível de confiança; (3) o nível de confiança ligado à incerteza de medição, ou seja, a medida da probabilidade que o valor verdadeiro da medida esteja em um intervalo de incerteza definido.

O processo de avaliação da incerteza de uma medida pode ser dividido em seis passos, como representado na Figura 2.12. Apesar da apresentação sequencial desses seis passos, ressalta-se que o processo de avaliação de incerteza não é linear, ou seja, pode ser necessário retornar várias vezes às etapas anteriores

para o levantamento de dados, redefinição do modelo, estimativa de correlações etc.

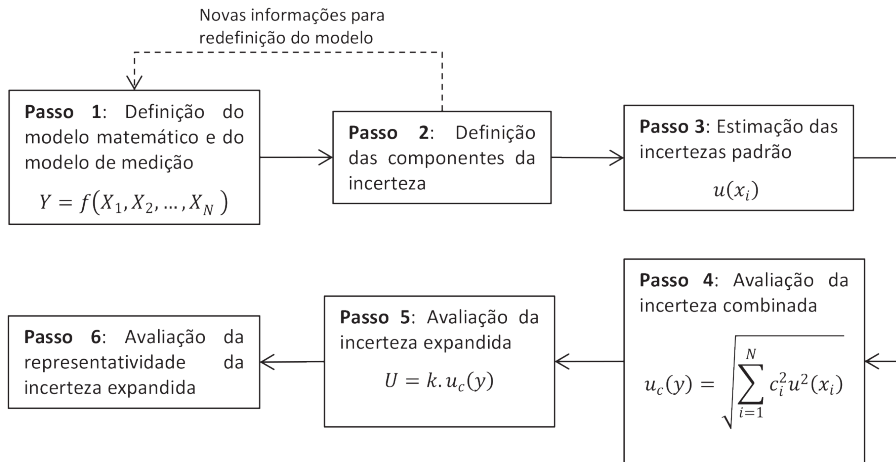


Figura 2.12 – Processo de avaliação da incerteza de uma medida

Passo 1 – Definição do modelo matemático e do modelo de medição:

O processo de avaliação das incertezas de medições inicia-se pelo levantamento de informações para definição do processo de medição, o qual envolve o conhecimento do que se quer medir (mensurando), da maneira pela qual essa medida será realizada (procedimento de medição), dos equipamentos de medição, do analista (quem realizará as medidas), do ambiente em que as medidas serão coletadas e dos aspectos que podem afetar os resultados das medições (temperatura, umidade, etc.). Caso as medições sejam indiretas e um modelo matemático seja definido ou utilizado (ver Equação 2.20), as incertezas da equação ou, especificamente, cada entrada (x_i) da Equação 2.20 precisarão ser avaliadas.

$$y(x_i) = f(x_1, x_2, \dots, x_N) \quad (\text{Eq. 2.20})$$

Passo 2 – Definição das componentes da incerteza:

A definição das componentes de incertezas pode ser uma tarefa exaustiva devido ao número de fontes de incertezas que podem afetar as medições avaliadas. Condições ambientais, qualificação do operador, qualidade dos equipamentos e padrões utilizados, método de medição e amostragem são algumas das possíveis fontes geralmente avaliadas. Durante essa etapa, documentos técnicos

e de calibração devem ser obtidos; recomenda-se igualmente a consulta aos operadores ou responsáveis que conhecem bem o sistema. Quando a medição é indireta e representada por um modelo, é necessário identificar cada variável (entradas, X_i) de uma equação e os componentes de incertezas de cada fator que podem causar mudanças ou variações na saída (Y). Analisando a complexidade da equação, regras de propagação de incertezas devem ser utilizadas. Caso alguma componente de incerteza não seja considerada como grandeza de entrada no modelo matemático de medição, ele deve ser completado para introduzir tais grandezas.

Passo 3 – Estimativa das incertezas do tipo padrão:

As incertezas do tipo padrão associadas ao modelo de medição são avaliadas pelas Incertezas Tipo A e Tipo B. A avaliação da Incerteza do Tipo A (Equação 2.21) pode ser expressa pelo valor do desvio padrão experimental da média. Entretanto, segundo Martins et al. (2010), essa representação só é válida quando o número de observações (N) for maior ou igual a 23; caso contrário, o fator de correção de *Bayes* (Equação 2.22) precisa ser utilizado.

$$u_A(x_i) = f_B \cdot s(\bar{x}) \quad (\text{Eq. 2.21})$$

$$\text{Onde: } f_B = \frac{(\sqrt{N-1})}{(N-3)} \text{ e } s(\bar{x}) = \frac{\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2}{N-1}}}{\sqrt{N}}, \text{ quando } 4 < N < 22. \quad (\text{Eq. 2.22})$$

A avaliação da Incerteza do Tipo B (Equação 2.23) é baseada em incertezas provenientes da calibração dos equipamentos e padrões, das especificações dos equipamentos e padrões, faixa de condições ambientais, desempenho do método de medição, entre outros. As parcelas de covariâncias não são apresentadas aqui, mas é necessário avaliar se são negligenciáveis ou não.

$$u_B(x_i) = \sqrt{u_B^2 \text{ calibração}(x_i) + u_B^2 \text{ especificação}(x_i) + u_B^2 \text{ condições ambientais}(x_i) + u_B^2 \text{ método}(x_i) \dots} \quad (\text{Eq. 2.23})$$

As magnitudes de cada componente da incerteza podem ser avaliadas por meio da medição das influências físicas identificadas em seus levantamentos, o que requer a contratação de laboratórios especializados. Uma forma mais simples e geralmente utilizada na quantificação das incertezas consiste no levantamento de informações a partir de estudos de repetitividade e reprodutibilidade, resultados experimentais, manuais de manufatura e especificações, documentos

técnicos e guias, artigos e estudos publicados. Outro procedimento válido é a simulação de experimentos, ou seja, análise de sensibilidade onde se realize a estimativa matemática de saídas usando uma equação e variando suas entradas.

Para transformar a componente de incerteza Tipo A ou B em uma incerteza padrão, deve-se dividir a componente da incerteza por um divisor que depende do grau de informação que se possui daquele componente da incerteza, o qual é representado por uma distribuição de probabilidade, conforme exemplificado na Tabela 2.11. Cada contribuinte da incerteza deve então ser representada como um valor de desvio padrão equivalente. Então, uma distribuição de probabilidade que caracteriza a dispersão dos dados precisa ser definida para cada componente de incerteza.

Tabela 2.11 – Tipos de componente de incerteza e suas respectivas distribuições de probabilidade e divisores

Tipo de componente de incerteza	Distribuição de probabilidade (Divisor)
Quando se conhecem apenas os valores máximos e mínimos de variação, por exemplo, o erro máximo admissível para um determinado equipamento.	Retangular ($\sqrt{3}$)
Quando se conhecem os valores máximos e mínimos de variação e o valor mais provável, por exemplo, o erro de posicionamento de um instrumento em uma marca de escala.	Triangular ($\sqrt{6}$)
Desvio padrão da média de um conjunto de N medições repetidas	t -Student (N)
Desvio padrão de dados históricos de repetitividade e/ou reprodutibilidade, na situação em que se tem apenas uma medição e não uma média.	t -Student (1)
Incerteza da calibração de equipamentos e padrões.	Normal ou t -Student, conforme certificado de calibração (1)
Certificado de calibração	Normal (k)
Escala do instrumento	Retangular ($2\sqrt{3}$)
Catálogo do instrumento	Retangular ($\sqrt{3}$)
Catálogo do instrumento	Triangular ($\sqrt{6}$)

Fonte: adaptado de Mendes (2011) e Homrich (2013)

Muitas vezes atribui-se um grau de liberdade infinito à avaliação da Incerteza do Tipo B quando tal atribuição deveria considerar a confiança existente na fonte da informação. Na Tabela 2.12 são apresentados alguns valores sugeridos para considerando a confiança depositada na fonte de informação.

Tabela 2.12 – Graus de liberdade v_B para avaliação da incerteza Tipo B

Qualidade da informação	v_B
Grosseira	8
Razoável	10
Boa	30
Excelente	100

Fonte: adaptado de Bentley (2005)

Passo 4 – Avaliação da incerteza combinada:

A avaliação da incerteza combinada requer a obtenção não apenas das incertezas do tipo padrão, mas também dos coeficientes de sensibilidade. Esses coeficientes representam o quanto a estimativa de saída y é influenciada por variações da estimativa de entrada e são calculados por meio das derivadas parciais de y em relação a cada variável x . Podem também ser determinados experimentalmente, com variações em uma variável de entrada mantendo as outras entradas constantes. Entretanto, se o modelo matemático da medição for uma pura soma de N observações, os coeficientes de sensibilidade serão todos iguais a 1,0 (um). Caso haja subtração, o sinal do coeficiente será negativo.

Conhecidas as incertezas do tipo padrão e os coeficientes de sensibilidade, as distribuições de probabilidade de cada componente da incerteza são combinadas para a estimativa da incerteza combinada (Equação 2.24).

$$u_c(y) = \sqrt{\sum_{i=1}^N c_i^2 u^2(x_i)} = \sqrt{\sum_{i=1}^N u_i^2(y)} \quad (\text{Eq. 2.24})$$

A incerteza combinada representa, portanto, uma faixa de dispersão que equivale a um desvio padrão, avaliado ao redor do resultado de medição. Efeitos de correlações existentes entre as variáveis de entrada x podem ser estimadas e incorporadas à incerteza combinada por meio do uso das Equações 2.25 e 2.26.

$$u_c^2(y) = \sum_{i=1}^N \left(\frac{\partial f}{\partial x_i}\right)^2 u^2(x_i) + 2 \sum_{i=1}^{N-1} \sum_{j=i+1}^N \frac{\partial f}{\partial x_i} \frac{\partial f}{\partial x_j} u(x_i, x_j) \quad (\text{Eq. 2.25})$$

ou

$$u_c^2(y) = \sum_{i=1}^N c_i^2 u^2(x_i) + 2 \sum_{i=1}^{N-1} \sum_{j=i+1}^N c_i c_j u(x_i, x_j) \quad (\text{Eq. 2.26})$$

Onde: $u(x_i, x_j)$ é a covariância entre x_i e x_j e $r(x_i, x_j) = \frac{u(x_i, x_j)}{u(x_i)u(x_j)}$ é o coeficiente de correlação estimado.

Essas duas equações são obtidas pela aproximação do modelo $f(x_1, \dots, x_n)$ por uma série de *Taylor* truncada de primeira ordem, considerando então uma relação linear entre $f(x_1, \dots, x_n)$ e as variáveis (x_1, \dots, x_n) . Caso haja conhecimento de alta não linearidade do modelo, pode ser mais adequado trabalhar com expressões para a incerteza combinada a partir do truncamento da série de *Taylor* em termos de ordem mais elevadas ou com Simulações de Monte Carlo para propagação de funções de densidade de probabilidade, PDFs.

Passo 5 – Avaliação da incerteza expandida:

A incerteza expandida U é estimada a partir da multiplicação do fator de abrangência k e da incerteza combinada, como expressa a Equação 2.27.

$$U = k \cdot u_c(y) \quad (\text{Eq. 2.27})$$

Similarmente ao intervalo de confiança, o intervalo de abrangência representa uma faixa de valores específicos. Um fator de abrangência (k) igual a 2, por exemplo, representa um intervalo de confiança de 95,45%. Quando a incerteza Tipo A é avaliada por um número reduzido de observações ($N < 30$), y é melhor representado por uma distribuição *t-Student* e o valor k passa a ser dependente do grau de liberdade efetivo $v_{eff} = (N - 1)$ que representa, então, a credibilidade sobre cada componente de incerteza. Para as componentes da incerteza que não são avaliadas por meio de uma série estatística de dados, o grau de liberdade efetivo (v_{eff}) pode ser estimado pela equação de *Welch-Satterthwaite* (Equação 2.28).

$$v_{eff} = \frac{u_c^4(y)}{\sum_{i=1}^N \frac{(c_i u(x_i))^4}{v_i}} = \frac{u_c^4(y)}{\sum_{i=1}^N \frac{u_i^4(y)}{v_i}} \quad (\text{Eq. 2.28})$$

A Tabela 2.12 apresenta os valores de k em função da probabilidade de abrangência e de v_{eff} calculado. Note que, como o valor de v_{eff} assume um valor inteiro, ele deve ser sempre arredondado para o menor inteiro mais próximo, de forma a garantir a confiança desejada.

Tabela 2.12 – Valores de k em função da probabilidade de abrangência e de v_{eff} calculado

Graus de liberdade efetivos (v_{eff} calculado)	Probabilidade de abrangência (%)					
	68,27	90	95	95,45	99	99,73
1	1,84	6,31	12,71	13,97	63,66	235,80
2	1,32	2,92	4,30	4,53	9,92	19,21
3	1,20	2,35	3,18	3,31	5,84	9,22
4	1,14	2,13	2,78	2,87	4,60	6,62
5	1,11	2,02	2,57	2,65	4,03	5,51
6	1,09	1,94	2,45	2,52	3,71	4,90
7	1,08	1,89	2,36	2,43	3,50	4,53
8	1,07	1,86	2,31	2,37	3,36	4,28
9	1,06	1,83	2,26	2,32	3,25	4,09
10	1,05	1,81	2,23	2,28	3,17	3,96
11	1,05	1,80	2,20	2,25	3,11	3,85
12	1,04	1,78	2,18	2,23	3,05	3,76
13	1,04	1,77	2,16	2,21	3,01	3,69
14	1,04	1,76	2,14	2,20	2,98	3,64
15	0,03	1,75	2,13	2,18	2,95	3,59
16	1,03	1,75	2,12	2,17	2,92	3,54
17	1,03	1,74	2,11	2,16	2,90	3,51
18	1,03	1,73	2,10	2,15	2,88	3,48
19	1,03	1,03	2,09	2,14	2,86	3,45
20	1,03	1,72	2,09	2,13	2,85	3,42
25	1,02	1,71	2,06	2,11	2,79	3,33
30	1,02	1,70	2,04	2,09	2,75	3,27
35	1,01	1,70	2,03	2,07	2,72	3,23
40	1,01	1,68	2,02	2,06	2,70	3,20
45	1,01	1,68	2,01	2,06	2,69	3,18
50	1,01	1,68	2,01	2,05	2,68	3,16
100	1,005	1,660	1,984	2,025	2,626	3,077
∞	1,000	1,645	1,960	2,000	2,576	3,000

Fonte: adaptado de BIPM (2008)

Passo 6 – Avaliação da representatividade da incerteza expandida:

A última etapa do processo de avaliação da incerteza de medições consiste em verificar se a incerteza avaliada representa adequadamente seu processo de medição, ou seja, se está super ou subavaliada. Deve-se verificar se os valores medidos estão próximos aos valores de referências ou da incerteza descrita nos certificados de calibração dos equipamentos. Basicamente, cabe comparar com os resultados apresentados em referências publicadas e no banco de dados do BIPM, disponíveis no endereço eletrônico: <https://kcdb.bipm.org>.

O valor da incerteza expandida deve ser arredondado para, no máximo, dois algarismos significativos (não confundir com casas decimais) e o valor numérico do resultado da medição deve ser arredondado para o mesmo número de casas decimais do valor da incerteza expandida. As regras usuais de arredondamento de números devem ser usadas, porém ressalta-se que o arredondamento deve ser feito para cima se for diminuir o valor numérico da incerteza em mais de 5% (HOMRICH, 2013).

2.6.3 Exemplo de avaliação de incerteza

Neste exemplo deseja-se avaliar as incertezas associadas às médias das vazões diárias de efluentes gerados numa empresa considerando o intervalo de uma semana de produção. A elaboração foi baseada do trabalho de Mendes (2011). Ressalta-se que nenhuma aproximação nos cálculos deve ser feita antes da obtenção da incerteza expandida. A vazão de efluentes (Q) da empresa foi medida por meio de uma calha *Parshall*. Os dados da vazão média diária (Q_j) estão apresentados na Tabela 2.13.

Tabela 2.13 – Dados de vazões médias diárias e respectivos desvios

Dias (j)	(m^3/h)
1	343,17
2	594,50
3	629,17
4	555,00
5	274,33
6	359,83
7	335,83

Fonte: adaptado de Mendes (2011)

Passo 1 – Definição do modelo matemático e do modelo de medição:

Na Equação 2.29 apresenta-se o modelo de medição da vazão medida com a incerteza associada.

$$Q = Q \pm \text{incerteza} \quad (\text{Eq. 2.29})$$

Se na Equação 2.26 for considerado a avaliação da incerteza de medição Tipo B, B_Q , têm-se que:

$$Q = Q \pm B_{Qj}$$

Se considerada a incerteza do Tipo A, a incerteza está associada ao desvio padrão da média do primeiro termo (Q) da equação. Q representa o valor médio

das indicações do instrumento de medição, ou seja, a série de observações independentes de medição: $\bar{Q} = \sum_{j=1}^7 Q_j / N = 441,69 \text{ m}^3/\text{h}$.

Passo 2 – Definição das componentes da incerteza:

Incerteza Tipo A: Estimada por meio do cálculo do desvio padrão experimental da média da vazão, o qual deve ser corrigido por um fator f_B porque o número de observações está contido no intervalo $4 < N < 22$.

Incerteza Tipo B: Baseada na incerteza fornecida pela Norma Técnica intitulada *Minimum Requirement for the Self-Monitoring of Effluent Flow*, publicada pela Agência Ambiental Britânica no ano de 2008, que estabelece uma incerteza típica de 4% da vazão de efluentes industriais medida na calha *Parshall*.

O grau de liberdade foi considerado igual a 10 (dez) considerando-se uma confiança razoável na qualidade das informações para a incerteza Tipo B. Essa decisão foi baseada na informação de que a empresa acompanha de maneira rigorosa essa medida, pois desembolsa um determinado valor monetário por volume gerado do efluente.

Passo 3 – Estimação das incertezas padrão:

Incerteza Tipo A:

$$u_A(Q) = f_B s(Q) = 67,34 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Onde } f_B = \frac{(\sqrt{7-1})}{\sqrt{(7-3)}} = 1,22, \quad s(Q) = \frac{\sqrt{\sum_{j=1}^7 (Q_j - 441,69)^2}}{\sqrt{7-1}} = 54,98 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Incerteza Tipo B: $u_B(Q) = 0,04 \times Q = 17,67 \text{ m}^3/\text{h}$

Passo 4 – Avaliação da incerteza combinada:

$$u_c(Q) = \sqrt{\sum_{j=1}^N c_j^2 u^2(x_j)} = \sqrt{u_A^2(Q) + u_B^2(Q)} = 67,36 \text{ m}^3/\text{h}$$

Onde, $c_j = 1$ dado que a variável do modelo é a própria média dos valores individuais.

Passo 5 – Avaliação da incerteza expandida:

Dado que $v_A(Q) = \sqrt{7}$, $v_B(Q) = 10$, tem-se:

$$v_{eff} = \frac{u_c^4(Q)}{\frac{u_A^4(Q)}{v_A} + \frac{u_B^4(Q)}{v_B}} = 6,8 \sim 6 \text{ e } k = 2,45 \text{ para um nível de confiança de 95\%}.$$

$$U = ku_c(Q) = \pm 170,06 \text{ m}^3/\text{h}$$

Passo 6 – Avaliação da representatividade da incerteza expandida:

A média da vazão de efluentes da empresa na semana avaliada pode, então, ser representada por:

$$Q = (441,69 \pm 170,56) \text{ m}^3/\text{h}$$

Assim, a representatividade da incerteza total é 37,4% do resultado.

Note que, quando considerada a incerteza associada ao equipamento de medição, o valor estimado da incerteza associada à vazão (170,56 m³/h) é maior do que o valor do desvio padrão tradicionalmente utilizado para representar a variabilidade das medidas, estimada por:

$$s(Q_j) = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^N (Q_j - \bar{Q})^2}{N-1}} = 145,46 \text{ m}^3/\text{h}$$

2.6.4 Avaliação de Incerteza – Terminologia

Calibração: o conjunto de operações que estabelecem, sob condições especificadas, a relação entre os valores indicados por um instrumento (calibrador) ou sistema de medição e os valores representados por uma medida materializada ou um material de referência, ou os correspondentes das grandezas estabelecidas.

Calibração de um modelo: ajuste de qualquer parâmetro físico, cinético, estequiométrico, dentre outros, para melhorar o ajuste do modelo aos dados medidos.

Erro aleatório: representa as causas de variações em observações repetidas do mensurando e pode ser reduzido aumentando o número de observações

Erro sistemático: é a diferença entre a média de um número considerado suficiente de medições e o resultado verdadeiro esperado.

Grandeza (mensurável): atributo de um fenômeno, corpo ou substância que pode ser qualitativamente distinguido e quantitativamente determinado. Os símbolos das grandezas estão definidos na norma ISO 31.

Fator de abrangência: pode ser interpretado como nível de confiança.

Intervalo de abrangência: intervalo em torno do resultado de medição que abrange uma fração p da distribuição de probabilidade, caracterizada por aquele resultado e sua incerteza padrão combinada, onde p é a probabilidade de abrangência. O intervalo de abrangência, apesar de ser muitas vezes confundido com intervalo de confiança, requer a determinação da incerteza expandida para o seu cálculo, ou seja, sua estimativa leva em consideração no seu cálculo várias fontes de incerteza e a propagação destas, e não apenas a incerteza tipo A.

Medição: conjunto de operações que têm por objetivo determinar um valor de uma grandeza.

Mensurando: grandeza específica submetida à medição.

Resultado da medição: melhor estimativa do valor verdadeiro de um mensurando.

Método de medição: sequência lógica de operações usadas na execução das medições (VIM 2004). Exemplos: métodos analógicos, métodos digitais, métodos de comparação, dentre outros.

Procedimento de medição: conjunto de operações, descritas especificamente, usadas na execução de medições particulares de acordo com um dado método.

Repetitividade: refere-se à variabilidade característica do instrumento de medição e decorre da sua capacidade de fornecer leituras repetidas muito próximas, quando sob as mesmas condições.

Reprodutibilidade: refere-se à capacidade de um sistema de medição de apresentar os mesmos resultados a partir da alteração nas condições de medição, tais como mudanças de avaliadores, diferentes turnos de trabalho ou alterações de processo.

Validação de um modelo: comparação das predições do modelo calibrado para dados diferentes e independentes dos utilizados na calibração do modelo.

Valor (de uma grandeza): expressão quantitativa de uma grandeza específica, geralmente sob a forma de uma unidade multiplicada por um número.

Bureau Internacional de Pesos e Medidas (BIPM): tem como objetivo principal assegurar a uniformidade das medições e a rastreabilidade ao Sistema Internacional das Unidades (SI).

Comitê Internacional de Pesos e Medidas (CIPM): é a mais alta autoridade no campo da ciência da metrologia e tem por tarefa principal garantir a uniformidade, em todo o mundo, das unidades de medida.

Instituto Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial (Inmetro): tem por missão “Prover confiança à sociedade brasileira nas medições e nos produtos, através da metrologia e da avaliação da conformidade, promovendo a harmonização das relações de consumo, a inovação e a competitividade do País” (<http://www.inmetro.gov.br/inmetro/oque.asp>).

RM: Rede Metrológica, com sede em vários estados do Brasil (Rio Grande do Sul, Minas Gerais, São Paulo etc.).

BIBLIOGRAFIA

ANA – AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. *Atlas esgoto: despoluição de bacias hidrográficas*. Agência Nacional de Águas, Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. Brasília, 2017.

AGUIAR, K.C. *Comparação dos potenciais de conservação de água com a prática do reúso de águas cinza e com a coleta segregada da urina humana em uma edificação residencial multifamiliar*. 2010. 129 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2010.

ABNT-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 12.209: Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários*. Rio de Janeiro, 2011.

_____. *NBR 9649: Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário*. Rio de Janeiro, 1986.

_____. *NBR 13969: Tanques sépticos – Unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos – Projeto, construção e operação*. Rio de Janeiro, 1997.

AZEVEDO NETTO, J.M. *Manual de Hidráulica*. São Paulo: Edgard Blücher Ltda., 1998.

BELIA E.; AMERLINCK, L.; BENEDETTI, B.; JOHNSON, G.; SIN, P.A.; VANROLLEGHEM, K.V. GERNAEY, S.; GILLOT, M.B.; NEUMANN, L.; RIEGER, A.; SHAW, A.; VILLEZ, K. Wastewater treatment modeling: dealing with uncertainties. *Water Science and Technology*, v. 60, p. 1929-1941, 2009.

BENTLEY, R.E. *Uncertainty in Measurement: The ISO Guide*. Sidney: National Measurement Institute of Australia, 2005.

BIPM et al. *Evaluation of measurement data – Guide to the expression of uncertainty in measurement*. 1.ed. Joint Committee for Guides in Metrology (JCGM), 2008.

BOTELHO, G.L.P. *Avaliação do consumo de água em domicílios: Fatores intervenientes e metodologia para setorização dos usos*. 2013. 197 p. Dissertação (Mestrado em Meio Ambiente, Águas e Saneamento – Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2013.

CARBONI, D.; GLUHAK, A.; McCANN, J.; BEACH, T. Contextualising water use in residential settings: a survey of non-intrusive techniques and approaches. *Sensors*, v. 16, n. 738, p. 1-20, 2016.

CHUI, Q.S.H.; ZUCCHINI, R.R.; LICHTIG, J. Qualidade de medições em química analítica. Estudo de caso: determinação de cádmio por espectrofotometria de absorção atômica com chama. *Química Nova*, v. 24, p. 374-380, 2001.

DPW – DEPARTMENT OF PUBLIC WORKS. REPUBLIC OF SOUTH AFRICA. *Small waste water treatment works*. DPW Design Guidelines. 2012. Disponível em: <http://www.publicworks.gov.za/PDFs/consultants_docs/Design_guidline_for_Small_Waste_Water_Treatment_Works.pdf>. Acesso em: 04 dez.2017.

DELMÉE, G.J. *Manual de medição de vazão*. São Paulo: Edgard Blücher Ltda., 2003.

De OREO, W.B. *Analysis of water use in new single-family homes*. Salt Lake City: Aquacraft Water Engineering & Management, 2011.

DOS SANTOS, L.V. *Medição de vazão de esgotos em ETE e EEE: alternativa técnica em substituição ao método indireto de medição de vazão por meio da curva característica das bombas de recalque*. 2014. 89p. Trabalho de conclusão de curso de graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental – Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2014.

EURACHEM WORKING GROUP. *Quantifying Uncertainty in Analytical Measurement*. Eurachem, 2000.

HELOU, L.C. Medição de vazão de esgoto. In: TSUTIYA, M.T.; ALEM SOBRINHO, P. (Orgs.). *Coleta e transporte de esgoto sanitário*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2011.

HOMRICH, D. Incerteza de Medição: Guia Prático do Avaliador de Laboratórios. *Rede Metrológica do Rio Grande do Sul*, p. 2-32, Porto Alegre, 2013.

INMETRO–INSTITUTO NACIONAL DE METROLOGIA, QUALIDADE E TECNOLOGIA. *Vocabulário Internacional de Metrologia (VIM)*. Conceitos fundamentais e gerais e termos associados. Tradução Grupo de Trabalho Luso-Brasileiro. Rio de Janeiro, 2012.

JORDÃO, E.P.; PESSÔA, C.A. *Tratamento de esgotos domésticos*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2014.

LAMPOGLIA, T.C.; MENDONÇA, S.R. *Alcantarillado condominial: una estrategia de saneamiento para alcanzar los objetivos del milenio en el contexto de los municipios saludables*. Lima: CEPIS, 2006.

MAIER H. D.; WATTENBACH, M.; RENSCHLER, C.S.; LABIOSA, W.B. *Uncertainty in Environmental Decision Making: Issues, Challenges and Future Directions*. USDA-ARS / UNL Faculty. 2008. Disponível em: <<http://digitalcommons.unl.edu/usdaarsfacpub/399>>. Acesso em: 15 abr. 2018.

MARTINS, M.A.F.; KALID, R.; NERY, G.A.; TEIXEIRA, L.A.; GONÇALVES, G.A.A. Comparação entre os métodos linear e não linear para estimativa da incerteza de medição. *Controle & Automação*, n. 21, p. 557-576, 2010.

MARA, D. *Domestic wastewater treatment in developing countries*. New York: Taylor and Francis, 2004.

MELLO, M. *Identificação de perfis de consumo de água intradomiciliar por equipamento hidráulico*. 2016. 92 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Industrial – Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2016.

MENDES, C. *Avaliação da incerteza de indicadores de desempenho ambiental: Estudo de caso*. 2011. 80 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Industrial) – Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2011.

METCALF & EDDY. *Tratamento de efluentes e recuperação de recursos*. 5ªed. New York: McGraw-Hill, 2016.

MORRISON, J.; FRIEDLER, E. A critical review of methods used to obtain flow patterns and volumes of individual domestic water using appliances. *Urban Water Journal*, v. 12, p. 328-343, 2014.

NOZAIC, D.J.; FREESE, S.D. *Process Design Manual for Small Wastewater Works*. Republic of South Africa, 2004.

OTTERPOHL, R. Black, brown, yellow, grey – The new colors of sanitation. *Water 21*, v. 3, p. 37-41, 2001.

PATERN, S.M. *Planning and installing sustainable onsite wastewater systems*. New York: McGraw-Hill, 2009.

PEREIRA, M.T.; TAIRA, N.M. Uma solução para a medição de vazão de esgoto em estações elevatórias. *Revista DAE*, v. 206, p. 71-88, 2017.

PERTEL, M. *Caracterização do uso da água e da energia associada à água em uma edificação residencial convencional e uma dotada de um sistema de reúso de águas cinza*. 2009. 104 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2009.

PORTO, R.M. *Hidráulica Básica*. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2006.

QASIM, S.R. *Wastewater treatment plants: planning, design and operation*. London: CRC Press, 1998.

RAN DU P.E.; BUTKUS, M.A.; STARKE, J.A. Incorporating Risk and Uncertainty into Undergraduate Environmental Engineering Curricula. In: AMERICAN SOCIETY FOR ENGINEERING EDUCATION ANNUAL CONFERENCE AND EXPOSITION, New Orleans, 2016.

RIOS, E.C.S.V. *Uso de águas amarelas como fonte alternativa de nutriente em cultivo hidropônico da alface (*Lactuca sativa*)*. 2008. 112 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2008.

SHAMMAS, N.K.; WANG, L.K. *Abastecimento de Água e Remoção de Resíduos*. Rio de Janeiro: Editora LTC, 2013.

SOARES, E.S.; OLIVEIRA-ESQUERRE, K.P.; AGUIAR, A.M.; BOTELHO, G.L.P.; KIPERSTOK, A. (no prelo) Development of a model to identify combined use

in residential water end uses. *Computer Aided Chemical Engineering Journal*, 2018.

TOMAZ, P. *Previsão de consumo de água*. São Paulo: Navegar, 2000.

TSUTIYA, M.T.; ALEM SOBRINHO, P. *Coleta e transporte de esgoto sanitário*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2011.

Aspectos qualitativos de correntes de esgotos segregadas e não segregadas

Cláudio Leite de Souza, André Bezerra dos Santos, Marcos Erick Rodrigues da Silva e Sérgio Francisco de Aquino

3.1 CONCEITOS BÁSICOS E QUALIDADE DE ESGOTOS EM CORRENTES NÃO SEGREGADAS

A composição dos esgotos domésticos que chegam ao sistema de tratamento varia significativamente em termos de tempo e local. Isso é em parte devido a variações nas quantidades descartadas das várias substâncias e compostos. Entretanto, as principais razões para grandes variações são o consumo de água nas residências, lançamentos de restos de alimentos pela pia da cozinha, lançamento clandestino de resíduos sólidos pelos poços de visita, a infiltração na rede coletora proveniente das águas de chuva, subterrâneas etc. e eventuais vazões pontuais, entre outros fatores. Certamente, os esgotos provenientes de sistemas descentralizados ou de empreendimentos habitacionais que chegam à Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) sanitário costumam ser bem mais concentrados do que os esgotos que chegam a ETE com características mais centralizadas, os quais são mais influenciados por alguns dos supramencionados fatores.

Os parâmetros de qualidade podem ser utilizados para várias finalidades, como caracterizar o esgoto afluente ao sistema de tratamento, avaliar a eficiência individual dos processos de tratamento e global da ETE, analisar a confiabilidade da ETE e verificar a estabilidade operacional do processo de tratamento, se o efluente da ETE cumpre os requisitos legais e se o esgoto tratado atinge a qualidade para o reúso (urbano, industrial, agrícola etc.), entre outras.

Os esgotos sanitários são constituídos de água (99,9% aproximadamente), motivo pelo qual podem ser utilizadas a maior parte das propriedades físicas da água, como densidade, viscosidade etc. O que não é água deve ser entendido como sólidos (0,1%), os quais podem estar nas formas dissolvida, coloidal e em suspensão, a depender do tamanho da partícula. A qualidade do esgoto ainda é influenciada por gases dissolvidos e pela natureza química dos só-

lidos, dividida em compostos orgânicos e inorgânicos, assim como pelas características microbiológicas, que são fortemente influenciadas por aspectos socioeconômicos.

A Figura 3.1 apresenta os pontos de coleta de corrente não segregada de esgotos sanitários utilizados nos estudos de caracterização da RENTED.

Nas seções que se seguem, os aspectos foram agrupados em poluentes físico-químicos convencionais, poluentes microbiológicos e contaminantes de preocupação emergente (CEC), tanto em correntes segregadas quanto em correntes não segregadas de esgotos. Por fim, o presente capítulo contempla um passo a passo para realização de estudos de eficiência e confiabilidade, assim como orientações básicas para coleta e determinações analíticas em amostras de esgotos.

Nº ICT	Sistema	ICT	Descrição	População (hab.)	Tipologia
1	1	UFC	ETE Aracapé III	6.145	UASB + cloração
		UFC	ETE Novo Mondubim	4.000	UASB + cloração
2	3	UFPE	ETE Mangueira	18.000	UASB + Lagoa de Polimento
		UFPE	ETE Janga	451.900	Lodo ativado
		UFPE	ETE Petrolândia	8.441	Lagoa Facultativa + 2 de Maturação
3	7	UFPA	ETE Vila da Barca		- UASB + Biofiltro aerado de leito submerso
		UFPA	ETE Rio Formoso	22.060	UASB + Lagoa Polimento + Filtros de Pedra
4	8	UFBA	ETE Vog Ville	1.000	UASB + wetlands construídos
		UFBA	ETE Speciale	1.000	UASB + Lodo ativado
5	10	UEPB	Interceptor		- Nenhuma
		UEPB	EE que alimenta SES ETE Dona Lindú		- Nenhuma
6	12	UFMG	ETE CePTS/ETE Arrudas	350	UASB + FBP
		UFMG	ETE Condomínio (Residencial Ipê Amarelo)	300	Nenhuma
7	14	UnB	Vicente Pires, DF - Residência Unifamiliar		5 Sistema compacto com tanque Imhoff com decantador laminar e filtro anaeróbio com decantador laminar (em duas partes, uma descendente e outra ascendente)
		UnB	ETE Experimental Park Way - DF (sendo instalada)		32 Reator Hidrobiológico + Filtro Anaeróbio + Wetlands construídos
		UnB	ETE Campus IFGolano-Rio Verde-conjunto de 10 residências Unifamiliares		12 Tanque Séptico + Sistema híbrido de duas wetlands construídas (fluxo vertical + fluxo horizontal subsuperficial)
8	17	UFSC	Rede coletora de esgotos do bairro Pantanal		- Nenhuma
9	18	UFSM	ETE Casa do estudante no Campus da UFSM		- TS + wetlands construídos
10	19	USP	ETE no Campus da USP		- TS + Wetlands construídos híbridos de fluxo subsuperficial vertical seguido de horizontal

Figura 3.1 – Pontos de coleta de corrente não segregada de esgotos sanitários utilizados nos estudos de caracterização da RENTED

3.1.1 Poluentes físico-químicos convencionais

Na sequência, serão colocadas informações básicas, conceituais e práticas, sobre os parâmetros mais relevantes e convencionais para acompanhamento operacional de ETEs, particularmente para aquelas pequenas localizadas em empreendimentos habitacionais. Contudo, é importante esclarecer que não basta simplesmente fazer ou contratar as análises laboratoriais; há que desenvolver um adequado planejamento de representatividade amostral para os vários parâmetros de acompanhamento, assim como garantir a credibilidade do

laboratório ou empresa responsáveis pela emissão do laudo de qualidade. Com isso, deve-se buscar a devida justificativa técnica para o número de amostras e análises, considerando de forma relevante a frequência para as coletas. Nesse sentido, importa muito a definição do tipo de amostragem (simples ou composta) necessária e/ou possível diante das realidades de cada pequena ETE e empreendimento. Além disso, cabe aos prestadores desse tipo de serviço observar os cuidados devidos durante as coletas, transporte e análise propriamente dita.

Composições típicas dos esgotos domésticos serão apresentadas em tabelas ao longo deste item, em quatro situações/classes típicas relacionadas às suas variações: Concentrado, Moderado, Diluído e Muito Diluído. A composição Concentrada representa casos com baixo consumo de água e/ou baixa infiltração na rede coletora, proveniente das águas de chuva, subterrâneas etc. A composição Diluída representa casos com elevado consumo de água e/ou elevada infiltração na rede coletora. Águas pluviais, em períodos chuvosos, podem adicionalmente tornar a composição Muito Diluída, uma vez que a maioria dos constituintes das águas de chuvas têm concentrações bem baixas comparadas aos esgotos domésticos habituais (HENZE; LEDIN, 2001). Por fim, a composição Moderada naturalmente tende a trazer a concentração mais comumente encontrada em casos (condição mediana), nos seus vários locais e instantes. Os valores de referência/típicos que serão apresentados devem ser interpretados com o devido cuidado e bom senso. Em caso de concentrações intermediárias pode-se classificar o esgoto, para o parâmetro em questão, como uma combinação de duas classes, tendendo mais a uma ou a outra classe quanto mais próximo estiver da mesma.

3.1.1.1 Sólidos

A poluição contida nas águas residuárias e esgotos pode, primeiramente, ser entendida como sólidos contidos em mistura em meio líquido. Sólidos de pequenas dimensões (solúveis ou dissolvidos) e os de maiores dimensões (suspensos) podem ser de diferentes naturezas específicas, porém ambos são poluição em potencial. A fração coloidal costuma ser analisada conjuntamente com a fração dissolvida, exceto quando se pretende análise mais específica, caso em que se seleciona um filtro de poro com dimensões menores do que as usuais, conforme descrito abaixo.

O parâmetro mais global em termos de sólidos é: Sólidos Totais (ST). Os sólidos totais incluem: Sólidos Dissolvidos Totais (SDT) e Sólidos em Suspensão Totais (SST). A separação entre SDT e SST é dada por um filtro de fibra de vidro. Se-

gundo APHA (2012), este filtro deve ter poros com dimensões próximas de 1,2 μm (micrometros).

Infelizmente, o teste de SST, apesar das relevantes aplicações práticas, tem apresentado deficiências, sobretudo relacionadas com a padronização mais exata do filtro e do sistema de filtração. Um exemplo, bastante problemático para determinação desse parâmetro, é o preparo inadequado dos elementos filtrantes (passar água deionizada através do filtro e levar ao forno para secar) antes de sua pesagem inicial (tara), pois algum material do filtro pode se soltar durante a filtração, proporcionando uma leitura sem acurácia.

Os ST, também os SST e SDT, podem ser fracionados em voláteis e fixos, respectivamente, STV e STF. Se forem os SST, fracionam-se em SSV e SSF. Por sua vez os SDT, em SDV e SDF. O que determina fundamentalmente essa divisão entre voláteis e fixos é a combustão térmica em forno à temperatura de 500-550 °C, durante tempo adequado, relativo à quantidade de sólidos existente no recipiente ou filtro. A fração volátil ou que sofre combustão tem usualmente relação com a fração orgânica da amostra e é calcinada na temperatura de 500-550 °C. A fração residual (fixa) tem relação com o material inerte presente, como areia, argila, alguns compostos inorgânicos etc.

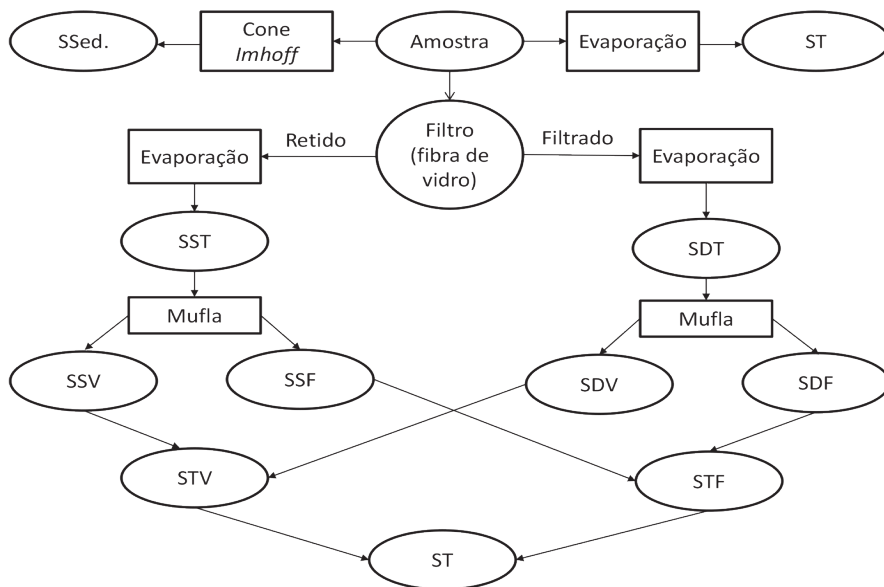
A análise das frações de sólidos pode ter outras aplicações, como análise indireta da quantidade de microrganismos no tanque de aeração de sistemas de lodo ativado (SSVTA = sólidos suspensos voláteis no tanque de aeração) e reatores UASB (SSV), assim como revelar possíveis problemas operacionais do tratamento preliminar – por exemplo, quando o aporte de areia nos sistemas biológicos é aumentado, se revelando pelo aumento da fração fixa no lodo, o que pode inclusive comprometer a eficiência do sistema de tratamento, principalmente os que empregam reatores de alta taxa como o UASB.

Por fim, também de grande relevância prática, particularmente no dia a dia de pequenas ETEs, tem-se o parâmetro sólidos sedimentáveis (SSed). É de muito fácil determinação, por demandar somente um recipiente próprio denominado Cone *Imhoff*, além de 1 litro da amostra a ser analisada, simples ou composta, que durante 1 hora permanece em repouso, em processo de decantação. Ao final desse tempo, mede-se, por meio da graduação do Cone, o volume acumulado a partir do fundo (mL/L). Além dessa informação de SSed obtida, pode-se também aproveitar o ensejo para observar e anotar outras características do tipo: cor do líquido decantado, cor dos sólidos sedimentados, odor aparente da amostra etc.

Em sistemas de lodo ativado, a análise do parâmetro sólidos sedimentáveis de uma amostra coletada no tanque de equalização pode revelar a qualidade do lodo biológico formado e evitar certos problemas operacionais, como o intumescimento do lodo (*sludge bulking*). Além disso, o padrão nacional de lançamento de efluentes, estabelecido na Resolução CONAMA nº 430/2011 (BRASIL, 2011), determina que os efluentes de qualquer fonte poluidora somente poderão ser lançados diretamente no corpo receptor se contiverem SSed inferiores a 1 mL/L.

O esgoto bruto, logo na chegada da ETE, pode conter também sólidos grosseiros (trapos, galhos, pequenos animais, areia etc.). Tais sólidos são praticamente impossíveis de serem avaliados pelas análises usuais de caracterização de esgotos. Portanto, o esgoto bruto é normalmente considerado e coletado somente após o tratamento preliminar.

Na Figura 3.2 apresentam-se os tipos e relações das classificações dos sólidos presentes em amostras de águas residuárias e esgotos.



Legenda: SSed.: sólidos sedimentáveis; ST: sólidos totais; SST: sólidos suspensos totais; SDT: sólidos dissolvidos totais; SSV: sólidos suspensos voláteis; SSF: sólidos suspensos fixos; SDV: sólidos dissolvidos voláteis; SDF: sólidos dissolvidos fixos; STV: sólidos voláteis totais; STF: sólidos fixos totais.

Figura 3.2 – Diferentes frações de sólidos em amostras de esgoto

Fonte: Metcalf & Eddy (2016)

A Tabela 3.1 mostra as concentrações de poluentes da série de sólidos para esgotos domésticos por referências tradicionais.

Na Tabela 3.2 apresentam-se os valores de caracterização do parâmetro sólidos por Estado/Universidade participante da RENTED, por meio da estatística descritiva: 3º quartil (percentil 75%), média, mediana (percentil 50%), 1º quartil (percentil 25%), além do número total de dados (N).

Percebe-se que, em termos medianos (percentil 50%), o esgoto da Paraíba apresentou os maiores valores de ST, provavelmente devido ao menor consumo de água ou mesmo pelo lançamento clandestino de resíduos sólidos na rede, mas ainda assim estava dentro da faixa considerada ‘moderada’. Por outro lado, o esgoto do Pará apresentou os menores valores medianos de concentração, o que provavelmente deveu-se ao maior consumo de água ou a maior infiltração de água subterrânea ou pluvial (clandestina) naquele estado, já que Belém é conhecida pela sua elevada precipitação pluviométrica.

Tabela 3.1 – Concentrações típicas de sólidos em esgotos domésticos

Parâmetro	Concentração no esgoto doméstico (mg/L)				Obs.
	Concentrado	Moderado	Diluído	Muito diluído	
ST	1450	970	610	390	Sol. Totais
SST	450	300	190	120	Sol. Susp. Tot.
SSV	320	210	140	80	Sol. Susp. Vol.
SDT	1000	670	420	270	Sol. Diss. Tot.
SDV	380	250	160	100	Sol. Diss. Vol.
SSed	15	7	4	3	Sol. Sediment. em mL/L

Fonte: adaptado de Henze e Ledin (2001) e von Sperling (2015)

Tabela 3.2 – Concentrações de sólidos em esgotos domésticos obtidos na RENTED

Parâmetro	Concentrações (mg/L)				N	Referência
	75%	Média	50%	25%		
Sol. Totais – ST	833	764	679	531	278	Geral – RENTED
	702	591	559	491	20	PE – UFPE
	978	821	865	746	28	PB – UEPB
	900	811	800	700	13	BA – UFBA
	573	519	478	392	41	PA – UFPA
	1048	960	773	653	91	DF – UnB
	700	667	674	662	13	SP – USP
	743	700	563	474	54	MG – UFMG
	697	670	646	609	18	RS – UFSM

(continua)

ST fixos	462	417	364	282	176	Geral – RENTED
	559	483	501	266	14	PB – UEPB
	900	775	800	700	21	BA – UFBA
	332	312	310	276	13	SP – USP
	318	314	211	150	54	MG – UFMG
	441	397	384	351	74	RS – UFSM
ST voláteis	506	487	401	316	171	Geral – RENTED
	498	397	461	313	14	PB – UEPB
	500	439	400	400	21	BA – UFBA
	358	355	352	334	13	SP – USP
	433	546	343	274	54	MG – UFMG
	586	498	449	363	69	RS – UFSM
Sol. Sed. (mL/L)	8,0	5,8	4,0	2,0	179	Geral – RENTED
	8,0	5,7	4,0	4,0	21	BA – UFBA
	2,3	1,7	1,4	0,3	12	SP – USP
	5,0	3,8	3,0	1,7	49	MG – UFMG
	8,5	6,2	6,0	3,0	23	MG – UFMG-2
	9,8	7,7	4,7	2,0	74	RS – UFSM

3.1.1.2 pH, alcalinidade e temperatura

O Potencial Hidrogeniônico (pH) representa a atividade de íons hidrogênio (H^+) ou hidrônio (H_3O^+), de forma mais precisa, em meio aquoso, em soluções diluídas, em escala antilogarítmica (base 10), e indica a condição do meio líquido quanto à acidez, neutralidade ou alcalinidade. Para temperatura de 25 °C, na qual o valor da constante de dissociação da água é $K_w = 1.10^{-14}$, os valores de pH variam de 1 a 14, sendo 7 o valor neutro, isto é, abaixo de 7 o meio é ácido e acima de 7 o meio é básico/alcalino.

A alcalinidade representa a capacidade de um meio aquoso de resistir a mudanças de abaixamento de pH, isto é, a medida da quantidade de íons na água que reagirão para neutralizar os compostos ácidos presentes ou formados. Os principais constituintes da alcalinidade são os bicarbonatos (quando $pH < 8,3$), os bicarbonatos e os carbonatos ($8,3 \leq pH \leq 10$), e os carbonatos e os hidróxidos ($pH > 10$).

Como o pH em sistemas biológicos de tratamento de esgotos descentralizados de empreendimentos habitacionais tende a ser próximo da neutralidade (6,5 a 8,0), a principal fonte de alcalinidade são os bicarbonatos. Contudo, durante o tratamento de esgoto, processos biológicos oxidativos (p. ex.: nitrificação) ou fermentativos (p. ex.: acidogênese) podem consumir a alcalinidade do meio, a

qual, caso atinja baixos teores, pode provocar redução do pH com eventuais consequências prejudiciais à atividade biológica de alguns importantes microrganismos do sistema. Além disso, o abaixamento do pH contribui para o maior desprendimento de gás sulfídrico (H_2S) da fase aquosa, levando a problemas de corrosão nas unidades das estações de tratamento de esgoto.

A temperatura mede a quantidade de calor de um ambiente. Para sistemas biológicos, as temperaturas adequadas de sobrevivência e atividade de microrganismos podem influenciar diretamente a eficiência de tratamento. A cinética dos processos metabólicos microbianos melhora com o aumento da temperatura até um ponto considerado ótimo, a partir do qual rapidamente há perda de atividade por desnaturação proteica das enzimas envolvidas no tratamento. Usualmente, a temperatura dos esgotos sanitários é inferior a 35 °C, motivo pelo qual não se utiliza resfriamento, como em algumas estações de tratamento de efluentes industriais. A temperatura deve ser medida preferencialmente *in loco* e diretamente no meio líquido.

A Tabela 3.3 apresenta valores de pH e alcalinidade em esgotos a partir de referências tradicionais. No caso da temperatura dos esgotos, a faixa típica acompanha, de forma atenuada, a temperatura ambiente da região em questão.

Tabela 3.3 – Valores típicos de pH e alcalinidade em esgotos domésticos

Parâmetro	Concentração no esgoto doméstico				Obs.
	Concentrado	Moderado	Diluído	Muito diluído	
Alcalinidade	250	200	185	100	mgCaCO ₃ /L
pH	6,7 a 8,0				Faixa típica

Fonte: adaptado de Henze e Ledín (2001) e von Sperling (2015).

Na Tabela 3.4 apresentam-se os valores de caracterização dos parâmetros pH, alcalinidade e temperatura por estado/Universidade participante da RENTED, por meio da estatística descritiva: 3º quartil (percentil 75%), média, mediana (percentil 50%), 1º quartil (percentil 25%), além do número total de dados (N).

Percebe-se que em termos medianos (percentil 50%) o pH variou dentro da faixa da neutralidade para a maioria dos estados, exceção feita ao Distrito Federal, que apresentou um esgoto levemente mais ácido, e Pernambuco, que apresentou um esgoto levemente mais básico. A interação da água com rochas e solo determina sua composição, o que pode explicar o caráter mais básico do esgoto pela presença de íons (p. ex.: carbonatos e bicarbonatos) que conferem alcali-

nidade. Além disso, a maior presença de íons amônio como forma nitrogenada pode levar à elevação do pH do esgoto. Por outro lado, esgotos mais ácidos podem ser decorrentes de maior comprimento de rede e início de degradação anaeróbia, que produz ácidos orgânicos responsáveis pelo abaixamento do pH.

Tabela 3.4 – Valores de pH, alcalinidade e temperatura em esgotos domésticos obtidos na RENTED

Parâmetro	Concentrações (mg/L)				N	Referência
	75%	Média	50%	25%		
pH	7,6	7,3	7,3	6,9	396	Geral – RENTED
	7,1	7,1	7,0	7,0	21	CE – UFC
	8,4	8,0	7,9	7,6	49	PE – UFPE
	7,7	7,5	7,4	7,1	51	PB – UEPB
	7,7	7,6	7,6	7,5	15	BA – UFBA
	6,9	6,7	6,7	6,5	91	DF – UnB
	7,3	6,9	7,0	6,7	36	SP – USP
	7,7	7,7	7,7	7,6	23	MG – UFMG
	7,4	7,3	7,3	7,2	91	SC – UFSC
	7,9	7,7	7,7	7,4	19	RS – UFSM
Alcalinidade	350	268	240	192	278	Geral – RENTED
	230	219	205	191	56	PE – UFPE-1
	210	195	201	172	6	PE – UFPE-2
	216	217	213	203	5	PE – UFPE-3
	120	124	112	104	13	PE – UFPE-4
	354	334	320	308	25	PB – UEPB
	323	293	301	264	21	BA – UFBA
	209	189	200	170	42	DF – UnB
	284	259	258	237	13	SP – USP
	167	161	155	137	23	MG – UFMG-2
429	390	404	355	74	RS – UFSM	
Temperatura	27,2	24,4	24,1	21,3	233	Geral – RENTED
	30,6	29,0	29,3	28,0	57	PE – UFPE-1
	29,8	28,4	28,3	26,9	6	PE – UFPE-2
	31,0	28,9	30,6	26,0	5	PE – UFPE-3
	27,3	25,8	27,0	26,0	15	PE – UFPE-4
	26,0	24,9	25,0	24,0	21	BA – UFBA
	21,2	20,6	20,5	20,2	34	MG – UFMG-2
	23,6	23,1	22,6	22,3	23	RS – UFSM

3.1.1.2 Matéria orgânica

Dos principais processos poluidores relacionados aos esgotos, o aporte de elevadas cargas de matéria orgânica pode provocar a desoxigenação dos corpos receptores, advinda da respiração aeróbia, que muitas vezes é superior à capaci-

dade de produção de oxigênio dissolvido (OD), a partir da reaeração atmosférica (principalmente) e fotossíntese algal. Quando isso ocorre, há a depleção da concentração de OD no corpo d'água, muitas vezes chegando ao valor mínimo nos períodos noturnos, onde não há fotossíntese algal, o que ocasiona a morte de seres aeróbios (peixes, por exemplo). Por vezes o OD chega a valores baixíssimos, deixando o corpo d'água em condições totalmente anaeróbias, o que resulta na produção e desprendimento de gases fétidos, como o sulfeto de hidrogênio.

Nesse sentido prático, não importa muito qual é a constituição química específica (lipídeos, carboidratos, proteínas etc.), mas essencialmente o montante orgânico, em unidade de concentração (massa por volume), que demanda oxigênio dissolvido para sua estabilização. Soma-se a isso a dificuldade analítica associada à especiação do conteúdo orgânico presente em matriz complexa como o esgoto. Assim, a análise da presença de matéria orgânica não estabilizada é feita de forma indireta, com base no consumo de oxigênio necessário para sua oxidação biológica/bioquímica ou química.

Nesse contexto, os parâmetros bastante convencionais e complementares são: $DBO_{5,20}$ ¹ ou DBO (Demanda Bioquímica de Oxigênio) e DQO (Demanda Química de Oxigênio). Ambos medem a propriedade do material orgânico indistinto de consumir oxigênio no seu processo de conversão, respectivamente, bioquímica (oxidação mediada por microrganismos aeróbios) e química (oxidação pelo uso de dicromato de potássio em meio ácido) em testes laboratoriais.

Existe ainda a análise do Carbono Orgânico Total (COT), que mede diretamente o principal constituinte da matéria orgânica de uma amostra, mas que não revela nada sobre sua biodegradabilidade. O COT ainda é de uso bastante limitado no nosso País, principalmente porque raramente é presente nas legislações ambientais como parâmetro de lançamento ou classificação de corpos d'água. Quando há filtração da amostra, usualmente com filtro de 0,45 micra, mede-se o Carbono Orgânico Dissolvido (COD).

Os parâmetros DBO e DQO têm várias limitações (bastante reportadas na literatura), mas são muito práticos e usuais. Particularmente, a realização dos dois nas mesmas amostras consegue fornecer informações bem aprofundadas, seja para esgoto bruto, seja para esgoto tratado.

¹ $DBO_{5,20}$ = Demanda Bioquímica de Oxigênio realizada a 5 dias de incubação e 20 °C de temperatura.

Importa enfatizar que a DBO é um parâmetro que mede tão somente a matéria orgânica biodegradável sob condições aeróbias, ao passo que a DQO mede toda matéria orgânica passível de oxidação pelo dicromato em meio ácido, ou seja, não somente a parte biodegradável, mas também aquela de difícil biodegradação (em termos práticos, não biodegradável ou recalcitrante). Eventualmente, a DQO pode trazer falsas interpretações ao laudo porque também contabiliza alguma matéria não orgânica, como efluentes que contêm sulfeto e outras espécies reduzidas (p. ex.: Fe II, Mn II), que demandam oxigênio para sua oxidação.

A principal vantagem da DQO é o tempo de análise, usualmente 3h, contra os 5 dias do teste da $DBO_{5,20}$, além da maior reprodutibilidade, uma vez que não depende de catalisadores vivos (microrganismos aeróbios). A relação DQO/DBO é muito útil para se ter uma ideia das características de biodegradabilidade do esgoto, sendo próxima de 2 para esgotos sanitários. Um outro aspecto é que muitos sistemas de tratamento de esgotos são dimensionados com base na carga de DBO afluente, e outros com base na carga de DQO.

Além da DBO e DQO ditas totais, a partir do esgoto coletado e totalmente misturado, é possível e interessante também realizar a DBO e DQO filtradas, a partir do esgoto coletado, misturado e passado por membranas filtrantes (mesmo filtro usado na análise de SST: 1,2 μm). Tais parâmetros filtrados (solúveis), e os complementos particulados (suspensos), permitem adicionalmente entender melhor a performance operacional do tratamento. Por exemplo, sistemas que estão sobrecarregados hidráulicamente podem ter elevada DQO total efluente, ocasionada pela perda de sólidos (biomassa), mas baixa DQO solúvel.

A Tabela 3.5 apresenta as concentrações típicas de matéria orgânica em esgotos domésticos por referências tradicionais.

Na Tabela 3.6 apresentam-se os valores de caracterização do parâmetro Matéria Orgânica por estado/Universidade participante da RENTED, por meio da estatística descritiva: 3º quartil (percentil 75%), média, mediana (percentil 50%), 1º quartil (percentil 25%), além do número total de dados (N).

Tabela 3.5 – Concentrações típicas de matéria orgânica em esgotos domésticos

Parâmetro	Concentração do esgoto doméstico (mg/L)				Obs.
	Concentrado	Moderado	Diluído	Muito diluído	
DBO	350	250	150	100	5 dias e 20 °C
DBO _{última} ²	530	380	230	150	
DQO	740	540	320	210	
DQO _{susp.}	440	320	190	130	Suspensa
DQO _{diss.}	300	210	130	80	Dissolvida
COT	250	180	110	70	

Fonte: adaptado de Henze e Ledin (2001) e von Sperling (2015)

Tabela 3.6 – Concentrações de matéria orgânica em esgotos domésticos obtidos na RENTED

Parâmetro	Concentrações (mg/L)				N	Referência
	75%	Média	50%	25%		
DBO	578	414	371	238	265	Geral – RENTED
	285	260	265	245	21	CE – UFC
	118	109	95	81	19	PE – UFPE
	389	366	315	291	4	BA – UFBA
	192	191	150	105	39	PA – UFPA
	835	730	697	647	59	DF – UnB
	493	430	450	390	13	SP – USP
	398	322	314	254	45	MG – UFMG
	534	468	482	384	50	SC – UFSC
	660	447	300	270	15	RS – UFSM
DQO	981	734	646	414	437	Geral – RENTED
	1395	1005	1156	574	21	CE – UFC
	281	242	180	124	41	PE – UFPE
	491	446	456	389	51	PB – UEPB
	837	767	715	682	15	BA – UFBA
	640	498	416	292	50	PA – UFPA
	1452	1339	1356	1168	83	DF – UnB
	650	613	605	506	13	SP – USP
	677	556	488	381	53	MG – UFMG
	852	750	752	629	91	SC – UFSC
962	732	530	484	19	RS – UFSM	
DQO dissolvida	518	311	221	131	272	Geral – RENTED
	590	457	571	326	21	CE – UFC
	90	87	58	40	40	PE – UFPE
	175	133	140	77	50	PB – UEPB
	383	363	362	320	15	BA – UFBA
	191	172	150	123	42	PA – UFPA
	643	541	530	443	91	SC – UFSC
	261	237	222	207	13	RS – UFSM
Carbono orgânico dissolvido – COD	95	86	77	60	122	Geral – RENTED
	170	139	150	102	20	BA – UFBA
	88	75	73	58	102	SC – UFSC

² DBO_{última} = Demanda Bioquímica de Oxigênio realizada a 20 dias ou mais de incubação.

Percebe-se, com base na DBO mediana (percentil 50%), que os esgotos de Paraíba e Pernambuco podem ser considerados diluídos, ao passo que o esgoto de Brasília seria muito concentrado, o que é, de certa forma, corroborado pela análise de DQO. Em termos gerais, as medianas da DBO e DQO foram, respectivamente, 371 e 646 mg/L, com relação DBO/DQO \approx 0,6 ou DQO/DBO \approx 1,7 que indica uma boa característica de biodegradabilidade dos esgotos sanitários, como se esperava. Os dados apresentados na Tabela 3.6 indicam ainda que, o carbono orgânico dissolvido (COD) representou cerca de 38% e 14% da DQO dissolvida dos esgotos analisados pela UFBA e UFSC, respectivamente, e cerca de 28% em termos medianos.

Valores típicos para a relação DBO/DQO para esgoto sanitário bruto estão na faixa de 0,3 a 0,8. Se o esgoto bruto apresentar DBO/DQO maior ou igual a 0,5, é indicada a utilização de processos biológicos de tratamento. Caso a relação seja inferior a 0,3, é provável que o esgoto apresente elevada fração de matéria não biodegradável, indicando como melhor a utilização de tratamento físico-químico, combinado ou não a tratamento biológico. A Tabela 3.7 apresenta faixas de valores das relações entre os parâmetros indicadores de matéria orgânica em diferentes tipos de esgotos. Segundo Golueke (1977), o carbono orgânico total (COT) pode ser estimado no esgoto em função da concentração de sólidos voláteis pela seguinte relação: $COT (mg/L) = 0,55 \times STV (mg/L)$. Contudo, recomenda-se que, dada a variabilidade dos esgotos (ver Tabela 3.6), tais relações sejam estabelecidas a partir de séries históricas de dados experimentais para representar a composição do esgoto em determinada localidade.

Tabela 3.7 – Comparação das relações de diversos parâmetros utilizados para caracterizar o esgoto

Tipo de esgoto	DBO/DQO	DBO/COT
Sem tratamento	0,3 – 0,8	1,2 – 2,0
Após sedimentação primária	0,4 – 0,6	0,8 – 1,2
Efluente tratado	0,1 – 0,3	0,2 – 0,5

Fonte: Metcalf & Eddy (2016)

Nas Figuras 3.3 e 3.4 apresenta-se exemplo de balanço material do parâmetro DQO em processos de tratamento aeróbio e anaeróbio de tratamento de esgotos. Percebe-se que, no processo anaeróbio, parte da DQO afluente ao reator

é removida pela sua conversão em células de microrganismos (DQO_{cel}) e pela produção de metano (DQO_{CH_4}), que por ser um gás pouco solúvel em água escapa da fase líquida. Em processos anaeróbios, grande parte da energia disponível (“elétrons equivalentes” na forma de compostos reduzidos ou DQO) é direcionada, via processos fermentativos, à produção de metabólitos (AGVs), que são subsequentemente convertidos a metano. Devido à ausência de oxigênio como acceptor final de elétrons, apenas uma pequena parte da energia disponível é recuperada e utilizada pelos microrganismos anaeróbios na síntese de novas células. Com isso, há menor produção de lodo, sendo a maior parte da DQO afluyente direcionada à produção de um gás que, por ser reduzido e conter a maior parte dos elétrons equivalentes afluyente ao reator, pode ser oxidado (queimado) e utilizado como combustível.

Por sua vez, a DQO não removida no processo anaeróbio, ou seja, que sai do reator nas formas dissolvida e/ou particulada, é constituída essencialmente por material inerte/recalcitrante afluyente (DQO_{rec}) ou por material residual (DQO_{resid}) que, embora não seja recalcitrante no sentido estrito, não foi removido durante o tratamento por algum motivo. Compõem a DQO_{resid} compostos biodegradáveis (DQO_{bio} – p. ex.: proteínas, lipídeos) não removidos nas condições de operação do reator, bem como compostos produzidos durante o tratamento, tais como produtos microbianos solúveis – *soluble microbial products* (DQO_{SMP}) e ácidos graxos voláteis (DQO_{AGV}). Embora os ácidos graxos voláteis sejam os principais metabólitos da digestão anaeróbia, em condições normais de tratamento de esgoto sanitário eles não se acumulam no meio, uma vez que são convertidos a metano por reações sequenciais catalisadas por diferentes grupos de microrganismos (AQUINO; CHERNICHARO, 2005).

Em processo aeróbio, em que há oxigênio dissolvido para atuar como acceptor final de elétrons, a utilização dos doadores de elétrons (compostos reduzidos que causam DQO) resulta na geração de grande quantidade de energia, que é utilizada pelos microrganismos aeróbios na síntese celular. Dessa forma, a remoção de DQO é associada à geração de lodo, uma vez que o uso de oxigênio não leva à produção de produtos reduzidos, tal qual o metano formado em condições anaeróbias. De fato, nos processos aeróbios, cerca de 50% da DQO biodegradável afluyente é convertida em novas células. Deve-se destacar que a eventual formação de biopolímeros, seja para reserva energética (p. ex.: polihidroxicanoatos – PHA) ou outra função celular (p. ex.: polímeros extra-

celulares – ECP ou EPS), demanda elétrons equivalentes (ou DQO), mas como tais compostos estão associados à biomassa (interna ou externamente), tal investimento energético já estaria computado na forma de DQO_{cel} .

Por sua vez, a DQO efluente dos reatores anaeróbios será constituída pela DQO residual – nesse caso constituída por DQO_{bio} não removida nas condições impostas e por DQO_{SMP} – e pela DQO recalcitrante, que permanece inalterada durante todo o processo de tratamento.

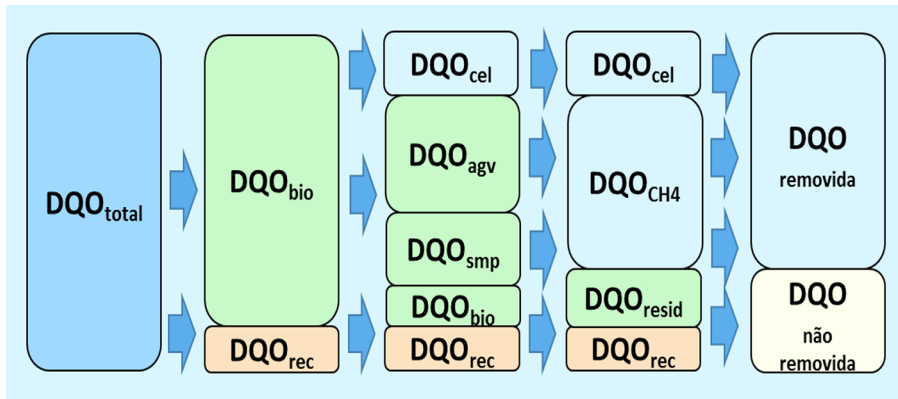


Figura 3.3 – Balanço de DQO ao longo do processo de degradação anaeróbia

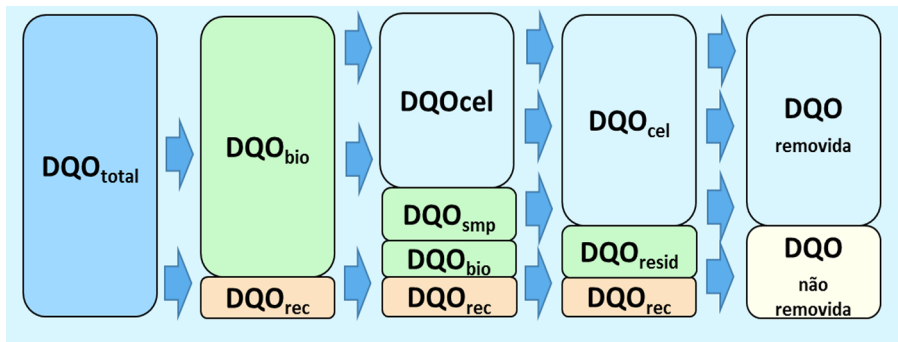


Figura 3.4 – Balanço de DQO ao longo do processo de degradação aeróbia

Em que:

- DQO_{bio} = DQO afluyente biodegradável
- DQO_{rec} = DQO afluyente recalcitrante

- DQO_{cel} = DQO convertida em células (biomassa)
- DQO_{CH_4} = DQO convertida em gás metano (CH_4)
- DQO_{SMP} = DQO na forma de produtos microbianos solúveis (SMP – soluble microbial products)
- DQO_{AGV} = DQO na forma de ácidos graxos voláteis (AGV)
- DQO_{resid} = DQO residual, constituída de compostos biodegradáveis (DQO_{bio}) afluentes e não removidos por algum motivo e por compostos produzidos durante o tratamento (p. ex.: AGV e SMP).

3.1.1.3 Óleos e Graxas e Detergentes

Óleos e Graxas

Óleos e Graxas é um parâmetro de qualidade que avalia o efeito provocado, em geral, por compostos orgânicos hidrofóbicos (passíveis de serem extraídos por hexano durante a análise), e pode ser considerado de grande relevância face aos problemas e necessidades que podem suscitar. Em termos mais exatos, o procedimento laboratorial clássico, que envolve a extração com hexano do material adsorvido em um sólido hidrofóbico (terra diatomácea), contabiliza gorduras animais e óleos vegetais, bem como graxas e óleos minerais (querosene, lubrificantes etc.). Os compostos que constituem os óleos vegetais e as gorduras são quimicamente muito semelhantes, isto é, são triglicerídeos, ou seja, ésteres formados pela ligação de ácidos graxos de cadeia longa a álcoois, dos quais o glicerol é o composto representativo (METCALF & EDDY, 2016).

Nos laudos de qualidade de água, o parâmetro Óleos e Graxas é denominado ainda como substâncias solúveis em hexano, e separado, algumas vezes, em óleos e gorduras animais e vegetais. Nesse sentido, a Resolução CONAMA nº 430/2011 faz tal distinção ao determinar em 20 mg/L o limite para lançamento de óleos minerais e em 50 mg/L para óleos vegetais e gorduras animais, reconhecendo assim o maior impacto (maior toxicidade, menor biodegradabilidade) dos primeiros.

Dentre problemas relacionados ao parâmetro Óleos e Graxas, tem-se a dificuldade de solubilização e, portanto, de degradação natural. Verifica-se o acúmulo destes nas redes coletoras de esgotos, muitas vezes ocorrendo extravasamento nos poços de visita, e na própria ETE, causando entupimento, formação de espuma, odor, insetos etc. Em reatores UASB, a espuma formada no separador trifási-

co interfere negativamente na coleta do biogás, motivo pelo qual novos sistemas já contemplam uma calha removedora de espuma, localizada no separador trifásico. Tais fatos criam barreiras aos fluxos de líquido, em coleta e transporte, e de gases formados. Obviamente, caso não sejam retirados no sistema de tratamento, os compostos causadores de Óleos e Graxas podem atingir o ambiente (águas e solos) e provocar uma série de impactos ambientais negativos.

Assim, o ideal é retirar esse material dos esgotos antes que atinja o meio ambiente e também antes que provoque os acúmulos problemáticos em pontos inadequados do sistema de condução e tratamento. O cenário ideal seria retirar esse material antes do esgoto doméstico ser lançado no sistema de coleta. Nesse sentido, é oportuno ressaltar duas barreiras primordiais: o não lançamento de óleos vegetais e animais nos esgotos residenciais e o uso adequado das caixas de gordura padronizadas, com rotina facilitada e periódica de remoção do material flutuante (baixa densidade) e encaminhamento do resíduo para local correto.

Na Tabela 3.8 apresentam-se as concentrações típicas de óleos e graxas em esgotos domésticos por referências tradicionais.

Tabela 3.8 – Concentrações típicas de óleos e graxas em esgotos domésticos

Parâmetro	Concentração do esgoto doméstico (mg/L)			
	Concentrado	Moderado	Diluído	Muito diluído
Óleos e Graxas	100	70	40	30

Fonte: adaptado de Henze e Ledín (2001)

Na Tabela 3.9 apresentam-se os valores de caracterização de Óleos e Graxas por estado/Universidade participante da RENTED, por meio da estatística descritiva: 3º quartil (percentil 75%), média, mediana (percentil 50%), 1º quartil (percentil 25%), além do número total de dados (N). Os resultados mostram, em geral, valores mais diluídos para as concentrações de Óleos e Graxas – por exemplo, mediana de cerca de 30 a 40 mg/L. Para a cidade de São Paulo (USP), talvez pelo sistema de tratamento ser mais próximo à fonte de geração do esgoto ou influenciado pela contribuição de restaurantes universitários, os valores são mais concentrados, entre 50 e 100 mg/L.

Tabela 3.9 – Concentrações de óleos e graxas em esgotos domésticos obtidos na RENTED

Parâmetro	Concentrações (mg/L)				N	Referência
	75%	Média	50%	25%		
Óleos e Graxas	98,0	75,7	66,0	50,0	73	Geral – RENTED
	98,0	74,0	67,5	59,0	52	PB – UEPB
	60,3	54,2	46,5	38,5	10	BA – UFBA
	109,0	103,4	67,0	49,0	11	SP – USP

Surfactantes

Os surfactantes, ou agentes tensoativos, principalmente sabões e detergentes, são compostos orgânicos sintéticos produzidos, predominantemente, como agentes de limpeza doméstica. Seu propósito é garantir detergência para atuação na limpeza, o que resulta indiretamente na formação de espuma devido à redução da tensão superficial da água. Posteriormente, essa mesma espuma pode trazer efeitos degradantes ao meio ambiente, sobretudo de ordem estética. A formação de espuma na superfície com o movimento das águas impede a entrada de luz nos corpos d'água, essencial para a fotossíntese realizada por alguns dos organismos existentes. Por reduzirem a tensão superficial da água, os surfactantes também podem ocasionar o afundamento de aves e insetos, afetando o ecossistema aquático. Além disso, em sistemas que dependem do oxigênio, como rios e lagos, a redução da tensão superficial afeta negativamente as taxas de aeração, uma vez que, na presença de surfactantes, as bolhas de ar permanecem em contato com meio líquido por tempo menor do que o previsto.

No passado, os surfactantes eram de natureza não biodegradável, especialmente representados pelos alquilbenzenos sulfonados de cadeia ramificada (ABS), mas atualmente são mais biodegradáveis, tendo como representantes os alquilbenzenos sulfonados de cadeia linear (LAS). Os surfactantes são constituídos pelos grupos hidrofóbico (que se liga à sujeira) e hidrofílico (que se liga à água). O grupo hidrofílico pode se diferenciar em ionizável e não ionizável, sendo o grupo ionizável diferenciado ainda em aniônico (que se ioniza produzindo carga negativa, p. ex. LAS) e catiônico (que se ioniza produzindo carga positiva, p. ex. sais quartenários de amônia).

A Tabela 3.10 apresenta as concentrações típicas de detergentes em esgotos domésticos por referências tradicionais.

Tabela 3.10 – Concentrações típicas de detergentes em esgotos domésticos

Parâmetro	Concentração do esgoto doméstico (mg/L)			
	Concentrado	Moderado	Diluído	Muito diluído
Detergentes/LAS	15	10	6	4

Fonte: adaptado de Henze e Ledín (2001)

Trabalho realizado por Tavares (2008) indicou que a concentração de surfactante, determinada pelo método do azul de metileno, no esgoto de Belo Horizonte variou de 1,1 a 9,0 mg/L. O trabalho indicou ainda que a concentração mediana de surfactantes no efluente do reator UASB foi maior do que no esgoto bruto e que a eficiência média de remoção de LAS no pós-tratamento aeróbio (filtro biológico percolador) estudado variou de 73 a 92%, a depender da carga orgânica volumétrica aplicada (0,24 a 0,43 kgDBO/m³.d).

3.1.1.4 Nutrientes

Considera-se nutrientes normalmente os macronutrientes, particularmente os compostos de nitrogênio e fósforo. Ambos podem ter origem orgânica e inorgânica. Em esgoto doméstico, predominam compostos de nitrogênio de origem orgânica (p. ex.: proteínas presentes em fezes e ureia em urina), enquanto que para o fósforo predominam os de origem inorgânica (p. ex.: polifosfatos presentes em agentes de limpeza, detergentes etc.).

O efeito ambiental mais preocupante do lançamento de nutrientes nos corpos aquáticos é o processo poluidor da eutrofização, que é a conhecida fertilização excessiva de corpos aquáticos, especialmente em lagos e represas, com crescimento descontrolado de algas e plantas aquáticas. A eutrofização provoca uma cadeia de efeitos adversos ao meio ambiente e à saúde: impacto visual, consumo de oxigênio dissolvido, mortandade de peixes, assoreamento, maus odores, produção de toxinas etc.

Nitrogênio

Os principais compostos de nitrogênio em esgoto, em sequência de grau de oxidação, são: nitrogênio orgânico (fórmula variável), nitrogênio amoniacal (NH₃ + NH₄⁺), nitrito (NO₂⁻) e nitrato (NO₃⁻). Além desses, há também o próprio nitrogênio gasoso dissolvido (N₂), seja provindo da atmosfera ou como produto de eventual desnitrificação (redução de nitrato), como mostrado na Tabela 3.11. Recen-

temente, muitas pesquisas em sistemas de tratamento de esgoto vêm incluindo a determinação do óxido nitroso (N_2O), já que a emissão deste tem contribuição significativa por ter potencial de efeito estufa 300 vezes maior em comparação com o CO_2 , sendo atualmente o terceiro mais importante gás de efeito estufa presente na atmosfera, atrás somente do CO_2 e do CH_4 . A literatura reporta a formação de N_2O tanto durante a etapa de nitrificação quanto de desnitrificação.

Na Tabela 3.12 apresentam-se as formas de nitrogênio esperadas em diferentes tipos de efluentes e a Figura 3.5 mostra a distribuição típica das formas de nitrogênio no esgoto bruto afluentes aos sistemas de tratamento de esgotos. Assim, nos processos de tratamento, frações particuladas serão hidrolisadas para formação de compostos solúveis, assim como haverá conversão microbiana das diferentes frações solúveis, a depender das condições ambientais em relação à presença ou não de oxigênio, microrganismos, compostos tóxicos etc.

Tabela 3.11 – Formas predominantes de nitrogênio no esgoto

Forma	Fórmula	Estado de oxidação
Nitrogênio molecular	N_2	0
Nitrogênio orgânico	Variável	Variável
Amônia livre	NH_3	-3
Íon amônio	NH_4^+	-3
Nitrito	NO_2^-	+3
Nitrato	NO_3^-	+5

Fonte: Metcalf & Eddy (2016)

Tabela 3.12 – Distribuição relativa das formas de nitrogênio sob diferentes condições

Condição	Forma predominante do nitrogênio
Esgoto bruto em sistemas centralizados de tratamento de esgotos com grandes extensões de rede	✓ Nitrogênio orgânico e amônia em menores concentrações
Esgoto bruto em sistemas descentralizados de tratamento de esgotos	✓ Nitrogênio orgânico e amônia em maiores concentrações
Efluente de processo de tratamento sem nitrificação (p. ex.: processos anaeróbios)	✓ Amônia
Efluente de processo de tratamento com nitrificação (p. ex.: processos aeróbios)	✓ Nitrato
Efluente de processo de tratamento com nitrificação e desnitrificação (p. ex.: sequência aeróbio-anaeróbio)	✓ Baixas concentrações de todas as formas de nitrogênio
Efluente de processos ANAMMOX	✓ Baixas concentrações de todas as formas de nitrogênio

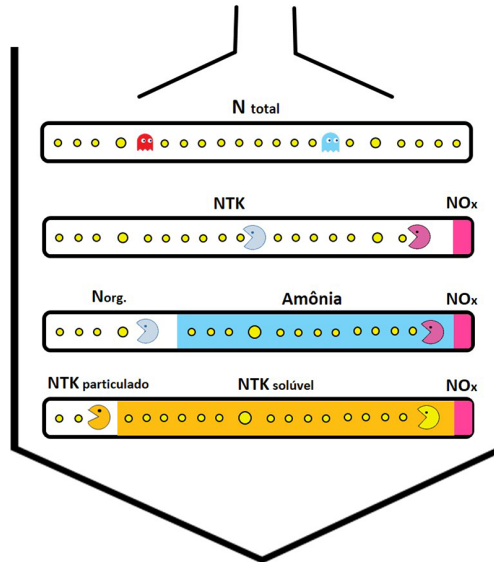


Figura 3.5 – Distribuição das formas de nitrogênio no esgoto bruto afluente ao sistema de tratamento de esgotos e eventuais conversões microbianas nos sistemas de tratamento

A Equação 3.1 permite o cálculo da proporção de amônia livre em relação à amônia total (nitrogênio amoniaco) como função da temperatura e pH.

$$\frac{\text{NH}_3}{\text{Amônia total}} (\%) = \left\{ 1 + 10^{0,09018 + \left[\frac{2729,92}{T+273,20} \right] - \text{pH}} \right\}^{-1} \cdot 100 \quad (\text{Eq. 3.1})$$

Tal equação pode ser utilizada para estimar a proporção de cada espécie em função do pH e temperatura (Tabela 3.13) e, para uma dada temperatura, permite a construção de gráficos com a distribuição relativa das espécies (Figura 3.6). A distribuição relativa assume a seguinte forma em função dos valores de pH:

- pH < 8 → Praticamente toda a amônia na forma de NH_4^+
- pH = 9,5 → Aproximadamente 50% NH_3 e 50% NH_4^+
- pH > 11 → Praticamente toda a amônia na forma de NH_3

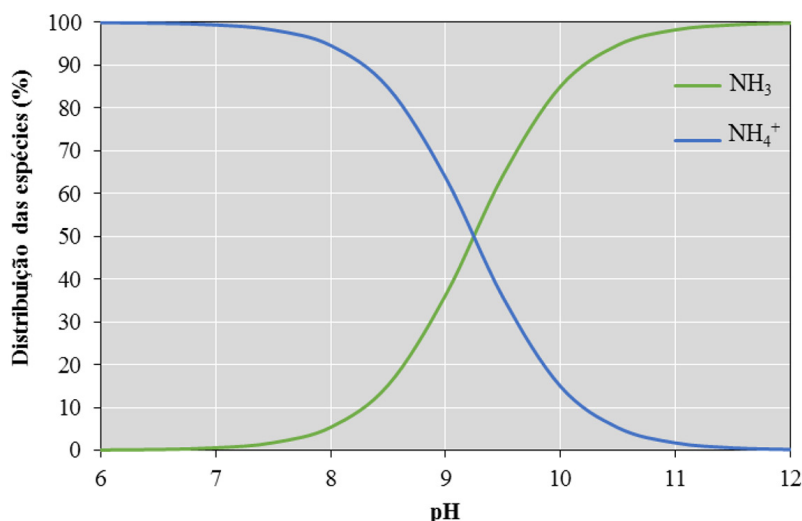


Figura 3.6 – Percentual de amônia livre e amônia ionizada em função do pH para a temperatura de 25 °C

Tabela 3.13 – Proporção das formas de amônia livre e ionizada, com relação à amônia total, em função de valores do pH e da temperatura

pH	T = 15 °C		T = 20 °C		T = 25 °C	
	% NH ₃	% NH ₄ ⁺	% NH ₃	% NH ₄ ⁺	% NH ₃	% NH ₄ ⁺
6,5	0,09	99,91	0,13	99,87	0,18	99,82
7,0	0,27	99,73	0,40	99,60	0,57	99,43
7,5	0,86	99,14	1,24	98,76	1,77	98,23
8,0	2,67	97,33	3,82	96,18	5,38	94,62
8,5	7,97	92,03	11,16	88,84	15,25	84,75
9,0	21,50	78,50	28,43	71,57	36,27	63,73
9,5	46,41	53,59	55,68	44,32	64,28	35,72

Fonte: adaptado de von Sperling (2015)

A princípio, quaisquer dessas formas de nitrogênio (NH₃ ou NH₄⁺) podem sustentar o crescimento de algas e plantas aquáticas e desencadear processos de eutrofização. Além desse processo poluidor, têm-se os seguintes efeitos adversos:

- nitrogênio amoniacal consome oxigênio dissolvido em ambientes aquáticos pela sua oxidação bioquímica a nitrato por bactérias nitrificantes;

- nitrogênio amoniacal livre (NH_3) provoca toxicidade a peixes, sendo mais crítico em corpos d'água com pH mais elevado;
- nitrato em concentrações mais elevadas (≥ 10 mg/L) pode provocar metahe-moglobinemia (doença do bebê azul) por ingestão de água poluída.

Analiticamente, o mais comum é desenvolver-se a análise de nitrogênio total Kjeldahl (NTK), que é a soma analítica do nitrogênio orgânico e amoniacal. Tal método constitui-se dos princípios de digestão química e térmica do nitrogênio orgânico em amoniacal, com posterior processo de destilação do nitrogênio amoniacal, pela elevação de pH e temperatura para, de fato, arrastar (com vapor) a amônia (NH_3). O vapor contendo amônia é condensado em solução de ácido bórico (pH baixo) para ser então quantificado por titulação. Obviamente, sem a etapa de digestão, a simples destilação permite a determinação somente da parcela de nitrogênio amoniacal. O NTK é o parâmetro utilizado para estimar a demanda de oxigênio necessária à oxidação da fração nitrogenada em sistemas aeróbios como lodo ativado, filtros aerados etc., haja vista que grande parte do nitrogênio orgânico presente será transformado em amônia pela via da amonificação abaixo descrita.

Nos sistemas de tratamento de esgotos, a depender da condição ambiental aplicada, existem várias conversões das espécies nitrogenadas como, por exemplo:

- Amonificação: transformação do nitrogênio orgânico em nitrogênio amoniacal, que pode ocorrer tanto em meio aeróbio quanto anaeróbio.
- Nitrificação: pode ser parcial (conversão do nitrogênio amoniacal em nitrito, processo de nitrificação) ou total (formação do nitrato, processo de nitrificação), usualmente em condições aeróbias.
- Desnitrificação: transformação do nitrato em gás nitrogênio, em condições anaeróbias.
- ANAMMOX: formação de gás nitrogênio a partir da oxidação anaeróbia do nitrogênio amoniacal, usando o nitrito como acceptor de elétrons.

Em muitos sistemas do tipo anaeróbio-aeróbio, o nitrato formado na fase aeróbia é recirculado para a fase anaeróbia para ser transformado em gás nitrogênio, principalmente pela via da desnitrificação, que ocorre conjuntamente com as rotas da metanogênese e redução de sulfato. Há também alguns relatos da contribuição da rota ANAMMOX nesse processo, mas para tanto o lodo deve conter microrganismos capazes de catalisar essa reação. Existem também

sistemas de lodo ativado que operam com o processo de nitrificação e desnitrificação simultâneas (NDS, ou SND no inglês, *simultaneous nitrification denitrification*), onde a própria estrutura do grânulo possibilita a remoção de nutrientes por conta da distribuição microbiana nas camadas aeróbias (externa), anóxicas (intermediária) e anaeróbias (interna) existentes. Para tanto, controlam-se os níveis de oxigênio dissolvido no tanque de aeração para a ocorrência das diferentes zonas no floco ou grânulo.

A Figura 3.7 mostra a distribuição esperada das formas de nitrogênio ao longo de um processo biológico do tipo aeróbio-anaeróbio que promove as etapas de nitrificação-desnitrificação.

É importante atentar ao fato de que em muitas situações as várias frações nitrogenadas são reportadas como mg/L ou como mg-N/L, podendo incorrer em sérios erros nas concentrações reportadas. Um outro aspecto é que os balanços de N devem ser realizados como carga (mg-N/dia) (produto da vazão pela concentração, em mg-N/L), separando tanto as frações transformadas quanto perdidas a partir do metabolismo assimilativo.

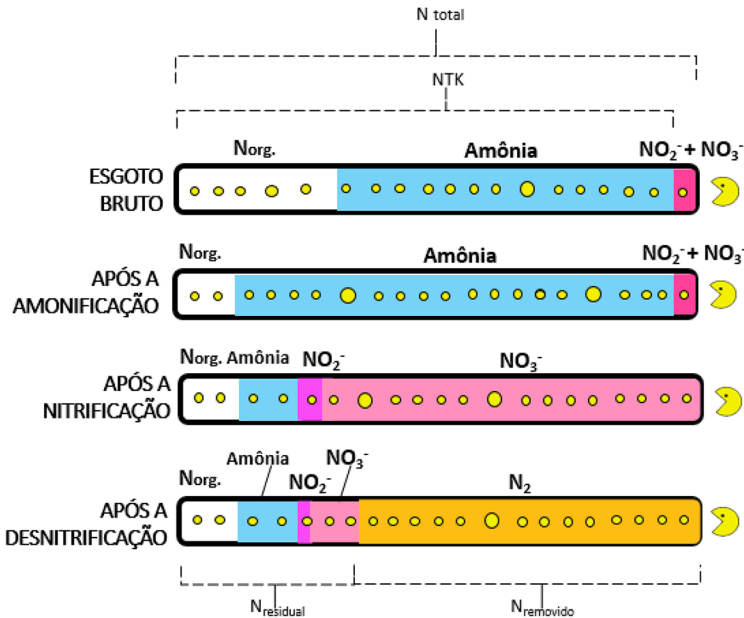


Figura 3.7 – Distribuição das espécies de nitrogênio ao longo do tratamento com nitrificação e desnitrificação

A Tabela 3.14 apresenta as concentrações típicas da série nitrogenada em esgotos domésticos por referências tradicionais.

Tabela 3.14 – Concentrações típicas de nitrogênio em esgotos domésticos

Parâmetro	Concentração no esgoto doméstico (mg/L)				Obs.
	Concentrado	Moderado	Diluído	Muito diluído	
Nitrogênio - N _{org}	30	20	12	8	Orgânico
NTK	80	50	30	20	Total Kjeldahl
Nitrogênio - NH ₄ ⁺	50	30	18	12	Amônio
Nitrogênio - NO ₂ ⁻	0,1	0,1	0,1	0,1	Nitrito
Nitrogênio - NO ₃ ⁻	0,5	0,5	0,5	0,5	Nitrato

Fonte: adaptado de Henze e Ledin (2001) e von Sperling (2015)

Na Tabela 3.15 apresentam-se os valores de caracterização das várias frações nitrogenadas por estado/Universidade participante da RENTED, por meio da estatística descritiva: 3º quartil (percentil 75%), média, mediana (percentil 50%), 1º quartil (percentil 25%), além do número total de dados (N).

Percebe-se que os esgotos coletados no Ceará, Pernambuco, Bahia, Pará e São Paulo continham de 25 a 30% de nitrogênio na forma orgânica (N_{org}), ao passo que para as amostras de esgoto dos outros estados a fração amoniacal (N-NH₄⁺) representou pelo menos 93% do nitrogênio presente. Verifica-se também que compostos mais oxidados como nitrito ou nitrato estão em concentrações em níveis de traço.

Tabela 3.15 – Concentrações de poluentes nitrogênio em esgotos domésticos obtidos na RENTED

Parâmetro	Concentrações (mg-N/L)				N	Referência
	75%	Média	50%	25%		
N-NH ₄ ⁺	56	44	43	30	306	Geral - RENTED
	63	49	41	33	21	CE - UFC
	21	20	19	19	29	PE - UFPE
	50	43	42	37	51	PB - UEPB
	67	61	66	53	15	BA - UFBA
	35	31	31	28	41	PA - UFPA
	60	53	52	47	13	SP - USP
	32	27	25	21	26	MG - UFMG
	62	54	55	48	91	SC - UFSC
	64	56	55	46	19	RS - UFSM
NTK	59	48	43	32	206	Geral - RENTED
	73	57	56	39	20	CE - UFC
	32	28	26	24	27	PE - UFPE
	56	48	45	38	51	PB - UEPB
	94	85	88	70	15	BA - UFBA
	49	44	44	40	41	PA - UFPA
	77	72	71	68	13	SP - USP
	33	28	26	23	24	MG - UFMG
67	55	54	45	15	SC - UFSC	

(continua)

Parâmetro	Concentrações (mg-N/L)				N	Referência
Nitrato	0,50	0,31	0,20	0,00	94	Geral – RENTED
	0,00	0,00	0,00	0,00	6	PE – UFPE-2
	0,00	0,00	0,00	0,00	5	PE – UFPE-3
	0,00	0,00	0,00	0,00	10	PE – UFPE-4
	0,66	0,42	0,00	0,00	23	PB – UEPB
	0,50	0,48	0,50	0,50	22	BA – UFBA
	0,64	0,43	0,49	0,20	13	SP – USP
	0,55	0,24	0,20	0,00	15	MG – UFMG-2

Exemplo:

Na análise do esgoto bruto que chega numa ETE foram obtidos os seguintes resultados:

- Nitrogênio total Kjeldahl: 45 mg-N/L
- Amônia: 30 mg NH_4^+ /L
- Nitrito: ausente
- Nitrato: 10 mg NO_3^- /L
- Vazão: 150 m³/h

Determinar as concentrações e as cargas de nitrogênio orgânico e nitrogênio total.

a) Cálculo da concentração de nitrogênio orgânico:

$$N_{\text{org}} = \text{NTK} - N_{\text{Amônia}}$$

Inicialmente deve-se obter a concentração de nitrogênio na amônia:

$N_{\text{Amônia}}$ = concentração da amônia x (massa de nitrogênio na molécula de amônia)

$$N_{\text{Amônia}} = 30 \times (14/18) = 23,33 \text{ mg-N/L}$$

$$\text{Assim, } N_{\text{org}} = \text{NTK} - N_{\text{Amônia}} \rightarrow N_{\text{org}} = 45 - 23,33 = \mathbf{21,67 \text{ mg-N/L}}$$

b) Cálculo da concentração de nitrogênio total:

$$N_{\text{total}} = \text{NTK} + N_{\text{Nitrito}} + N_{\text{Nitrato}}$$

Convertendo a concentração de nitrato para nitrogênio, temos:

$$N_{\text{total}} = 45 + 10 \cdot (14/62) = 45 + 2,26 = \mathbf{47,26 \text{ mg-N/L}}$$

c) Cálculo das cargas de Nitrogênio:

Como a carga (vazão mássica) é o produto da concentração pela vazão, temos que:

- Carga de nitrogênio orgânico = $21,67 \text{ mg-N/L} \cdot 150 \text{ m}^3/\text{h} = 78 \text{ kg-N/dia}$
- Carga de nitrogênio total = $47,26 \text{ mg-N/L} \cdot 150 \text{ m}^3/\text{h} = 170,13 \text{ kg-N/dia}$

Fósforo

Os principais compostos de fósforo presentes no esgoto são os ortofosfatos ($\text{H}_x\text{PO}_4^{x-3}$), polifosfatos (moléculas complexas contendo átomos de fósforo ligados entre si) e fósforo orgânico (p. ex.: fosfolipídeos, ATP). Como mencionado, a grande predominância de fósforo nos esgotos é na forma inorgânica de ortofosfatos. Normalmente, o fósforo é mais preocupante do ponto de vista de processos de eutrofização, sendo comumente considerado o nutriente limitante (particularmente em climas quentes).

Análises normalmente reportam-se ao parâmetro fósforo total, a partir da digestão química e térmica das amostras que converte as espécies presentes em ortofosfatos. Reações químicas adicionais permitem o desenvolvimento de cor a partir dos íons fosfatos presentes para que a quantificação seja feita colorimetricamente. A Figura 3.8 mostra a distribuição típica das formas de fósforo no esgoto bruto afluentes aos sistemas de tratamento de esgotos. Assim, nos processos de tratamento, frações particuladas serão hidrolisadas para formação de compostos solúveis, assim como haverá uma conversão microbiana das diferentes frações solúveis, a depender das condições ambientais em relação à presença ou não de oxigênio, substratos doadores de elétrons, microrganismos presentes, presença de compostos tóxicos etc.

Os compostos fosforados podem ser removidos tanto biologicamente, em sistemas especificamente projetados para isso, como BARDENPHO, UCT, entre outros; como a partir da adição de produtos químicos (coagulantes a base de alumínio, ferro ou cálcio) que acabam por precipitar o ortofosfato. Assim como o N, uma parte do fósforo também é removida nos sistemas de tratamento a partir do metabolismo assimilativo, contudo em menores quantidades.

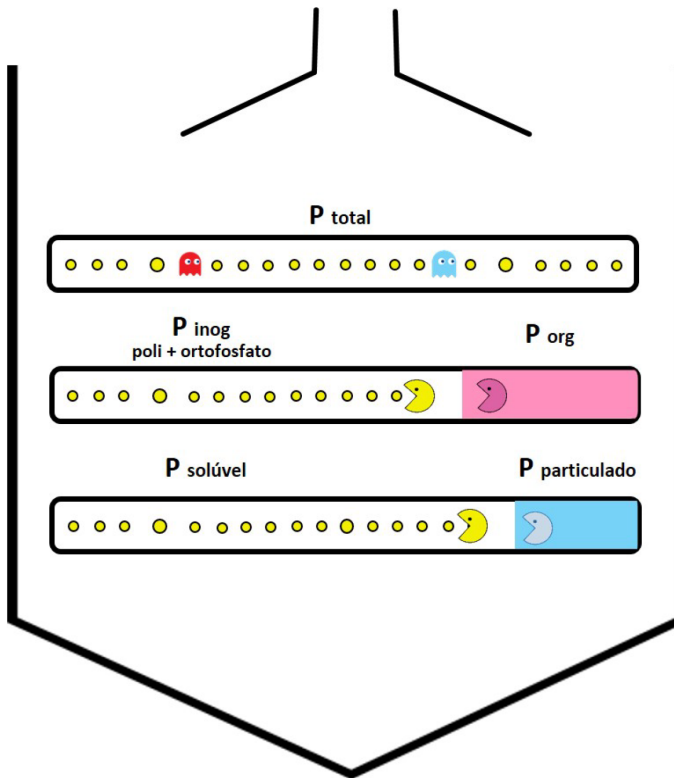


Figura 3.8 – Distribuição das formas de fósforo no esgoto bruto afluente ao sistema de tratamento de esgotos e eventuais conversões microbianas nos sistemas de tratamento

A Tabela 3.16 apresenta as concentrações da série de fósforo em esgotos domésticos por referências tradicionais.

Tabela 3.16 – Concentrações típicas de fósforo em esgotos domésticos

Parâmetro	Concentração no esgoto doméstico mg/L				Obs.
	Concentrado	Moderado	Diluído	Muito diluído	
Fósforo - P _{tot}	14	10	6	4	Total
Fósforo - P _{org}	4	3	2	1	Orgânico
Fósforo - P _{inorg}	10	7	4	3	Inorgânico

Fonte: adaptado de Henze e Ledín (2001) e von Sperling (2015)

Na Tabela 3.17 apresentam-se os valores de caracterização de algumas frações fosforadas por estado/Universidade participante da RENTED, por meio da estatística descritiva: 3º quartil (percentil 75%), média, mediana (percentil 50%), 1º quartil (percentil 25%), além do número total de dados (N). As análises realizadas nos esgotos coletados na Paraíba, São Paulo e Santa Catarina indicam que a concentração de ortofosfato representou de 73 a 92% da concentração total de fósforo. Considerando concentração mediana de ortofosfato nos esgotos analisados na RENTED, pode-se dizer que o esgoto seria classificado como moderado (Tabela 3.16) no tocante a este parâmetro. Os resultados do DF-UnB foram retirados dessa análise geral, pois se apresentaram muito concentrados quanto ao fósforo (cerca de 6 vezes mais); os valores, em mg/L, foram: 51,0 (75%), 46,6 (média), 44,0 (50%), 38,8 (25%), para um total de 74 dados produzidos. Possivelmente, tais valores muito altos estejam associados ao monitoramento de sistema descentralizado ao nível unifamiliar com coletas simples.

Tabela 3.17 – Concentrações de fósforo em esgotos domésticos obtidos na RENTED

Parâmetro	Concentrações (mg/L)				N	Referência
	75%	Média	50%	25%		
P total	8,3	7,2	7,1	5,7	169	Geral – RENTED
	3,3	2,8	3,0	2,0	11	PE – UFPE
	8,2	6,8	6,5	5,1	51	PB – UEPB
	18,7	14,2	13,9	9,4	4	BA – UFBA
	10,5	9,6	9,5	8,6	13	SP – USP
	7,9	7,2	7,1	6,3	90	SC – UFSC
P ortofosfato	7,1	5,9	6,1	4,5	171	Geral – RENTED
	7,4	6,4	6,4	5,8	16	CE – UFC
	6,9	5,7	6,0	4,5	51	PB – UEPB
	7,2	6,9	7,0	5,4	13	SP – USP
	7,2	5,8	5,7	4,3	91	SC – UFSC

3.1.1.5 Compostos de Enxofre – Sulfato e Sulfeto

Os compostos de enxofre contidos em esgotos domésticos brutos e tratados têm relevante impacto no gerenciamento de todo o sistema, particularmente para

pequenas ETEs em empreendimentos habitacionais. Inicialmente, a origem do sulfato em esgotos provém da própria água de abastecimento, em função da qualidade da água bruta. Por exemplo, se a água bruta e, conseqüentemente, a tratada contiverem maior dureza (associada com cátions Ca, Mg etc.), sua concentração de sulfato deverá ser também maior. Por outro lado, a dosagem de sulfato de alumínio durante o tratamento nas ETAs acrescenta concentrações de sulfato à água bruta. Além disso, o uso de produtos de limpeza e higiene pessoal que contém surfactantes (p. ex.: lauril sulfato, alquil benzenosulfonatos) e o consumo de alimentos que contêm enxofre contribui para que os respectivos resíduos, após oxidação ao longo da rede coletora, acrescentem novas quantidades de sulfatos ao esgoto a ser tratado. A Tabela 3.18 apresenta os principais compostos de enxofre e o seu estado de oxidação.

Tabela 3.18 – Estado de oxidação de alguns compostos de enxofre

Composto	Fórmula	Estado de oxidação
Enxofre orgânico (p. ex.: mercaptanas e dissulfetos)	R-SH, RS- SR	-2
Sulfeto	H ₂ S, HS ⁻ e S ²⁻	-2
Polissulfeto	-S(S)nS ⁻	-1
Enxofre elementar	S ⁰	0
Tiosulfato	S ₂ O ₃ ²⁻	+2
Dióxido de enxofre e sulfito	SO ₂ e SO ₃ ²⁻	+4
Trióxido de enxofre e sulfato	SO ₃ e SO ₄ ²⁻	+6

Fonte: Lens e Hulshoff Pol (2000)

Por sua vez, o sulfeto de hidrogênio é eminentemente um produto de conversão bioquímica do próprio sulfato, em condições anaeróbias/anóxicas, pela ação das Bactérias Redutoras de Sulfato (BRS). Tais condições ocorrem preponderantemente no sistema de coleta, transporte e tratamento dos esgotos domésticos. Particularmente em ETEs que utilizam reatores anaeróbios (p. ex.: reator UASB), o efluente da unidade normalmente conterá grande quantidade de sulfeto de hidrogênio (5 a 10 mg/L ou maior). Adicionalmente, pode-se considerar o sulfeto de hidrogênio um dos grandes inimigos dos sistemas de esgotamento e tratamento, pois ele provoca três grandes problemas: eventos de maus odores, efeitos eventualmente tóxicos, podendo inclusive levar ao óbi-

to no interior de estruturas confinadas (Tabela 3.19), e processos corrosivos às estruturas de metal e concreto de tubos e reatores.

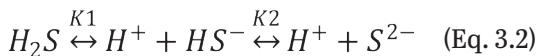
Tabela 3.19 – Efeitos causados no ser humano pelo H₂S

Concentração de H ₂ S (ppm _v)	Efeitos
3 – 5	Odor ofensivo (ovo podre)
50 – 100	Efeito nos olhos
150 – 250	Perda do olfato
300 – 500	Séria acumulação de água nos pulmões
500 – 1000	Impacto mortal no sistema nervoso
1000 – 2000	Imediata parada respiratória

Fonte: adaptado de Lens e Hulshoff Pol (2000)

Uma observação de grande relevância e praticidade é que o sulfeto pode estar na forma dissolvida ou gasosa (H₂S). Em termos de coleta e análise de sulfeto de hidrogênio, em se tratando de um gás (tendo forma livre, H₂S, em equilíbrio com forma ionizada HS⁻, íon bissulfito), deve ser coletado e fixado imediatamente, a partir de coletas simples e metodologia adequada.

Como mostrado na Equação 3.2, o sulfeto de hidrogênio em solução pode apresentar na forma dissolvida e gasosa, em função da temperatura e do pH.



Onde K₁ e K₂ representam as constantes de dissociação a 25 °C e equivalem, respectivamente, a 1,02 · 10⁻⁷ e 1,26 · 10⁻¹³.

Em pH 7, cerca de 50% do sulfeto está na forma de H₂S e 50% na forma de HS⁻ (Figura 3.9). Para valores menores de pH, a maior fração estará na forma de H₂S, e em valores elevados de pH o sulfeto estará na forma de HS⁻. Uma das estratégias de controle de odor é a elevação do pH do reator biológico para que o sulfeto fique na forma inodora de HS⁻. Outra estratégia, que vem sendo investigada, é a aplicação de pequenas doses de oxigênio nos sistemas anaeróbios, processo conhecido como microaeração, que faz com que o sulfeto formado seja transformado em enxofre elementar (maiores informações sobre a tecnologia são apresentadas nos Capítulos 5 e 7).

Através do diagrama de distribuição (Figura 3.9) das espécies de sulfeto, pode-se concluir que:

- A forma não ionizada (H_2S) é o principal componente para pH inferior a 7;
- A forma ionizada (HS^-) prevalece para pH entre 7 e 14;
- A concentração de sulfeto livre (S^{2-}) é negligenciável na faixa de pH associada com o tratamento de esgoto.

O H_2S é certamente um dos principais gases odoríferos tanto na rede coletora quanto na ETE. Contudo, existem outros compostos de enxofre formados, principalmente durante a hidrólise de aminoácidos, como as mercaptanas. O odor também pode ser resultante da presença de amônia, aminas e compostos orgânicos voláteis – VOCs, etc.

A Tabela 3.20 apresenta as concentrações típicas de sulfato e sulfeto de hidrogênio no esgoto sanitário a partir de experiência internacional e também dos autores. Por sua vez, na Tabela 3.21 apresentam-se os valores de caracterização de sulfato e sulfeto de hidrogênio por estado/Universidade participante da RENTED, por meio da estatística descritiva: 3º quartil (percentil 75%), média, mediana (percentil 50%), 1º quartil (percentil 25%), além do número total de dados (N).

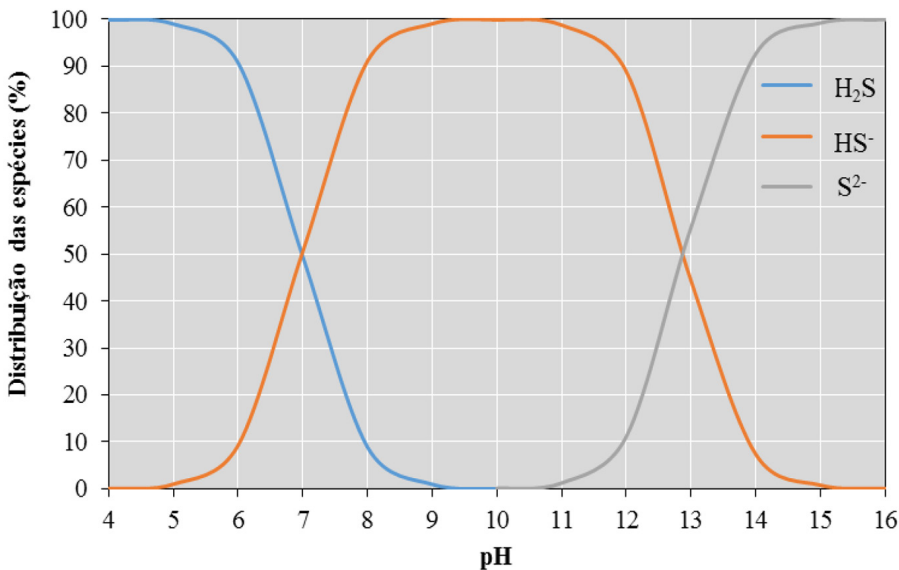


Figura 3.9 – Diagrama de distribuição do sulfeto de hidrogênio em meio aquoso em função do pH, a uma temperatura de 25 °C

Tabela 3.20 – Concentrações típicas de sulfato e sulfeto em esgotos domésticos

Parâmetro	Concentração no esgoto doméstico (mg/L)				Obs.
	Concentrado	Moderado	Diluído	Muito diluído	
Sulfato - SO_4^{2-}	80	50	30	20	Totais dissolvidos
Sulfeto - S^{2-}	4,0	2,0	0,5	0,0	

Fonte: adaptado de Henze e Ledin (2001), Metcalf & Eddy (2016)

Tabela 3.21 – Concentrações de sulfato e sulfeto em esgotos domésticos obtidos na RENTED

Parâmetro	Concentrações (mg/L)				N	Referência
	75%	Média	50%	25%		
Sulfato	57,4	47,8	48,0	32,5	118	Geral - RENTED
	61,2	54,7	45,9	35,2	20	CE - UFC
	47,9	29,2	18,4	13,0	16	PE - UFPE
	84,7	75,8	80,2	71,3	4	BA - UFBA
	58,0	51,6	50,0	45,0	41	PA - UFPA
	29,4	29,1	24,5	22,4	13	SP - USP
	55,5	53,6	47,3	40,6	24	MG - UFMG
Sulfeto	5,3	2,6	1,6	0,3	121	Geral - RENTED
	2,8	1,9	1,6	0,0	20	CE - UFC-1
	1,2	0,6	0,0	0,0	17	CE - UFC-2
	6,9	6,2	6,1	5,9	26	PB - UEPB
	3,1	3,2	2,8	2,7	10	BA - UFBA
	5,9	5,1	4,2	3,6	10	SP - USP
	0,6	0,5	0,4	0,1	38	MG - UFMG-2

Os resultados obtidos mostram que as concentrações de sulfato, em geral, tenderam a moderado, pela média ou mediana, por exemplo, e que as concentrações de sulfeto, no geral da RENTED, em termos da mediana, também tenderam a ser moderadas. Contudo, o sulfeto apresentou-se mais para concentrado em alguns estados (Paraíba, Bahia e São Paulo) – no caso da Paraíba, certamente em função do sistema ser grande e haver ocorrência de degradação prévia do esgoto ao longo das tubulações de coleta e transporte.

Exemplo:

Realizar o balanço do enxofre para uma ETE a partir dos seguintes dados de monitoramento:

Esgoto afluente:

- Sulfato: 60 mg-SO₄²⁻/L

Esgoto efluente:

- Sulfato: 18 mg-SO₄²⁻/L
- Sulfeto dissolvido: 10 mg-HS⁻/L
- Enxofre elementar: 3 mg-S/L
- Vazão de sulfeto de hidrogênio no biogás: 100 L/dia

Vazão da ETE: 100 m³/dia

Temperatura = 25 °C

Solução:

1. Cálculo das concentrações em mg-S/L das parcelas de enxofre

Sulfato afluente = 60 · (32/96) = **20 mg-S/L**

Sulfato efluente = 18 · (32/96) = **6 mg-S/L**

Sulfeto dissolvido efluente = 10 · (32/33) = **9,7 mg-S/L**

2. Cálculo das cargas afluentes e efluentes

carga = concentração x vazão

▪ Esgoto afluente:

Carga de sulfato: (20 mg/L) · (100 m³/dia) · (10³ L/m³) · (10⁻⁶ kg/mg) = **2 kg/dia**

▪ Esgoto efluente:

Carga de sulfato: (6 mg/L) · (100 m³/dia) · (10³ L/m³) · (10⁻⁶ kg/mg) = **0,60 kg/dia**

Carga de sulfeto: (9,7 mg/L) · (100 m³/dia) · (10³ L/m³) · (10⁻⁶ kg/mg) = **0,97 kg/dia**

Carga de enxofre elementar: (3 mg/L) · (100 m³/dia) · (10³ L/m³) · (10⁻⁶ kg/mg) = **0,30 kg/dia**

A carga de sulfeto de hidrogênio é obtida pela conversão de volume em massa através da equação geral dos gases, com mostrado na Equação 3.3:

$$\text{carga} = \frac{p \cdot \text{MM} \cdot \text{Vazão do gás}}{R \cdot (T+273,15)} \cdot 100 \quad (\text{Eq. 3.3})$$

Onde:

p = pressão atmosférica (1 atm)

MM = massa molecular do enxofre (32 g/mol)

T = temperatura na escala celsius (25 °C)

R = constante universal dos gases (0,082 atm.L/mol.K)

Assim,

$$\text{carga de H}_2\text{S} = \frac{1 \cdot 32 \cdot 100}{0,082 \cdot (25 + 273,15)} = 130 \frac{\text{g}}{\text{dia}} = \mathbf{0,13 \text{ kg/dia}}$$

3. Em resumo, a Figura 3.10 mostra o balanço de enxofre realizado para as condições estabelecidas de entrada e saída da ETE.

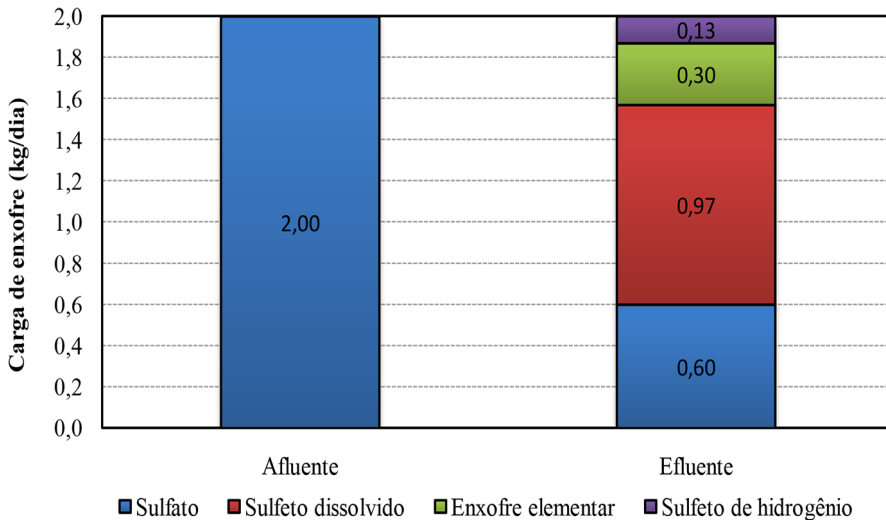


Figura 3.10 – Balanço de enxofre realizado para as condições estabelecidas de entrada e saída da ETE

3.1.2 Poluentes microbiológicos

Os poluentes microbiológicos no esgoto doméstico são eminentemente decorrentes de microrganismos presentes nas excretas humanas e disponibilizados no meio ambiente. As fezes humanas contêm uma média de 10^{12} bactérias por grama, além de vírus, protozoários, helmintos e outros grupos taxonômicos. Embora a grande maioria de microrganismos sejam comensais e/ou inofensivos, eventualmente, parte dessa flora entérica humana pode ser agente etiológico de doenças de veiculação hídrica, o que inclui uma grande diversidade de microrganismos com impacto sanitário-ambiental. A detecção específica dos diversos agentes patogênicos é extremamente complexa, dessa forma, as análises microbiológicas de rotina utilizam organismos indicadores de poluição

fecal (potencial contaminação) (APHA, 2012; WERF, 2012; METCALF & EDDY, 2016; TORTORA et al., 2012; VON SPERLING, 2005).

Os adequados microrganismos indicadores estão presentes abundantemente em fezes humanas. Os principais grupos utilizados como indicadores de poluição/contaminação fecal são: Coliformes Totais (CT), Coliformes Termotolerantes (CTer) e a *Escherichia coli* (*E. coli*). Esses grupos são também usados como indicadores da eficiência de remoção de potencial patogênico nos processos de tratamento de esgotos (especialmente aqueles que envolvem algum mecanismo de desinfecção) (APHA, 2012; WERF, 2012; METCALF & EDDY, 2016; TORTORA et al., 2012; VON SPERLING, 2005).

Portanto, todos esses parâmetros laboratoriais desenvolvidos determinam agrupamentos ou subgrupos das bactérias tipo coliformes. Os *Coliformes Totais* são bastonetes gram negativos aeróbicos ou anaeróbicos facultativos, que fermentam lactose com produção de gás em 48 horas em caldo lactosado incubado a 35 °C. Como muitos dos CT não são enterobactérias, comparativamente é melhor empregar os *Coliformes Termotolerantes*. Este subgrupo é mais específico e indica organismos capazes de fermentar a lactose a 44 °C. Alguns dos CTer não são enterobactérias, então comparativamente é melhor empregar o subgrupo *Escherichia coli*. A maioria das cepas de *E. coli* são comensais, mas existem algumas linhagens que são patogênicas. A *Escherichia coli* corresponde à maioria dos organismos do grupo coliforme termotolerantes, sendo abundante nas fezes humanas e de animais de sangue quente. A *E. coli* é, assim, o grupo que dá garantia de poluição exclusivamente fecal, no entanto, a sua detecção não dá garantia de que a contaminação seja humana, pois pode ser encontrada em fezes de outros animais (APHA, 2012/WERF, 2012; METCALF & EDDY, 2016; TORTORA et al., 2012; VON SPERLING, 2005).

Outro parâmetro microbiológico relevante, na condição de indicador de qualidade de esgoto, são os ovos de helmintos. É um parâmetro menos usual, mas adiciona uma verificação e controle de risco patogênico associado a microrganismos mais resistentes no ambiente. Por exemplo, pode ser necessária a avaliação da concentração de ovos de helmintos na perspectiva de reúso da água de esgoto para determinadas aplicações (WHO, 2004).

A Tabela 3.22 mostra as concentrações típicas de microrganismos em esgotos domésticos por referências tradicionais.

Tabela 3.22 – Concentrações de microrganismos em esgotos domésticos

Parâmetro	Concentração do esgoto doméstico mg/L			Obs.
	Concentrado	Moderado	Diluído	
<i>Escherichia coli</i>	1.10 ¹⁰	1.10 ⁹	1.10 ⁶	<i>E. coli</i>
Coliformes term.	1.10 ¹⁰	1.10 ⁹	1.10 ⁶	Termotolerantes
Coliformes totais	1.10 ¹³	1.10 ¹⁰	1.10 ⁶	
Ovos de helmintos	1000	20	5	

Fonte: adaptado de Henze e Ledin (2001) e von Sperling (2015)

Nas Tabelas 3.23 e 3.24 apresentam-se os valores de caracterização de alguns parâmetros microbiológicos por Estado/Universidade participante da RENTED, por meio da estatística descritiva: 3º quartil (percentil 75%), média geométrica, mediana (percentil 50%), 1º quartil (percentil 25%), além do número total de dados (N).

Tabela 3.23 – Concentrações de microrganismos em esgotos domésticos obtidos na RENTED

Parâmetro	Concentrações (NMP/100mL)				N	Referência
	75%	Média geométrica	50%	25%		
<i>E. coli</i>	2,2.10 ⁷	5,2.10 ⁶	4,5.10 ⁶	7,3.10 ⁵	143	Geral – RENTED
	5,5.10 ⁸	2,2.10 ⁷	1,3.10 ⁷	6,6.10 ⁵	20	CE – UFC
	6,0.10 ⁶	1,0.10 ⁶	1,4.10 ⁶	3,6.10 ⁵	36	SP – USP
	2,4.10 ⁸	4,9.10 ⁷	5,9.10 ⁷	1,1.10 ⁷	40	MG – UFMG
	1,7.10 ⁶	7,1.10 ⁵	6,8.10 ⁵	3,6.10 ⁵	29	SC – UFSC
	7,3.10 ⁶	5,1.10 ⁶	5,8.10 ⁶	3,8.10 ⁶	18	RS – UFMS
Coliformes termotolerantes	1,7.10 ⁷	7,0.10 ⁶	9,7.10 ⁶	1,9.10 ⁶	94	Geral – RENTED
	4,6.10 ⁸	6,5.10 ⁷	1,7.10 ⁷	9,8.10 ⁶	20	CE – UFC
	1,8.10 ⁷	1,1.10 ⁷	1,4.10 ⁷	7,1.10 ⁶	38	PB – UEPB
	7,4.10 ⁶	1,3.10 ⁶	2,0.10 ⁶	4,4.10 ⁵	36	SP – USP
Coliformes totais	2,0.10 ⁸	4,6.10 ⁷	2,4.10 ⁷	1,2.10 ⁷	95	Geral – RENTED
	1,8.10 ⁷	1,1.10 ⁷	1,4.10 ⁷	7,1.10 ⁶	38	PB – UEPB
	1,1.10 ⁹	2,9.10 ⁸	5,2.10 ⁸	1,2.10 ⁸	39	MG – UFMG
	2,6.10 ⁷	1,8.10 ⁷	2,0.10 ⁷	8,7.10 ⁶	18	RS – UFMS

Os resultados de bactérias no esgoto (*E. coli* e Coliformes) diferem dos demais poluentes por apresentarem normalmente valores de potências de 10, e nesse caso a média mais indicada é a geométrica (não a aritmética tradicional). De

modo geral, os dados mostram concentrações tendendo a diluídas, por exemplo, médias geométricas e medianas entre 10^6 e 10^7 NMP/100mL. Por sua vez, os resultados de ovos de helmintos, apesar de serem apenas de 2 sistemas (PB e SP), exemplificam duas realidades bastantes distintas: na Paraíba, um sistema grande (Campina Grande) e com grande incidência de doença por helmintos; por outro lado, em São Paulo, um sistema pequeno (moradia universitária na USP) com baixa ocorrência de helmintose e, conseqüentemente, uma virtual ausência dos ovos de helmintos no esgoto bruto.

Tabela 3.24 – Concentrações de ovos de helmintos em esgotos domésticos obtidos na RENTED

Parâmetro	Concentrações (Ovos/L)				N	Referência
	75%	Média	50%	25%		
Ovos de helmintos	87	51	42	29	61	Geral – RENTED
	88,3	59,5	45,0	38,0	52	PB – UEPB
	0,1	0,1	0,1	0,1	9	SP – USP

3.1.3 Contaminantes de preocupação emergente (CEC)

Definição e classificação

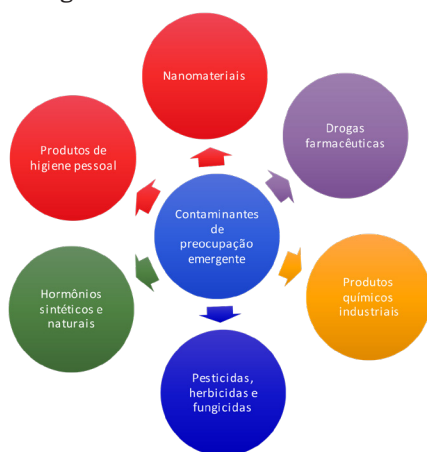
O esgoto doméstico contém uma miríade de compostos que, por ocorrerem em concentrações traço, da ordem de ng/L a µg/L, têm sido chamados de microcontaminantes orgânicos. Nesse grupo de contaminantes estão incluídos fármacos de diversas classes (p. ex.: analgésicos, antibióticos, antilipêmicos, anti-inflamatórios, anticoncepcionais), substâncias utilizadas em produtos de limpeza e higiene pessoal (p. ex.: surfactantes como os alquilfenóis etoxilados, fragrâncias como a tonalide e antissépticos como o triclosan), além de hormônios naturais excretados pelos humanos (p. ex.: estriol, estrona, estradiol). Na Tabela 3.25 apresentam-se alguns microcontaminantes agrupados em função de sua utilização principal.

Tabela 3.25 – Grupo/classe de alguns microcontaminantes orgânicos

Grupo/classe de compostos	Compostos
Fármacos	
Antibióticos humanos e veterinários	trimetoprima, eritromicina, lincomicina, sulfametoxazol, cloranfenicol, amoxicilina
Analgésicos e anti-inflamatórios	ibuprofeno, diclofenaco, fenoprofeno, acetaminofeno, naproxeno, ácido acetilsalicílico, fluoxetina, cetoprofeno, indometacina, paracetamol
Drogas psiquiátricas	diazepam, carbamazepina, primidona, salbutamol
Reguladores lipídicos	ácido clofibríco, bezafibrato, ácido fenofibríco, etofibrato, gemfibrozil
Beta-bloqueadores	metoprolol, propranolol, timolol, sotalol, atenolol
Contrastes raio-X	iopromida, iopamidol, diatrizoato
Produtos de higiene pessoal	
Fragrâncias	nitro compostos, acetofenona, celestolida, ftalatos
Bronzeadores	benzofenona, cânfora, metilbenzilideno
Repelentes de insetos	N, N-dietiltoluamida
Antissépticos	triclosan, clorofeno
Desreguladores endócrinos	
Produtos químicos industriais	alquilfenóis, ftalatos, bisfenol-A, estireno, retardantes de chama bromados (PBDEs), surfactantes (perfluorocetano sulfonatos – PFOS)
Hormônios e esteroides	estradiol, estrona, estriol, dietilestilbestrol
Pesticidas	PCF (pentaclorofenol), rifuralin, atrazina, DBCP (dibromocloropropano), lindano

Fonte: Costa (2011)

A Figura 3.11 apresenta os principais grupos de contaminantes de preocupação emergente.

**Figura 3.11** – Principais grupos de contaminantes de preocupação emergente

Devido ao fato de as informações toxicológicas e ambientais para muitos dos microcontaminantes serem escassas, insuficientes ou contraditórias e, em decorrência, os efeitos adversos causados no ambiente ou ao homem serem controversos, é comum referir-se a eles como contaminantes de preocupação emergente, ou CEC do inglês *contaminants of emerging concern*. Vale enfatizar que para a maioria dos microcontaminantes o que é emergente é a preocupação com seu impacto ambiental, e não o contaminante em si. Como exemplo, os alquilfenóis etoxilados (APEO) têm sido usados por mais de 70 anos em diversos produtos, principalmente de limpeza; ao passo que os hormônios estrogênicos (p. ex.: estradiol) são naturalmente excretados pelos humanos.

Sauvé e Desrosiers (2014) definem CEC como contaminantes de ocorrência natural, manufaturados ou antropogênicos que estão presentes ou podem ocorrer em vários compartimentos ambientais e cuja toxicidade ou persistência provavelmente alteram de forma significativa o metabolismo de um ser vivo. Segundo os autores, determinado CEC deve permanecer “emergente” até quando houver escassez de informações na literatura científica sobre os problemas potenciais que ele possa causar. De forma geral, CEC são compostos ou grupos químicos que apresentam potencial para colocar em risco a saúde humana ou o meio ambiente e que ainda não são sujeitos às normas regulatórias de proteção ambiental ou da saúde.

Alguns CEC, como o fármaco etinilestradiol, o plastificante bisfenol-A e o surfactante nonilfenol têm a propriedade de mimetizar hormônios estrogênicos e alterar o funcionamento do sistema endócrino, sendo, por isso, chamados de desreguladores endócrinos (ou ainda perturbadores endócrinos, disruptores endócrinos, agentes hormonalmente ativos). De acordo com o documento *State of the Science of Endocrine Disrupting Chemical*, produzido por especialistas a pedido da Organização Mundial da Saúde (OMS) e Programa das Nações Unidas para o Meio Ambiente (PNUMA), um desregulador endócrino é uma substância ou mistura exógena que altera o funcionamento do sistema endócrino e, conseqüentemente, causa efeitos adversos à saúde em um organismo, sua prole ou (sub) população (BERGMAN et al., 2012). A Figura 3.12 mostra a definição e classificação de contaminantes ambientais.



Figura 3.12 – Definição e classificação de contaminantes ambientais

Alterações no sistema endócrino pela exposição aos desreguladores endócrinos têm sido cientificamente comprovadas e acarretam diversos efeitos adversos à fauna aquática, tais quais danos morfológicos, metabólicos e alterações sexuais. Como consequência da desestabilização do sistema endócrino, podem ser observadas, no organismo exposto, alterações bioquímicas e histopatológicas (fígado, gônadas e rins), modificações no processo reprodutivo e no desenvolvimento, mudanças comportamentais, entre outras (CUNHA et al., 2016). Segundo Cunha et al. (2016), dentre tais efeitos adversos, o mais alarmante é o processo de feminização – desenvolvimento de características sexuais femininas, incluindo anatomia reprodutiva feminina, principalmente nos peixes. De fato, peixes atuam como importantes indicadores de potenciais efeitos de desregulação endócrina, principalmente aqueles ligados à fisiologia reprodutiva, pois seu sistema reprodutivo é regulado por estrogênios similares aos dos mamíferos. Em razão disso, suspeita-se que tais compostos também possam causar efeitos adversos nos sistemas reprodutivo, neurológico e imunológico

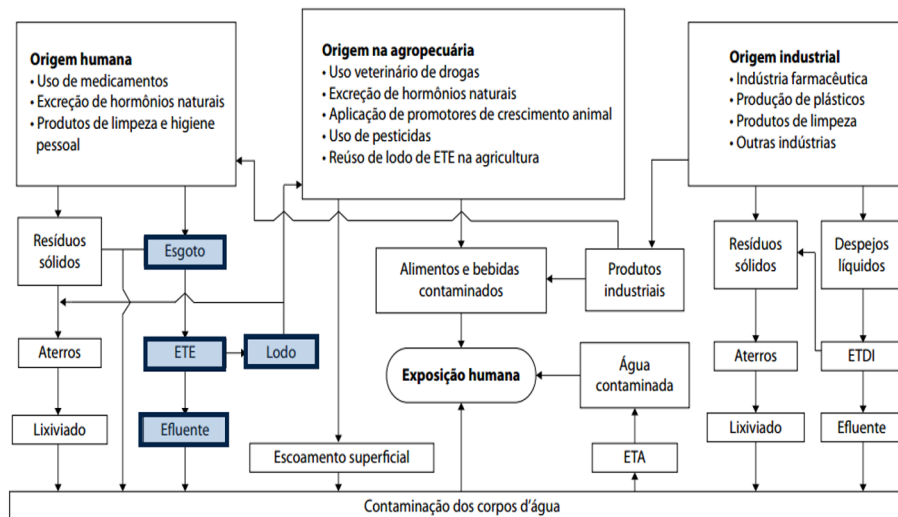
de humanos, especialmente em organismos com o sistema endócrino em desenvolvimento, como fetos e recém-nascidos (BERGMAN et al., 2012).

Fontes de contaminação e ocorrência em águas brasileiras

Os CEC podem atingir as redes de coleta de esgoto por meio do lançamento de águas cinza (derivadas dos chuveiros, lavatórios e lavanderias), águas negras (excretas de indivíduos que podem conter medicamentos de uso oral e hormônios naturais) e descarte, nas instalações sanitárias, de medicamentos e produtos químicos não usados ou com prazos de validade expirados. A Figura 3.13 mostra as rotas de contaminação ambiental e exposição aos CEC, destacando a contribuição do esgoto doméstico.

Os CEC têm sido encontrados em águas superficiais em diversos países, desenvolvidos ou em desenvolvimento. Em parte, isso é devido ao avanço nas metodologias analíticas, principalmente aquelas que utilizam espectrometria de massas, que permitem a detecção de compostos orgânicos em baixíssimas concentrações, da ordem de nanogramas por litro (ng/L ou 1 parte por trilhão, ppt) a picogramas por litro (pg/L ou 1 parte por quadrilhão, ppq). Outro aspecto que certamente contribui para a prevalência ambiental dos CEC, principalmente nos países em desenvolvimento, é a ausência de tratamento de esgoto, lixiviados e efluentes industriais que, como mostra a Figura 3.13, são importantes fontes de aporte destes contaminantes no ambiente.

No Brasil, os trabalhos pioneiros sobre o tema foram publicados no final da década de 1990 por Ternes et al. (1999) e Stumpf et al. (1999), que respectivamente monitoraram fármacos e desreguladores endócrinos no esgoto bruto e tratado na ETE-Penha e em águas naturais no Rio de Janeiro. Após esses trabalhos, outros mais recentes, como Sodr e et al. (2007); Moreira et al. (2009); Sodr e et al. (2010); Moreira et al. (2011); Locatelli et al. (2011); Montagner e Jardim (2011); Rodrigues (2014); Quaresma (2014) e Dias (2014) apresentam dados de monitoramento de diversos microcontaminantes em águas naturais em distintas épocas do ano (estiagem e chuvosa), principalmente nos Estados de MG e SP. A compilação de trabalhos brasileiros feita por Lima et al. (2017) evidencia a grande diversidade de compostos presentes nas águas superficiais monitoradas, bem como a amplitude de concentração dos compostos detectados (Tabela 3.25).



ETE e ETDI: Estações de Tratamento de Esgoto e de Despejos Industriais; ETA: Estação de Tratamento de Água

Figura 3.13 – Rotas de contaminação e exposição humana aos CEC

Fonte: Aquino et al. (2013)

A Tabela 3.25 mostra que nonilfenol (NP) e bisfenol-A (BPA) são os microcontaminantes mais comumente detectados, atingindo concentrações de 1800 ng/L e 13016 ng/L, respectivamente, em águas naturais. Além destes, os hormônios estradiol (E2) e etinilestradiol (EE2), que advêm predominantemente de esgoto sanitário, também foram detectados em vários estudos. A estrutura sanitária menos consolidada no Brasil parece explicar o porquê das concentrações de fármacos e desreguladores endócrinos detectadas no Brasil serem, em muitos casos, superiores às relatadas em países desenvolvidos como EUA, Espanha, Alemanha e Canadá (GHISELLI et al., 2007). Além disso, as maiores concentrações desses microcontaminantes foram determinadas em regiões com elevada densidade populacional e durante os períodos de estiagem (LIMA et al., 2017).

Tabela 3.25 – Faixa de concentração de fármacos e desreguladores endócrinos detectados em águas brasileiras (Lima et al. 2017) e valor guia apresentado por EPHC/NRMMC/AHMC (2008) (continua)

Composto	Classe	Mín. – Máx. (ng/L)	Média ± SD (ng/L)	N	Tipo de Água	Valor Guia ³
Ácido Acetilsalicílico (AAS)	Analgésico	< 0,04 ¹ – 15687,9	164,4 ± 4437,7	12	AB	105 µg/L
		< 0,04 ¹ – 5286,9	186,1 ± 2209,2	6	AT	
Acetaminofeno. (PCT)	Analgésico	0,01- 1222,6	7,5 ± 323,7	14	AB	175 µg/L
		< 0,2 ¹ – 453,6	25,7 ± 190,1	4	AT	
Ácido Clofibrico (CEA)	Regulador lipídico	< 10 ¹ – < 90	30 ± 34,0	3	AB	750 µg/L
Ácido Fenofibrico (FF)	Regulador lipídico	40 – -300	170 ± 130	2	AB	ND
Ampicilina (AMP)	Antibiótico	< 0,45 ²	0,45 ± 0	1	AB	ND
Amoxicilina (AMX)	Antibiótico	< 0,46 ² – 8,9	4,7 ± 4,2	2	AB	1,5 µg/L
Bezafibrato (BZF)	Regulador lipídico	0,13 – 744,4	12,2 ± 266,1	9	AB	300 µg/L
		< 2,9 ¹ – 1659,1	2,9 ± 656,7	5	AT	
Bisfenol A (BPA)	Insumo da indústria química	< 1,2 ¹ – 13016	25 ± 2011,0	41	AB	200 µg/L
		< 1,2 ¹ – 2549,1	3,3 ± 754,4	10	AT	
Cimetidine (CIM)	Antiulceroso	2,6 – 13,9	8,2 ± 5,7	2	AB	200 µg/L
Cefalexina (CEF)	Antibiótico	< 0,64 ² – 29	14,8 ± 14,2	2	AB	35 µg/L
Ciprofloxacina (CIP)	Antibiótico	< 0,41 ² – 2,5	1,5 ± 1,05	2	AB	250 µg/L
Diclofenaco (DCF)	Anti-inflamatório	0,14 – 400	11,1 ± 102,1	18	AB	1,8 µg/L
		< 4,9 ¹ – 330,6	21,5 ± 117,2	6	AT	

(continua)

Composto	Classe	Mín. – Máx. (ng/L)	Média ± SD (ng/L)	N	Tipo de Água	Valor Guia ³
Ethinilestradiol (EE2)	Hormônio sintético	0,29 – 4390	21 ± 1254,8	28	AB	1,5 ng/L
		< 4,6 ¹ – 623,0	13,6 ± 227,5	6	AT	
Estriol (E3)	Hormônio natural	< 0,6 – 67,4	2,3 ± 17,9	13	AB	50 ng/L
		< 2,1 ¹ – 97,4	30,7 ± 40,4	4	AT	
Estrona (E1)	Hormônio natural	< 0,3 ¹ – 78,1	4,7 ± 21,4	19	AB	30 ng/L
		< 4,7 ¹ – 70,1	12,3 ± 26,8	6	AT	

¹Limite de Detecção; ²Limite de Quantificação; ³Valor guia relativo a saúde.

AB – Água bruta; AT – Água tratada; ND – Não disponível.

Fonte: adaptado de Lima et al. (2017) e EPHC/NRMMC/AHMC (2008)

Tabela 3.25 – Faixa de concentração de fármacos e desreguladores endócrinos detectados em águas brasileiras (Lima et al. 2017) e valor guia apresentado por EPHC/NRMMC/AHMC (2008) (continuação)

Composto	Classe	Mín. – Máx. (ng/L)	Média ± SD (ng/L)	N	Tipo de Água	Valor Guia ³
Ftalato de dietila (DEP)	Insumo da indústria química	5,0 – 410,9	208,0 ± 203,0	2	AB	ND
Genfibrozila (GEN)	Regulador lipídico	1,06 – 216,4	4,5 ± 89,0	12	AB	600 µg/L
		< 1,5 ¹ – 98,4	41,7 ± 44,7	4	AT	
Ibuprofeno (IBU)	Anti-inflamatório	0,02 ¹ – 4155,5	7,3 ± 1030,3	15	AB	400 µg/L
		< 0,66 ¹ – 16,9	8,5 ± 7,9	6	AT	
Levonorgestrel (LNG)	Anticoncepcional	< 19 ² – 663	341 ± 322	2	AB	ND
Naproxeno (NPX)	Anti-inflamatório	2,5 ¹ – 200	15 ± 56,3	10	AB	220 µg/L
Norfloxacin (NOR)	Antibiótico	< 0,4 ² – 2,2	1,3 ± 0,9	2	AB	400 µg/L

(continua)

Composto	Classe	Mín. – Máx. (ng/L)	Média ± SD (ng/L)	N	Tipo de Água	Valor Guia ³
Prometazina (PTZ)	Antialérgico	7,0 – 71,9	39,5 ± 32,5	2	AB	ND
Ranitidina (RAN)	Antiulce- roso	8,3 – 15,8	12,1 ± 3,8	2	AB	ND
Sulfametoxazol (SMX)	Antibiótico	< 0,8 ² – 1826,3	1,5 ± 603,1	8	AB	35 µg/L
		< 1,1 ¹ – 2592,6	1,1 ± 1122,1	4	AT	
Tetraciclina (TET)	Antibiótico	< 2,5 ² – 11	6,8 ± 4,3	2	AB	105 µg/L
Triclosan (TCS)	Antisséptico	< 0,7 ¹ – 66	0,7 ± 22,5	13	AB	0,35 µg/L
Trimetoprima (TMP)	Antibiótico	< 0,6 ¹ – 1573,9	6,9 ± 613,2	9	AB	70 µg/L
		< 0,6 ¹ – 4381,2	438,5 ± 1574,5	6	AT	
17β-Estradiol (E2)	Hormônio natural	< 0,6 – 6806	33,9 ± 1693,5	28	AB	175 ng/L
		< 4,4 ¹ – 43,5	10,8 ± 16,9	6	AT	
4-t-octilfenol (OP)	Insumo da indústria química ⁴	< 0,1 ¹ – 64,6	2,1 ± 19,1	16	AB	50 µg/L
		< 0,5 ¹ – 276,6	4,4 ± 100,4	6	AT	
4-n-nonilfenol (NP)	Insumo da indústria química ⁴	< 0,5 ¹ – 1918	41,1 ± 708,8	20	AB	500 µg/L
		< 0,1 ¹ – 2820,0	0,5 ± 969,8	7	AT	

¹Limite de Detecção; ²Limite de Quantificação; ³Valor guia relativo a saúde; ⁴São utilizados na fabricação dos surfactantes não iônicos APEOs – alquilfenóis polietoxilados

AB – Água bruta; AT – Água tratada; ND – Não disponível.

Fonte: adaptado de Lima et al. (2017) e EPHC/NRMMC/AHMC (2008)

Dos compostos listados na Tabela 3.25, apenas o ftalato de dietila (solvente usado em cosméticos e fragrâncias), o triclosan (antisséptico e conservante em cosméticos), o 4-octilfenol e o 4-nonilfenol (subprodutos da degradação de alquilfenóis etoxilados usados em formulações detergentes) não são fármacos. Dos 25 fármacos monitorados em estudos brasileiros e compilados na Tabela 3.25, 9 são antibióticos, 5 são hormônios estrogênicos, 4 são reguladores

lipídicos, 3 são anti-inflamatórios, 2 são antiulcerosos, e 2 são analgésico ou antialérgico. A preferência pelos antibióticos e hormônios segue a tendência mundial e é respaldada pelo impacto ambiental destes compostos. Como visto anteriormente, os hormônios estrogênicos causam feminização de algumas espécies aquáticas e são suspeitos de causar câncer de mama, útero e testículo, diminuição de contagem de espermatozoides, dentre outros efeitos adversos em humanos (BERGMAN et al., 2012). Os antibióticos, por sua vez, podem causar toxicidade biológica, indução de resistência antimicrobiana em bactérias patogênicas e genotoxicidade (LIMA et al., 2017).

Legislação ambiental

Há vários fármacos no mercado e novos produtos são continuamente desenvolvidos e liberados para comercialização, de forma que tais compostos são extensivamente estudados em termos de impacto à saúde humana. Eles são rigorosamente testados em relação à segurança antes de serem liberados e há programas vigentes para reportar e monitorar seus efeitos adversos. De fato, uma das conclusões do estudo intitulado *Pharmaceuticals in drinking water* (WHO, 2012) é que a maioria dos fármacos ocorre em águas naturais e tratadas em concentrações bem inferiores à dose terapêutica, o que diminui a probabilidade dos mesmos causarem efeitos adversos em humanos pela ingestão de água distribuída. Isso não significa, contudo, que tais fármacos não causem efeitos adversos no meio ambiente.

Alguns fármacos têm sido associados a diversos impactos, em diferentes níveis tróficos e compartimentos ambientais (GINEBREDA et al., 2016) (Figura 3.14). Reflexo disso é que o anti-inflamatório diclofenaco (DCF) e os hormônios estradiol (E2) e etinilestradiol (EE2) tenham sido incluídos na primeira lista de vigilância (*first watch list*) da Diretiva 39 do Parlamento Europeu e do Conselho (UE, 2013). Se aprovadas como substâncias prioritárias, os valores limites sugeridos para a presença de DCF, E2 e EE2 em águas superficiais dos países membros da União Europeia serão de 100 ng/L; 0,4 ng/L e 0,035 ng/L, respectivamente (JOHNSON et al., 2013).

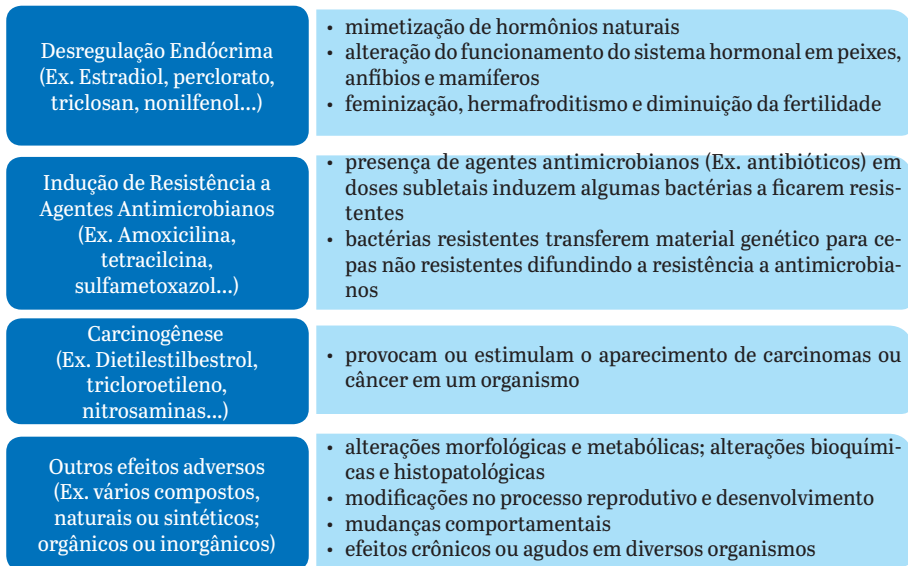


Figura 3.14 – Alguns impactos atribuídos à presença de CECs no ambiente

De forma similar, em novembro de 2016 a Agência de Proteção Ambiental Estadunidense (USEPA) publicou a CCL-4 (*Contaminant Candidate List*), listando contaminantes químicos e microbiológicos que atualmente não fazem parte da *National Primary Drinking Water Regulation* mas que ocorrem ou têm probabilidade de ocorrer em águas naturais e, por conseguinte, em mananciais de abastecimento público. Na CCL-4, que contém 97 compostos ou grupos químicos, são listados 13 compostos que, por serem utilizados como fármacos ou em produtos de limpeza e higiene pessoal, têm probabilidade de ocorrer no esgoto doméstico. São eles os compostos estrogênicos 17 α -estradiol, 17 β -estradiol, estriol, estrona, etinilestradiol, mestranol, equilenina, equilina e noretindrona; o antibiótico eritromicina; os solventes N-metil-2-pirrolidona e 2-metoxietanol, e o surfactante nonilfenol.

Vale destacar que a maioria dos países não possui regulamentação que estabeleça concentrações-limite para CECs em águas naturais ou para consumo humano, ou ainda para lançamento de esgoto/efluentes no ambiente. Nos Estados Unidos da América, o *Clean Water Act* (CWA) é o marco regulatório que estabelece os padrões de qualidade de águas superficiais e o padrão de lançamento de

efluentes. A lista de poluentes prioritários, que é utilizada como ponto de partida para o desenvolvimento de programas nacionais de descarte e lançamento de efluentes (p. ex., *Effluent Guidelines; National Pollutant Discharge Elimination System* – NPDES), contém 126 compostos ou grupos químicos (USEPA, 2014), mas nenhum deles são fármacos, produtos de limpeza e higiene pessoal ou estrógenos naturais. Já os padrões de qualidade de água para abastecimento são estabelecidos pela *Safe Drinking Water Act* (SDWA), que determina padrões primários (*National Primary Drinking Water Regulation* – NPDWR), para contaminantes químicos e microbiológicos que podem causar efeitos adversos à saúde humana, e padrões secundários (*National Secondary Drinking Water Regulation* – NSDWR) para compostos e substâncias que podem provocar efeitos de natureza estética e/ou organoléptica. A EPA 816-F-09-004 (USEPA, 2009) define padrões primários para uma lista que contém 53 compostos orgânicos, classificados como pesticidas e intermediários ou produtos da indústria química. Tal como ocorre para os padrões de qualidade de águas e descarte de efluentes, o padrão de potabilidade estadunidense não contempla compostos estrogênicos, fármacos, produtos de limpeza e higiene pessoal.

Em relação à União Europeia, como discutido anteriormente, em agosto de 2013 a Comissão do Meio Ambiente do Parlamento Europeu, por meio da Diretiva 2013/39/EU, aprovou a inclusão, com os respectivos EQS (*Environmental Quality Standards*), de 12 das 15 substâncias propostas pelo documento COM (2011)876 e que serão alvo de monitoramento no próximo ciclo de implementação da política das águas na União Europeia de 2015 a 2021. Para os fármacos 17 α -etinilestradiol, o 17 β -estradiol e o diclofenaco, que não tiveram sua inclusão aprovada, não foram definidas concentrações-limite. Esses foram então inseridos em uma Lista de Vigilância, com a finalidade de recolher mais dados de monitoramento para subsidiar a determinação de limites adequados ao risco que essas substâncias constituem (CUNHA et al., 2016). A Diretiva 1998/83/EC, que estabelece a qualidade das águas para abastecimento público na União Europeia, também não lista, dentre os 25 compostos ou grupos químicos arrolados, compostos considerados CEC e potencialmente presentes no esgoto sanitário.

O documento *Australian Guidelines for Water Recycling – Augmentation of Drinking Water Supplies* (EPHC/NRMMC/AHMC 2008) discute os efeitos de desreguladores endócrinos, fármacos, produtos de limpeza e higiene pessoal com

mais detalhes do que os Guias Australianos de Água Potável (*Australian Drinking Water Guidelines*) e apresenta valores guia, baseados no impacto à saúde, para diversos CECs, dentre os quais figuram 84 fármacos e metabólitos (28 antibióticos, 9 anti-inflamatórios, 7 beta bloqueadores, 12 hormônios e 28 de outras classes), 7 fragrâncias e 42 compostos químicos de uma miscelânea que inclui os ésteres ftálicos (ou ftalatos) e alquilfenóis, conhecidos desreguladores endócrinos.

Os valores guias de compostos encontrados em águas superficiais brasileiras, conforme compilação feita por Lima et al. (2017), foram apresentados na Tabela 3.25. Percebe-se que, para a maioria dos fármacos, incluindo os antibióticos, a concentração que causaria toxicidade crônica (calculada pela EPHC/NRMMC/AHMC (2008) considerando fatores de segurança de 1000 a 10.000) são da ordem de 162 vezes (para o anti-inflamatório diclofenaco) a 167.000 vezes (para o antibiótico ciprofloxacina) superior à concentração média encontrada em água superficial ou manancial de abastecimento, confirmando as conclusões do documento *Pharmaceuticals in drinking water* (OMS, 2012). Para os desreguladores endócrinos bisfenol A, nonilfenol e octilfenol, a concentração que causaria toxicidade crônica seria de 15 a 774 vezes superior à concentração máxima de tais compostos quantificados em águas superficiais brasileiras.

Do ponto de vista de saúde humana, dentre os compostos apresentados na Tabela 3.25, os únicos que ocorrem em águas superficiais brasileiras em concentrações da mesma ordem de grandeza que os valores guias calculados pela EPHC/NRMMC/AHMC (2008) seriam os hormônios estrogênicos estradiol, etinilestradiol, estriol e estrona. O etinilestradiol, de elevada estrogenicidade, ocorreu com concentração média nas águas superficiais brasileiras aproximadamente 15 vezes superior àquela considerada limite para prevenir efeitos adversos à saúde humana.

Como discutido anteriormente, a baixa toxicidade humana dos fármacos e produtos de limpeza/higiene pessoal não implica que estes sejam isentos de impactos ambientais. É pouco provável que os antibióticos induzam resistência a antimicrobianos no hospedeiro que ingerir água contendo concentrações subterapêuticas, mas podem levar ao desenvolvimento de cepas resistentes em reatores biológicos que concentram lodo e intensificam a transferência de material genético entre cepas de patógenos resistentes e não resistentes. Além disso, para alguns CECs a concentração que causaria impacto ao ecossistema aquático seria bem menor do que àquela que causaria impacto à saúde humana.

Segundo Ginebreda et al. (2016), os grupos de fármacos considerados mais perigosos e que exigem mais pesquisas são:

- Os antibióticos, pelo elevado consumo (ocupam o terceiro lugar em volume de uso de todos os fármacos empregados na medicina humana, representando ainda 70% daqueles usados em medicina veterinária) e pela possibilidade de que sejam desenvolvidas cepas bacterianas resistentes, que façam com que esses compostos sejam ineficazes para o fim ao qual foram fabricados;
- Os meios de contraste usados em exames de raios X, pela persistência ambiental, elevada mobilidade no meio aquático, dificuldade de remoção durante o tratamento de água e moderada toxicidade;
- Os citostáticos³, devido às conhecidas propriedades carcinogênicas, mutagênicas ou embriogênicas, e dificuldade de remoção durante o tratamento de água;
- Os estrógenos, utilizados fundamentalmente como anticoncepcionais e no tratamento de distúrbios hormonais, cuja capacidade de interferência endócrina lhes arroga a responsabilidade pelos recorrentes fenômenos de feminização, hermafroditismo e diminuição da fertilidade de diversas espécies.

Das classes de fármacos mencionadas por Ginebreda et al. (2016), somente os antibióticos e estrógenos constam na Tabela 3.25 que compila o monitoramento feito no Brasil em águas superficiais. De forma similar, os dados de monitoramento de esgoto (bruto ou tratado) coletados por pesquisadores brasileiros não contemplam os meios de contraste e os citostáticos. Como será visto no próximo tópico, o monitoramento em esgoto feito no nosso País tem priorizado os hormônios estrogênicos, os antibióticos e fármacos de outras classes (p. ex.: anti-inflamatórios, antilipêmicos). Isso pode ser devido à incipiência desse tipo de pesquisa no nosso país, que exige mão de obra qualificada e infraestrutura sofisticada; e a ausência de política de priorização nos editais de fomento. Atualmente, cada grupo de pesquisa parece monitorar os compostos para os quais dispõe de padrões, sem muita preocupação com a toxicidade ou dinâmica ambiental do contaminante escolhido.

³ Os citostáticos, vulgarmente conhecidos como citotóxicos ou antineoplásicos, são medicamentos ou fármacos utilizados para parar a proliferação e crescimento de uma célula neoplásica. São utilizados no tratamento de neoplasias malignas quando a cirurgia ou a radioterapia não são possíveis ou se mostraram ineficazes, ou ainda como adjuvantes da cirurgia ou da radioterapia como tratamento inicial. Fonte: <https://www.portaleducacao.com.br/conteudo/artigos/farmacia/farmacos-citostaticos/28543> (Acesso em 26/04/2018)

Ocorrência em esgoto brasileiro

A Tabela 3.26 compila resultados de monitoramento feito no Brasil de CECs em amostras de esgoto bruto e tratado biologicamente. As duas últimas colunas da Tabela 3.26 apresentam dados compilados pela EPHC/NRMMC/AHMC (2008) e referem-se, respectivamente, à concentração máxima de CECs reportada por estudos internacionais e ao valor guia estimado para prevenção de danos à saúde humana por exposição aos CECs via consumo de água. A lista de CECs compilada pela EPHC/NRMMC/AHMC (2008) é relativamente extensa e inclui fármacos, pesticidas, fragrâncias, retardantes de chama, surfactantes, dioxinas, ftalatos e compostos de organoestanho. Contudo, cerca de 2/3 dos compostos monitorados em esgoto australiano e de outras partes do mundo estavam presentes no esgoto em concentração menor do que o limite de detecção do método analítico utilizado (EPHC/NRMMC/AHMC, 2008).

As Estações de Tratamento de Esgotos (ETE) são projetadas para a redução dos impactos relacionados ao lançamento de substâncias tóxicas nos corpos receptores e seus consequentes danos ao meio ambiente e à saúde humana. No Brasil, as ETE são usualmente projetadas em nível secundário; quando em nível terciário, são normalmente concebidas para remoção de nitrogênio e microrganismos patogênicos.

Segundo o *Atlas* da Agência Nacional de Águas (ANA, 2017), o percentual de esgoto coletado e tratado é de 43,45%, sendo 18,2% coletado e lançado em um corpo d'água na forma *in natura*, sem nenhum tipo de tratamento. Assim, de maneira a viabilizar a universalização do esgotamento sanitário, deve-se pensar em sistemas de tratamento de esgotos de baixo custo, projetados pelo menos em nível secundário. Contudo, nada impede a busca pelo aprimoramento desses referidos sistemas para remoção de poluentes não convencionais, como os CEC, de maneira a atenuar ainda mais os impactos ambientais do lançamento de esgotos tratados em corpos receptores.

Depreende-se da Tabela 3.27 que, de forma geral, a concentração de fármacos reportada em esgoto bruto no Brasil é menor do que aquela reportada em esgoto tratado na Austrália e outros países. Apenas os compostos estrogênicos (estriol, estrona, estradiol e etinilestradiol), o antibiótico clindamicina e o anti-inflamatório naproxeno ocorreram no Brasil em concentrações máximas similares ou superiores àquelas reportadas pela EPHC/NRMMC/AHMC (2008). Outra conclusão importante é que, para todos os CECs reportados, exceto os

hormônios estrogênicos, a concentração encontrada no esgoto bruto brasileiro é bem inferior ao valor considerado limiar para desencadear algum efeito adverso à saúde humana. Em relação aos hormônios estriol, estrona, estradiol e etinilestradiol, devido à sua elevada estrogenicidade, percebe-se que os valores médios ou medianos encontrados em esgoto bruto brasileiros superam os valores guia apresentados pela EPHC/NRMMC/AHMC (2008). Tais resultados são coerentes com a discussão feita anteriormente (ver Tabela 3.25) sobre o risco inerente à presença de hormônios em águas naturais brasileiras.

Como dito anteriormente, os valores guias apresentados pela EPHC/NRMMC/AHMC (2008) referem-se a efeitos adversos à saúde humana, e foram calculados, no caso dos fármacos, dividindo-se a dose terapêutica mínima por um fator de segurança que variou de 1.000 a 10.000. É preciso destacar que o efeito adverso de CECs no meio ambiente (p. ex.: biota aquática) pode ocorrer em concentrações bem menores.

Tabela 3.26 – Concentração (ng/L) de CECs detectados em amostras de esgoto bruto e tratado biologicamente no Brasil e comparação com valor máximo reportado em esgoto tratado australiano (continua)

Composto	Classe	Concentração esgoto bruto			N	Ref.	Conc. Máx. esgoto tratado ¹ (ng/L)	Valor Guia (ng/L) ²
		Mín. – Máx. (ng/L)	Mediana (ng/L)	Média (ng/L)				
Bisfenol A (BPA)	Insumo da indústria química	55,7 – 308,8	164,69	175,3	12	1 e 2	12.000	200.000
		-	-	8.700	-	5	-	-
		1290 – 84.110	-	-	-	5	<i>apud</i> 1	-
		11,6 – 940,11	56,75	142,04	11	6	-	-
		61 – 862 ^a	-	244 ^a	11	7	-	-
		299 – 1.544 ^b	-	860 ^b	11	7	-	-
		<LQ – 23,54	10,79	11,91	20	8*	-	
17 α -etinilestradiol (EE2)	Hormônio sintético	<LD – <LD	-	<LD	12	1 e 2	270	1,5
		-	-	5.810	-	3	<i>apud</i> 1	-
		<100 – 1.380	-	-	-	4	<i>apud</i> 1	-
		600 – 1.260	-	-	-	5	<i>apud</i> 1	-
		0 – 174,79	72,90	85,89	11	6	-	-
		<LD – 68,45	<LD	<LQ	20	8*	-	-

(continua)

Composto	Classe	Concentração esgoto bruto			N	Ref.	Conc. Máx. esgoto tratado ¹ (ng/L)	Valor Guia (ng/L) ²
Estriol (E3)	Hormônio natural	0 – 5.664,37	1.810,55	1.834,47	11	6	51	50
17β-estradiol (E2)	Hormônio natural	<LD – <LD	<LD	<LD	12	1 e 2	93	175
		-	-	6.690	-	3 apud 1		
		<64 – 300	-	-	-	4 apud 1		
		1330 – 2.270	-	-	-	5 apud 1		
		18,56 – 854,45	19,84	107,32	11	6		
		<LD – 18,34	<LD	<LQ	20	8*		
Estrona (E1)	Hormônio natural	18,56 – 854,45	29,67	156,39	11	6	110	30
		<LQ – 25,97	<LD	<LQ	20	8*		
Sulfametoxazol (SMX)	Antibiótico	<LD – 150,8	13	35,0	12	1 e 2	1.900	35.000
		104 – 385,2	342,3	293,4	15	9**		
Trimetoprima (TRI)	Antibiótico	23,2 – 113,7	61,5	64,5	12	1 e 2	350	70.000
		0 – 12,27	0	1,44	12	6		
		115,6 – 290,5	203	203	15	9**		
Bezafibrato (BZF)	Regulador lipídico	<LD – 249,2	94,4	95,1	12	1 e 2	4.600	300.000
Diclofenaco (DCF)	Anti-inflamatório	<LD – 240,2	99,9	105,2	12	1 e 2	810	1.800
		<LQ – 28,96	16,12	16,43	20	8*		
Miconazol (MCZ)	Antifúngico	<LQ – <LQ	<LQ	<LQ	12	1 e 2	-	-
Diltiazem	Antiangi-noso	1,16 – 1,62	1,24	1,31	12	6	49	60.000
Fluconazol	Antifúngico	0 – 6,74	4,58	4,67	12	6	-	-
		4,5 – 31,5	18	18	15	9**		

¹ Valor máximo reportado em esgoto tratado a nível secundário; ² Valor guia de proteção à saúde humana da exposição por ingestão de água contaminada; ^a esgoto bruto ETE Arrudas BH; ^b esgoto bruto ETE Onça BH; * Efluente ETE Arrudas (lodos ativados); ** Efluente UASB/Filtro biológico; LQ – limite de quantificação; LD Limite de detecção. Referências: 1. Brandt (2012); 2. Queiroz (2011); 3. Ghiselli (2006); 4. Pessoa et al. (2011); 5. Froehner et al. (2011); 6. RENTED-UFMG/UFOP – Dados não publicados; 7. Florípes et al. (2018); 8. Castro (2017); 9. Lopes et al. (2017).

Tabela 3.26 – Concentração (ng/L) de CECs detectados em amostras de esgoto bruto e tratado biologicamente no Brasil (continuação)

Composto	Classe	Concentração esgoto bruto			N	Ref.	Conc. Máx. esgoto tratado ¹ (ng/L)	Valor Guia (ng/L) ²
		Mín. – Máx. (ng/L)	Mediana (ng/L)	Média (ng/L)				
Paracetamol (PCT)	Analgésico	313 – 1138 ^a	-	593 ^a	11	7	4.300	175.000
		10 – 382 ^b	-	247 ^b	11	7		
		<LQ – 27,98	3,49	5,05	20	8*		
Ibuprofeno (IBU)	Anti-inflamatório	0 – 236	232,92	127,70	11	6	28.000	400.000
		<LQ – 12,06	5,40	6,09	20	8*		
Prometazina (PTZ)	Antialérgico	11,6 – 940,11	0	223,88	11	6	-	-
		3,4 – 124,5	5,6	24,7	15	9**		
Naproxeno (NPX)	Anti-inflamatório	244 – 45.319 ^a	-	11.816 ^a	11	7	570	220.000
		151 – 2804 ^b	-	1.478 ^b	11	7		
Cafeína (CAF)	Estimulante	0 – 3.248,59	1.372,67	1.498,85	11	6	-	-
		1.953 – 13.431 ^a	-	4.679 ^a	11	7		
		811 – 15.709 ^b	-	3.931 ^b	11	7		
Aciclovir	Antiviral	0 – 22,15	0	2,90	12	6	-	-
Cimetidina	Anti-ulceroso	0 – 1,73	0	0,14	12	6	580	200.000
4-Octilfenol	Surfactante	<LQ – 9,09	<LQ	<LQ	20	8*	14	50.000
Genfibrozila	Regulador lipídico	<LQ – 13,33	10,17	9,75	20	8*	-	-
Atenolol (ATL)	Beta bloqueador	17,3 – 357,1	99,1	114,0	15	9**	-	-
Clindamicina (CLM)	Antibiótico	35,2 – 402,1	67,6	119,6	15	9**	120	300.000
Levofloxacino (LEVO)	Antibiótico	67,5 – 67,7	67,6	67,5	15	9**	-	-

¹ Valor máximo reportado em esgoto tratado a nível secundário; ² Valor guia de proteção à saúde humana da exposição por ingestão de água contaminada; ^a esgoto bruto ETE Arrudas BH; ^b esgoto bruto ETE Onça BH; * Efluente ETE Arrudas (lodos ativados); ** Efluente UASB/Filtro biológico; LQ – limite de quantificação; LD Limite de detecção. Referências: 1. Brandt (2012); 2. Queiroz (2011); 3. Ghiselli (2006); 4. Pessoa et al. (2011); 5. Froehner et al. (2011); 6. RENTED-UFMG/UFOP – Dados não publicados; 7. Florípes et al. (2018); 8. Castro (2017); 9. Lopes et al. (2017).

Infelizmente há poucos dados de toxicidade crônica e sobre efeitos de longo prazo da exposição ambiental aos CECs, e isso decorre das dificuldades relacionadas à realização de tais estudos. Segundo a USEPA (2008), os efeitos da

exposição nos organismos aquáticos durante os estágios iniciais de suas vidas podem não ser observados até que atinjam a fase adulta. Assim, a resposta dos testes usuais de toxicidade não é suficientemente abrangente para permitir a definição de valores de referência para alguns CECs, que podem ainda ter modos de ação bastante específicos e afetar apenas certos tipos de animais aquáticos (p. ex.: vertebrados, como peixes).

Substâncias e compostos químicos que trazem um risco significativo para o ambiente aquático normalmente são catalogados em listas de compostos prioritários. Tais listas variam entre países e são dinâmicas, sendo revisadas à medida que se dispõe de novos dados de sua ocorrência, toxicidade e persistência. Nesse sentido, alguns CECs, como os alquilfenóis e ftalatos, foram incluídos nas listas de compostos orgânicos prioritários da União Europeia (UE) e dos Estados Unidos da América (EUA). No caso dos alquilfenóis, os compostos nonilfenol e octilfenol aparecem nas Normas de Qualidade Ambiental da UE (UE, 2008), sendo o nonilfenol identificado como composto perigoso prioritário. Segundo tal Norma, a concentração média anual de nonilfenol e octilfenol na água não pode ultrapassar 0,3 µg/L e 0,1 µg/L, respectivamente. Percebe-se, no caso do octilfenol, que a concentração para desencadear efeitos adversos na fauna aquática é 500 vezes menor do que aquela considerada limiar (50 µg/L) para efeitos na saúde humana. De qualquer forma, os poucos dados de monitoramento de octilfenol feito no Brasil (Tabela 3.27) indicam que sua concentração mediana no esgoto é inferior ao limite de quantificação do método analítico utilizado, nesse caso estimado em 6,49 ng/L (CASTRO, 2017).

Contribuições da RENTED

Vários CEC foram investigados no âmbito da RENTED (Figura 3.15), não somente na caracterização do esgoto bruto, mas também na avaliação da remoção dos compostos em alguns dos sistemas de tratamento de esgotos investigados (Capítulo 4). No presente item, os vários CEC serão tratados apenas em termos de frequência de ocorrência (Figura 3.16), devido às diferentes metodologias utilizadas e à impossibilidade de sua padronização e validação, o que resultou em discrepância dos resultados. É importante mencionar que a análise de CEC precisa passar por uma etapa de pré-concentração de amostra, algumas vezes por uma etapa de derivatização e *clean-up*, e o método analítico deve ser validado. Maiores informações são apresentadas no item 3.4.3 do presente capítulo.

Número	Composto	Sigla	Classe	UFC			ICT			UFSM
				HPLC	HPLC	GC	HPLC/MS-MS	USP	UHPLC/MS-MS	
1	4-octifenol	4OF	Insumo da indústria química			X				
2	4-nonifenol	4NF	Insumo da indústria química					X		
3	Acetaminofeno	ACE	Analésico					X		
4	Aciclovir	ACI	Antiviral		X					
5	Ácido acetilsalicílico	AAS	Analésico						X	
6	Bezafibrato	BEZ	Regulador lipídico		X					
7	Bisphenol A	BFA	Insumo da indústria química	X			X	X		X
8	Cafeína	CAF	Estimulante				X	X		X
9	Cimetidina	CIM	Anti-ulceroso		X					
10	Cloridrato de ondansetrona	IDO	Antinauseante		X					
11	Diclofenaco	DIC	Anti-inflamatório	X				X		
12	Dietiltalato	DEF	Insumo da indústria química					X		
13	Diltiazem	DTZ	Antianginoso e vasodilatador			X				
14	Estradiol	E2	Hormônio natural	X			X	X		X
15	Estriol	E3	Hormônio natural				X	X		X
16	Estrona	E1	Hormônio natural	X			X	X		X
17	Etinilestradiol	EE2	Hormônio sintético	X			X	X		
18	Fluconazol	FCN	Antifúngico			X				
19	Genbiprozila	GEN	Regulador lipídico					X		
20	Ibuprofeno	IBU	Analésico e Anti-inflamatório				X			
21	Levofloxacino	LEV	Antibiótico							
22	Linezolid	LIN	Antibiótico			X				
23	Metformina	MET	Antidiabético			X				
24	Miconazol	MIC	Antifúngico			X				
25	Norfloxacina	NFX	Antibiótico			X				
26	Paracetamol	PCT	Analésico							X
27	Progesterona	PGT	Hormônio natural							X
28	Prometazina	PTZ	Anti-alérgico				X			
29	Sulfametoxazol	SUL	Antibiótico	X				X		
30	Triclosan	TCS	Antiséptico						X	
31	Trimetoprima	TRI	Antibiótico	X		X				

Figura 3.15 – Contaminantes de preocupação emergente (CEC) investigados na RENTED

Número	Composto	Sigla	Classe	Frequência da ocorrência			
				UFC	UFMG	USP	UFSM
1	4-octilfenol	4OF	Insumo da indústria química	90,9			
2	4-nonilfenol	4NF	Insumo da indústria química			36,4	
3	Acetaminofeno	ACE	Analgésico			100,0	
4	Aciclovir	ACI	Antiviral	25,0			
5	Ácido acetilsalicílico	AAS	Analgésico				3,2
6	Bezafibrato	BEZ	Regulador lipídico	0,0			
7	Bisphenol A	BFA	Insumo da indústria química	64,3	90,9	72,7	6,5
8	Cafeína	CAF	Estimulante	100,0	81,8	100,0	
9	Cimetidina	CIM	Anti-ulceroso	8,3			
10	Cloridrato de ondansetrona	IDO	Antinauseante	66,7			
11	Diclofenaco	DIC	Anti-inflamatório	42,9		90,9	
12	Dietiltalato	DEF	Insumo da indústria química			100,0	
13	Diltiazem	DTZ	Antianginoso e vasodilatador		100,0		
14	Estradiol	E2	Hormônio natural	78,6	100,0		0,0
15	Estriol	E3	Hormônio natural		81,8		0,0
16	Estrona	E1	Hormônio natural	35,7	100,0	90,9	3,2
17	Etinilestradiol	EE2	Hormônio sintético	42,9	100,0	81,8	
18	Fluconazol	FCN	Antifúngico		100,0		
19	Genfibrozila	GEN	Regulador lipídico			18,2	
20	Ibuprofeno	IBU	Analgésico e Anti-inflamatório		54,5		94,4
21	Levofloxacino	LEV	Antibiótico		0,0		
22	Linezolida	LIN	Antibiótico		0,0		
23	Metformina	MET	Antidiabético		0,0		
24	Miconazol	MIC	Antifúngico		0,0		
25	Norfloxacina	NFX	Antibiótico		0,0		
26	Paracetamol	PCT	Analgésico				100,0
27	Progesterona	PGT	Hormônio natural				6,5
28	Prometazina	PTZ	Anti-alérgico		45,5		
29	Sulfametoxazol	SUL	Antibiótico	50,0		90,9	
30	Triclosan	TCS	Antisséptico			27,3	
31	Trimetoprima	TRI	Antibiótico	92,9	16,7		

Figura 3.16 – Frequência de detecção da ocorrência dos contaminantes de preocupação emergente (CEC) investigados na RENTED

3.1.4 Resumo da caracterização de esgotos sanitários para correntes não segregadas

A Tabela 3.27 apresenta o sumário da caracterização de esgotos sanitários para correntes não segregadas, reunindo os resultados da RENTED e os valores de relevantes referências nacionais e internacionais.

Tabela 3.27 – Caracterização de esgotos sanitários para correntes não segregadas

Parâmetro	Sist. Descentralizados				Sist. Centralizados	
	RENTED		WERF (2009)		vonSperling (2015)	Henze e Ledin (2011)
	Media-na	Faixa	Media-na	Faixa	Faixa	Faixa
Sol. Totais - ST (mg/L)	679	531 - 833	1.028	252 - 3.320	700 - 1.359	390 - 1.400
ST fixos (mg/L)	364	282 - 462	-	-	340 - 650	210 - 750
ST voláteis (mg/L)	401	316 - 506	-	-	365 - 700	180 - 700
SSed (mL/L)	4	2 - 8	-	-	10 - 20	3 - 10
pH	7,3	6,9 - 7,6	-	-	6,7 - 8,0	-
Alcalinidade (mgCaCO ₃ /L)	240	192 - 350	260	65 - 525	100 - 250	185
Temperatura	24,1	21,3 - 27,2	-	-	-	-
DBO (mg/L)	371	238 - 578	420	112 - 1.101	250 - 400	100 - 350
DQO (mg/L)	646	414 - 981	110	29 - 679	450 - 800	210 - 740
DQO dissolvida (mg/L)	221	131 - 518	-	-	-	80 - 300
COD (mg/L)	77	60 - 95	-	-	-	-
O&G (mg/L)	66	50 - 98	-	-	-	30 - 100
N-NH ₄ (mg-N/L)	43	30 - 56	14	2 - 94	20 - 35	12 - 50
NTK (mg-N/L)	43	32 - 59	57	16 - 248	-	20 - 80
Nitrito (mg-N/L)	0,02	0 - 0,1	-	-	0	0,1
Nitrato (mg-N/L)	0,2	0 - 0,5	1,9	0 - 9	0 - 1	0,5
P total (mg/L)	7,1	5,7 - 8,3	10,4	0,2 - 32	3 - 9	6 - 23
P ortofosfato (mg/L)	6,1	4,5 - 7,1	-	-	-	4 - 14
Sulfato (mg/L)	48	32,5 - 57,4	-	-	-	-
Sulfeto (mg/L)	1,6	0,3 - 5,3	-	-	-	0,1
<i>E. coli</i> (NMP/100mL)	4,5.10 ⁶	7,3.10 ⁵ - 2,2.10 ⁷	-	-	10 ⁶ - 10 ⁹	10 ⁶ - 5.10 ⁸
Coliformes termot. (NM-P/100mL)	9,7.10 ⁶	1,9.10 ⁶ - 1,7.10 ⁷	-	-	10 ⁶ - 10 ⁹	-
Coliformes totais (NM-P/100mL)	2,4.10 ⁷	1,2.10 ⁷ - 2,0.10 ⁸	-	-	10 ⁶ - 10 ¹⁰	10 ¹¹ - 10 ¹³
Ovos de helmintos (ovos/L)	42	29 - 87	-	-	1 - 1000	5 - 20

3.2 QUALIDADE DE ESGOTOS EM CORRENTES SEGREGADAS

3.3.1 Concentrações de poluentes físico-químicos convencionais

O princípio de separação dos fluxos das águas residuárias domésticas é bem estabelecido no conceito do saneamento com foco em recursos ou ecossaneamento e apresenta vantagens para a gestão dos esgotos em escala residencial e de sistemas descentralizados, possibilitando a minimização e reutilização dos recursos.

Conforme detalhado no Capítulo 1, as águas residuárias domésticas são, principalmente, divididas em águas negras, cinza, amarelas e marrons. As águas negras consistem nas descargas dos banheiros com mistura de urina e fezes, e contém nitrogênio e fósforo em altas concentrações e a maioria dos agentes patogênicos, hormônios e resíduos farmacêuticos. São consideradas águas amarelas as águas residuárias provenientes de dispositivos separadores de fezes e urina. São geradas em mictórios ou em vasos sanitários com compartimentos separados para coleta de fezes e de urina e representam menos de 1% do volume do esgoto sanitário gerado em áreas urbanas, contendo a maior parte dos nutrientes (N, P, K). Já as águas cinza consistem das descargas de pias de cozinha, chuveiros, banheiras, máquinas de lavar roupa e lavatórios, e representa até 75% do volume de águas residuárias produzidas pelas famílias. As águas cinza, por serem menos complexa em termos de tratamento, tem grande potencial para reutilização em aplicações de água não potável, como infiltração, irrigação, descarga de banheiros, água de lavagem etc. A Figura 3.17 apresenta os sistemas de correntes segregadas estudadas na RENTED.

Nº ICT	Sistema	ICT	Descrição	População (hab.)	Tipo de esgoto	Tipologia
1	1	UFES	ETAC Ed. Royal Blue	70	Segregado - AC	RAC + FSA + DL + FT + cloração
	2	UFES	ETAC Ed. José Paulino	77	Segregado - AC	RAC + FSA + DL + FT + cloração
	3	UFES	ETAC Ed. Luiz Nogueira	64	Segregado - AC	RAC + FSA + DL + FT + cloração
	4	UFES	ETAC Ed. Venina	360	Segregado - AC	RAC + FBAR + DL + FT + cloração
	5	UFES	ETAC Ed. Sicoob	100	Segregado - AC	FSA + wetland vertical + tanque de equalização + cloração
2	6	UFMS	Sistema - Evatac no Campus da UFMS		Segregado - AC	Wetlands construídos + fotoreator
	7	UFMS	Sistema piloto no Campus da UFMS		Segregado - AN.	UASB Y + microaróbio
3	8	UFAL	Residência Unifamiliar	5	Segregado - AC	Tanque de equalização + cloração
	9	UFAL	Residência Unifamiliar	5	Segregado - AN.	Reator Anaeróbio com Chicanas e leito fixo de casca côco + cloração

Figura 3.17 – Sistemas de correntes segregadas estudadas na RENTED

A água residuária doméstica de maior volume produzido e mais investigada é a água cinza; em virtude disso, são apresentados nas Tabelas 3.29 a 3.33 faixas de concentração de poluentes físico-químicos encontrados nesse tipo de água em estudos realizados no Brasil e no mundo.

3.3.1.1 Características físicas dos esgotos em correntes segregadas

As características qualitativas das águas cinza variam de acordo com diversos fatores, como: hábitos da população, produtos químicos utilizados na limpeza, fonte de água potável e condições das instalações prediais (ERIKSSON et al., 2002; MOREL; DIENER, 2006).

Conforme observado nas Tabelas 3.28 a 3.33 mostradas a seguir, a composição das águas cinza varia de acordo com a fonte produtora, cada uma apresentando os seus poluentes característicos e faixas de concentrações comumente encontradas.

As águas cinza, de maneira geral, apresentam turbidez e concentração de sólidos em suspensão bastante elevados (Tabela 3.28). Resíduos de alimentos, cabelos e fibras de tecidos são alguns exemplos de material sólido nas águas cinza de cozinha, banheiro (chuveiro e lavatório) e lavanderia (tanque e máquina de lavar), respectivamente. Em algumas fontes produtoras de águas cinza são reportadas concentrações de sólidos suspensos superiores aos encontrados em esgotos domésticos.

Tabela 3.28 – Caracterização qualitativa de água cinza segregada: parâmetros físicos

Referência	Fonte	Local	Parâmetros		
			Cor aparente (uC)	Turbidez (NTU)	SST (mg/L)
Outros países	AC claras	-	-	20 – 67	32 – 93
	MS	-	-	20 – 279	29 – 236
Outras pesquisas no Brasil	CH	-	61 – 104	74 – 764	8 – 368
	LV	-	83 – 92	66 – 110	10 – 90
	MQ	-	124	57 – 84	42 – 64
	TQ	-	52 – 102	60 – 170	156 – 174
	MS	-	62 – 379	37 – 480	69 – 331
	AC claras	-	52 – 535	16 – 168	26 – 120
PROSAB UFSC (2006)	MS	Santa Catarina	-	2 – 583	25 – 351

(continua)

Referência	Fonte	Local	Parâmetros		
			Cor aparente (uC)	Turbidez (NTU)	SST (mg/L)
PROSAB UFES (2005)	LV	Espírito Santo	-	95 - 327	84 - 209
	CH		-	45 - 345	15 - 483
	TQ		-	111 - 507	68 - 756
	MQ		-	32 - 100	17 - 106
	CZ		-	60 - 750	101 - 1103
	MS		-	90 - 289	70 - 220
RENTED UFES	AC claras	Espírito Santo	-	11 - 108	4 - 184
RENTED UFAL	MQ	Alagoas	70 - 90	63 - 84	49 - 218
	CH		121 - 375	227 - 889	36 - 280
	LV		240 - 2135	40 - 689	180 - 498
RENTED UFMS	CH	Mato Grosso do Sul	-	764	368
	LV		-	102	68
	MQ		-	84	64
	TQ		-	170	174
	MS		-	113	100

LEGENDA: AC - águas cinza; CZ - pia cozinha; MQ - máquina de lavar roupa; TQ - tanque; LV - lavatório; CH - chuveiro; MS - Mistura.
Fonte: adaptado de Gonçalves (2006)

3.3.1.2 Características químicas dos esgotos em correntes segregadas

Mesmo não possuindo contribuições dos vasos sanitários, as águas cinza apresentam elevadas concentrações de compostos orgânicos, destacando-se a contribuição proveniente de cozinha e lavanderia. A maior parte dos compostos orgânicos é oriunda de resíduos de gorduras, alimentos, sabão e resíduos corporais, dentre outros. Em alguns casos específicos, as concentrações de DBO e de DQO podem até superar as concentrações características de esgotos sanitários concentrados (GONÇALVES, 2006).

Com relação à cada fonte geradora de águas cinza, observa-se na Tabela 3.29 que as concentrações de DQO e DBO das águas cinza provenientes do tanque de lavar roupa são inferiores somente às oriundas da pia de cozinha. Segundo alguns autores, a relação DBO/DQO das águas cinza é considerada baixa, variando de 0,25 a 0,64 (JEFFERSON et al., 1999; FRIEDLER et al., 2005; GHUNMI et al., 2011). Isso está relacionado à presença de compostos recalcitrantes (p. ex.: surfactantes) nas águas cinza, diminuindo ou até mesmo impedindo a sua biodegradabilidade em sistemas de tratamento biológicos.

No que diz respeito à biodegradabilidade das águas cinza, May (2009) destaca que se a relação DBO/DQO for superior a 0,6 isso significa que não há problemas no tratamento biológico; se a relação DBO/DQO estiver igual ou maior do que 0,2 e menor do que 0,6, isso significa que o tratamento biológico é possível. No entanto, se a relação DBO/DQO for menor do que 0,2, isso indica dificuldade na aplicação do tratamento biológico.

Tabela 3.29 – Caracterização qualitativa de águas cinza segregadas: compostos orgânicos

Referência	Fonte	Local	Parâmetros	
			DBO (mg/L)	DQO (mg/L)
Outros países	AC claras		39 – 200	73 – 495
	MS		20 – 408	87 – 493
	CH		184 – 1199	307 – 1584
Outras pesquisas no Brasil	LV		95 – 148	111 – 224
	MQ		205 – 305	400 – 460
	TQ		235 – 745	379 – 825
	MS		96 – 487	217 – 1031
	AC claras		14 – 376	23 – 526
PROSAB UFSC (2006)	MS	Santa Catarina	24 – 808	36 – 921
PROSAB UFES (2005)	LV	Espírito Santo	90 – 675	190 – 1200
	CH		100 – 188	216 – 1127
	TQ		100 – 875	558 – 3958
	MQ		90 – 300	190 – 920
	CZ		190 – 1200	480 – 4793
	MS		425 – 725	190 – 1331
RENTED UFES	AC claras	Espírito Santo	12 – 150	63 – 418
RENTED UFAL	MQ	Alagoas	70 – 104	233 – 482
	CH		93 – 273	741 – 2237
	LV		110 – 488	231 – 954
RENTED UFMS	CH	Mato Grosso do Sul	1198	1584
	LV		147	223
	MQ		205	399
	TQ		745	825
	MS		376	525

LEGENDA: AC – águas cinza; CZ – pia cozinha; MQ – máquina de lavar roupa; TQ – tanque; LV – lavatório; CH – chuveiro; MS – Mistura.
Fonte: adaptado de Gonçalves (2006)

Compostos nitrogenados e fosforados

As águas cinza costumam ser pobre em nitrogênio e fósforo quando comparada ao esgoto sanitário, principalmente devido à presença de urina diluída e outros compostos. A principal fonte de nitrogênio na água cinza são os alimentos processados na cozinha. Entretanto, como reportado na Tabela 3.30, é possível observar elevadas concentrações de nitrogênio em águas cinza provenientes do chuveiro, pelo fato de que em algumas residências tem-se o costume de urinar durante o banho.

Com relação ao fósforo, as principais fontes são os sabões e detergentes contendo compostos fosforados, o que explica as maiores concentrações de fósforo total nas águas cinza provenientes da lavanderia e cozinha. Nesse contexto, Noutsopoulos et al. (2017) comentam que, como a carga de nutrientes das águas cinza é limitada, têm sido reportadas instabilidades operacionais de sistemas biológicos tratando águas cinza.

Tabela 3.30 – Caracterização qualitativa de águas cinza segregadas: compostos nitrogenados e fosforados

Referência	Fonte	Local	Parâmetros					Fósforo total (mg/L)
			NT (mg/L)	NTK- N (mg/L)	NH ₄ ⁺ - N (mg/L)	NO ₂ ⁻ - N (mg/L)	NO ₃ ⁻ - N (mg/L)	
Outros países	AC claras		4 - 11	-	0,70	-	-	1
	MS		-	-	5,70	-	-	-
Outras pesquisas no Brasil	CH		1 - 25	-	0,16 - 5,30	0,08 - 0,15	0,00 - 0,20	2 - 7
	LV		3 - 6	-	0,29 - 0,74	0,01 - 0,01	0,00 - 1,00	1 - 42
	MQ		4 - 9	-	1,61 - 2,02	0,04 - 0,15	0,24 - 19,00	1 - 4
	TQ		1 - 10	-	0,02 - 2,01	0,02 - 0,41	0,02 - 17,00	1 - 7
	MS		10 - 14	7	1,06 - 8,00	0,01 - 0,40	0,05 - 0,07	1 - 40
	AC claras		3 - 9	-	0,20 - 4,20	0,02 - 0,22	0,22 - 12,00	1 - 6
PRO-SAB UFSC (2006)	MS Santa Catarina		-	3 - 34	0,20 - 12,00	0 - 1	0,00 - 1,50	1 - 28

(continua)

Referência	Fonte	Local	Parâmetros					
			NT (mg/L)	NTK- N (mg/L)	NH ₄ ⁺ - N (mg/L)	NO ₂ ⁻ - N (mg/L)	NO ₃ ⁻ - N (mg/L)	Fósforo total (mg/L)
PRO-SAB UFES (2005)	LV	Espí- rito	-	1 - 21	0,20 - 1,00	0,01 - 0,14	0,00 - 0,93	0 - 1
	CH	Santo	-	1 - 7	0,20 - 1,00	0,00 - 0,11	0,01 - 0,73	0 - 1
	TQ		-	3 - 29	1,00 - 15,00	0,01 - 0,36	0,18 - 1,42	1 - 35
	MQ		-	1 - 6	0,30 - 4,00	0,01 - 0,52	0,14 - 0,76	3 - 26
	CZ		-	5 - 22	1,00 - 6,00	0,01 - 0,36	0,07 - 1,17	4 - 13
	MS		-	2 - 11	1,00 - 4,00	0,00 - 0,19	0,19 - 0,98	1 - 13
	REN- TED UFES	AC claras	Espí- rito Santo	1 - 5	-	-	-	-
REN- TED UFAL	MQ CH	Ala- goas	-	2 - 9 3 - 16	- -	- -	- -	0 - 0,04 0,06 - 0,34 2 - 12
REN- TED UFMS	CH LV MQ TQ MS	Mato Gros- so do Sul	25 3 4 10 4	- - - - -	5 1 2 2 2	0,15 0,01 0,15 0,41 0,22	0 0 19 17 12	2 3 1 2 1

LEGENDA: AC - águas cinza; CZ - pia cozinha; MQ - máquina de lavar roupa; TQ - tanque; LV - lavatório; CH - chuveiro; MS - Mistura.

Fonte: adaptado de Gonçalves (2006)

Compostos de enxofre

Segundo Gonçalves et al. (2006), os compostos de enxofre encontram relação direta com a formação de odores desagradáveis onde há geração de água cinza. Como exemplo, pode ser citado o odor desagradável de roupas que permaneceram sob enxágue em água com sabão por períodos prolongados. A formação do gás sulfídrico (H₂S) é o principal fator responsável pelos odores desagradáveis, o que ocorre naturalmente em ambientes redutores. Entretanto, as condições ideais para a produção de sulfetos não se encontram presentes logo que a água cinza é produzida, o que resulta em concentrações bastante baixas desse composto (Tabela 3.31). Essas concentrações podem aumentar significativamente em virtude das elevadas concentrações de sulfato, oriundo de sabões e detergentes, e da decomposição de matéria orgânica (proteínas).

Tabela 3.31 – Caracterização qualitativa de águas cinza segregadas: compostos de enxofre

Referência	Fonte	Local	Parâmetro	
			Sulfeto (mg/L)	Sulfato (mg/L)
Outros países	AC claras		-	-
	MS		-	-
Outras pesquisas no Brasil	CH		30 – 132	6 – 9
	LV		13 – 156	3 – 4
	MQ		16 – 120	6 – 130
	TQ		19 – 140	12 – 380
	MS		-	12
	AC claras		2 – 140	5 – 200
PROSAB UFSC (2006)	MS	Santa Catarina	0,04 – 0,60	8 – 32
PROSAB UFES (2005)	LV	Espírito Santo	0,00 – 0,19	9 – 326
	CH		0,06 – 0,17	22 – 440
	TQ		0,01 – 0,23	18 – 1149
	MQ		0,05 – 0,25	38 – 1011
	CZ		0,07 – 0,29	25 – 326
	MS		0,06 – 0,22	121 – 377
RENTED UFES	AC claras	Espírito Santo	0,80 – 3,00	16 – 257
RENTED UFAL	MQ	Alagoas	-	244 – 567
	CH		-	29 – 132
RENTED UFMS	LV		-	40 – 91
	CH	Mato Grosso do Sul	31	8
	LV		13	3
	MQ		16	130
	TQ		19	380
	MS		12	120

LEGENDA: AC – águas cinza; CZ – pia cozinha; MQ – máquina de lavar roupa; TQ – tanque; LV – lavatório; CH – chuveiro; MS – Mistura.
Fonte: adaptado de Gonçalves (2006)

Outros parâmetros de interesse

O pH da água cinza é influenciado basicamente pelo pH da água de abastecimento fornecido à residência. Geralmente, o seu pH é bem próximo da neutralidade, assim como o dos esgotos sanitários. Porém, alguns produtos químicos, como sabão em pó e amaciante, podem contribuir para o aumento dos valores de pH. Assim, como reportado na Tabela 3.4, os elevados valores de pH são comuns nas águas cinza de lavanderias (máquinas de lavar roupa e tanques) ou quando essas fontes apresentam elevado percentual na composição da água cinza misturada.

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 3.32, as concentrações de alcalinidade total encontradas nas fontes produtoras de águas cinza estão próximas da concentração típica em esgotos domésticos (140 mgCaCO₃/L) citada por Jordão e Pessoa (2005). A presença de alcalinidade é condição importante para o equilíbrio do pH quando se pretende utilizar a tecnologia anaeróbia como opção de tratamento da água cinza, visto que a redução do pH pode afetar o desenvolvimento dos microrganismos responsáveis pela depuração da água.

Apesar de não haver evidências de que a dureza cause problemas sanitários, uma água dura reduz a formação de espuma, implicando em um maior consumo de sabão, e pode causar incrustações em tubulações de água quente, caldeiras e aquecedores (devido a maior precipitação nas temperaturas elevadas). Aparentemente, não há uma relação entre as fontes produtoras de águas cinza e a dureza.

Tabela 3.32 – Caracterização qualitativa de águas cinza segregadas: outros parâmetros de interesse

Referência	Fonte	Local	Parâmetros					
			pH	Alcalinidade (mgCaCO ₃ /L)	OD (mg/L)	Dureza (mgCaCO ₃ /L)	Cloreto (mg/L)	Condutividade (µS/cm)
Outros países	AC		6,6 – 7,6	-	-	-	-	-
	claras							
	MS		7,6	-	-	-	-	-
Outras pesquisas no Brasil	CH		6,4 – 6,6	17 – 245	-	-	-	61 – 283
	LV		7,8 – 8,6	40 – 86	-	-	-	83 – 126
	MQ		7,0 – 9,8	150 – 170	-	-	-	120 – 945
	TQ		7,2 – 10,4	23 – 415	-	-	-	51 – 2780
	MS		5,7 – 8,9	115 – 148	0,3 – 5,0	10 – 51	26 – 50	153 – 461
	AC		6,9 – 9,7	5 – 206	1,3 – 4,6	-	12 – 44	116 – 1013
claras								
PROSAB UFSC (2006)	MS	Santa Catarina	7,0 – 8,9	19 – 278	1,5 – 4,6	-	17 – 78	-
PROSAB UFES (2005)	LV	Espirito Santo	6,6 – 9,0	46 – 204	4,7 – 8,9	22 – 105	1 – 19	-
	CH		6,8 – 8,1	21 – 103	5,9 – 7,5	13 – 80	5 – 37	-
	TQ		7,7 – 9,6	103 – 263	5,1 – 8,6	17 – 95	3 – 159	-
	MQ		7,9 – 9,7	29 – 110	5,3 – 8,7	13 – 85	5 – 69	-
	CZ		4,2 – 6,0	0 – 5	1,8 – 6,4	0 – 48	3 – 308	-
	MS		6,0 – 7,6	39 – 312	5,5 – 7,6	0 – 65	21 – 100	-

(continua)

Refe- rência	Fonte	Local	Parâmetros					
			pH	Alcalinida- de (mgCa- CO ₃ /L)	OD (mg/L)	Dureza (mgCa- CO ₃ /L)	Cloreto mg/L	Condutivi- dade (µS/ cm)
REN- TED UFES	AC claras	Espírito Santo	6,4 – 11,1	-	-	-	-	55 – 923
REN- TED UFAL	MQ	Alagoas	6,5 – 8,3	19 – 93	-	-	-	113 – 792
	CH		6,1 – 8,5	8 – 35	-	-	16 – 47	104 – 175
	LV		5,6 – 8,7	13 – 130	-	-	13 – 68	-
REN- TED UFMS	CH	Mato Grosso do Sul	8,1	245	-	-	-	283
	LV		7,9	40	-	-	-	126
	MQ		9,8	170	-	-	-	946
	TQ		10,4	415	-	-	-	2780
	MS		9,7	185	-	-	-	1013

LEGENDA: AC – águas cinza; CZ – pia cozinha; MQ – máquina de lavar roupa; TQ – tanque; LV – lavatório; CH – chuveiro; MS – Mistura.
Fonte: adaptado de Gonçalves (2006)

3.3.2 Concentrações de poluentes microbiológicos

Muito embora as águas cinza não possuam contribuição dos vasos sanitários, de onde provém a maior parcela dos microrganismos patogênicos, é comum observar uma significativa contaminação microbiológica nas diversas fontes produtoras (Tabela 3.33), sendo causada por algumas atividades como: lavagem de roupas contaminadas com fezes (fraldas, por exemplo), limpeza das mãos após o uso do toalete ou o próprio banho. Ocasionalmente, bactérias gastrointestinais podem ser introduzidas através da manipulação de alimentos na cozinha. Além disso, por conter certa quantidade de matéria orgânica facilmente biodegradável, as águas cinza provenientes da cozinha podem favorecer o crescimento destas bactérias entéricas, que são utilizadas como indicadores de contaminação fecal (OTTOSON; STENSTRÖM, 2003).

Apesar das concentrações dos indicadores de contaminação fecal nas águas cinza serem menores do que as encontradas no esgoto, elas não são desprezíveis e evidenciam a necessidade de uma desinfecção prévia no caso de reúsos mais restritivos (GONÇALVES, 2006).

Tabela 3.33 – Caracterização qualitativa de águas cinza segregadas: parâmetros microbiológicos

Referência	Fonte	Local	Parâmetros		
			Coliformes totais (NMP/100mL)	Coliformes termotolerantes (NMP/100mL)	<i>E. coli</i> (NMP/100mL)
Pesquisas no Brasil	CH		$9.10^3 - 8.10^4$	-	$1.10^3 - 1.10^4$
	LV		$3.10^1 - 3.10^3$	-	$1.10^0 - 1.10^3$
	MQ		$3.10^4 - 5.10^4$	-	$1.10^3 - 2.10^3$
	TQ		$2.10^3 - 8.10^4$	-	$1.10^2 - 1.10^3$
	MS		$4.10^3 - 2.10^5$	3.10^8	$5.10^0 - 1.10^6$
	AC claras		$5.10^0 - 1.10^7$	$1.10^3 - 2.10^4$	$1.10^0 - 1.10^6$
PROSAB UFSC (2006)	MS	Santa Catarina	$2.10^3 - 2.10^5$	-	$0 - 2.10^5$
PROSAB UFES (2005)	LV	Espírito Santo	$1.10^2 - 1.10^2$		$1.10^0 - 9.10^1$
	CH		$4.10^4 - 7.10^4$		$2.10^3 - 2.10^5$
	TQ		$1.10^0 - 6.10^3$		$1.10^0 - 2.10^3$
	MQ		$1.10^0 - 2.10^2$		$1.10^0 - 3.10^4$
	CZ		$1.10^0 - 1.10^6$		$1.10^0 - 2.10^5$
	MS		$3.10^4 - 1.10^5$		$1.10^4 - 1.10^5$
RENTED UFES	AC claras	Espírito Santo	-		$1.10^2 - 2.10^4$
RENTED UFAL	MQ	Alagoas	$9.10^5 - 1.10^7$		$1.10^2 - 1.10^5$
	CH		$0 - 6.10^3$		Ausente
	LV		Ausente		Ausente
RENTED UFMS	CH	Mato Grosso do Sul	8.10^4		1.10^4
	LV		3.10^3		1.10^3
	MQ		5.10^4		2.10^3
	TQ		8.10^4		1.10^2
	MS		3.10^4		6.10^3

LEGENDA: AC – águas cinza; CZ – pia cozinha; MQ – máquina de lavar roupa; TQ – tanque; LV – lavatório; CH – chuveiro; MS – Mistura.
Fonte: adaptado de Gonçalves (2006)

A Tabela 3.34 apresenta as características físico-químicas de águas cinza claras e água cinza completa.

Tabela 3.34 – Características físico-químicas de águas cinza claras e água cinza completa

Parâmetro	Unidade	Água cinza completa	Água cinza clara
		Valor típico	Valor típico
Cor	uH	100	100
Turbidez	UNT	200	70
Sólidos em suspensão (SST)	mg/L	150	100
DBO	mg/L	350	150
DQO	mg/L	600	300
NT	mg/L	10	10
NH ₄ ⁺ - N	mg/L	5	5
NO ₂ ⁻ - N	mg/L	< 1	< 1
NO ₃ ⁻ - N	mg/L	< 1	< 1
Fósforo total	mg/L	10	10
Sulfato	mg/L	150	100
Sulfeto	mg/L	1	5
pH	-	7,0	7,5
Alcalinidade	mgCaCO ₃ /L	130	120
Dureza	mgCaCO ₃ /L	30	20
Cloreto	mg/L	40	30
Coliforme total	NMP/100mL	10 ⁵	10 ⁴
Coliformes termotolerantes	NMP/100mL	10 ⁴	10 ³
<i>E. coli</i>	NMP/100mL	10 ⁴	10 ⁴

3.3 ESTUDOS DE EFICIÊNCIA E CONFIABILIDADE PARA CORRENTES SEGREGADAS E NÃO SEGREGADAS

3.3.1. Introdução

O conceito de confiabilidade está presente em vários trabalhos na área de engenharia sanitária e uma definição bastante aceita para o termo, citada por Niku e Schroeder (1981), é que a confiabilidade de um sistema é a probabilidade de se obter um desempenho adequado por, pelo menos, um período específico de tempo e sob determinadas condições.

Assim, em termos de desempenho de um sistema de tratamento de esgoto, a confiabilidade pode ser entendida como a porcentagem de tempo em que se consegue cumprir os padrões de lançamento de efluentes. Por conseguinte, um sistema será completamente confiável se não houver falha no desempenho, ou seja, se não houver violação dos limites preconizados pelas legislações ambientais ou pela meta definida pela operadora. Por sua vez, a falha do processo de tratamento ocorrerá sempre que a meta ou padrão de lançamento for excedido (OLIVEIRA, 2006).

Muitas vezes, eficiência e confiabilidade são confundidas. A eficiência de um processo é relativa a uma determinada remoção em relação à concentração afluente. Já a confiabilidade é relativa aos dados de concentração efluente em relação a um determinado valor pré-estabelecido. Em outras palavras, uma ETE pode ser eficiente em termos médios e não ser confiável (elevado desvio padrão das concentrações efluentes), ou ser bastante confiável (baixo desvio padrão das concentrações efluentes) e não ser eficiente (baixas remoções na ETE).

Apesar de ser um tema de extrema relevância, nenhuma das legislações ambientais apresentadas no Capítulo 9 contempla tal análise, sendo os padrões de lançamento principalmente avaliados em termos de concentração de efluente ou mesmo carga poluidora.

Metcalf (2016) define a confiabilidade (C_f) como sendo uma função da probabilidade de falhas (α), que pode ser expressa pela Equação 3.4:

$$C_f = 1 - \alpha \quad (\text{Eq. 3.4})$$

Onde:

C_f : confiabilidade do sistema ou probabilidade do atendimento aos padrões

α : probabilidade de falha do sistema ou probabilidade da concentração efluente superar a concentração requerida

Devido às inúmeras incertezas presentes no projeto e na operação de estações de tratamento, alguns riscos de falha são inevitáveis. Logo, os sistemas de tratamento de esgotos devem ser projetados com base em uma medida aceitável de risco ou violação.

A confiabilidade de uma ETE é baseada na segurança de continuidade operacional dos equipamentos (confiabilidade eletromecânica) e nos aspectos ine-

rentes ao próprio processo de tratamento. Devido às variações na qualidade do efluente tratado, a estação de tratamento deve ser naturalmente projetada para produzir efluentes com concentrações abaixo dos padrões de lançamento. Para determinar uma concentração média, que garanta que a concentração do efluente estará abaixo de certo valor, com um determinado nível de confiabilidade, Niku et al. (1979) desenvolveram um método que relaciona a concentração média do constituinte (valor de projeto) com os valores limites a serem cumpridos, baseando-se em análises probabilísticas.

O que se busca é avaliar, com base nesta metodologia, o grau de confiabilidade que foi alcançado pelos sistemas experimentais utilizados e compará-los com os sistemas reais, definindo assim o limite ou o padrão de efluente que poderíamos garantir em cada processo.

Dessa forma, torna-se essencial que os processos de tratamento de esgotos sejam avaliados em relação à confiabilidade, fornecendo informações que podem subsidiar a seleção de um determinado sistema de tratamento e permitindo a avaliação do desempenho real de uma ETE, no que se refere ao atendimento aos requisitos legais estabelecidos ou às metas de eficiência definidas durante o projeto.

Além disso, a determinação da confiabilidade operacional permite uma reflexão sobre a metodologia usualmente utilizada para definição da eficiência de projeto das ETEs, a qual normalmente não considera a variabilidade inerente a cada processo de tratamento, que está diretamente associada à confiabilidade.

3.3.2 Modelos de distribuição

A probabilidade de falha é extremamente sensível à função de distribuição da concentração efluente. Uma vez conhecida a distribuição dos dados efluentes, uma expressão pode ser utilizada para definir a fração do tempo em que uma dada concentração foi excedida no passado e, desta forma, prever o comportamento futuro de uma ETE, desde que as variáveis do processo continuem as mesmas (DEAN; FORSYTHE, 1976a).

Uma série de estudos publicados sobre a distribuição de dados de concentração de constituintes oriundos de estações de tratamento de esgoto (a maioria deles considerando DBO e SST) reporta que a distribuição lognormal fornece o melhor ajuste aos valores de concentração efluente (DEAN; FORSYTHE, 1976a,

1976b; NIKU et al., 1979, 1981a, 1981b, 1982; BERTHOUEX; HUNTER, 1981, 1983; CHARLES et al., 2005).

Um estudo efetuado por Oliveira (2006), considerando dados de 35 ETEs em operação nos estados de Minas Gerais e São Paulo, confirmou tais suposições ao determinar a distribuição de probabilidade mais representativa do comportamento dos indicadores DBO, DQO, SST, NT, PT e CF (coliformes fecais ou coliformes termotolerantes) presentes no esgoto bruto e tratado. Resultados similares para a distribuição dos dados dos parâmetros pH, DQO, DQO filtrada, DBO, DBO filtrada, oxigênio dissolvido, SST, sólidos sedimentáveis, amônia, coliformes totais e *E. coli* de estações de tratamento de esgotos de Fortaleza e Região Metropolitana foram obtidos por Monteiro (2009) e Silveira (2011).

Em geral, a verificação da forma da distribuição de frequência dos indicadores dos efluentes das ETEs pode ser efetuada em duas etapas. A primeira consiste na realização de testes de aderência às distribuições normal, lognormal, gama e exponencial, através dos testes do Qui-quadrado (χ^2), Lilliefors e Kolmogorov-Smirnov. Em um segundo momento, pode-se realizar o teste gráfico “Probability – Probability Plot” para verificação da distribuição teórica que melhor se ajusta aos dados amostrais. Dentre os *softwares* utilizados para execução dos testes, pode-se citar: Estatística 7.0 e Statgraphics Centurion XVI.

Oliveira (2006) destaca que é comum os testes de aderência citados apresentarem mais de uma distribuição candidata como representativa dos dados amostrais. No caso dos testes do χ^2 , os resultados são muito influenciados pelo número de intervalos de classes adotados. Os testes Kolmogorov-Smirnov são pouco precisos, indicando a possibilidade de aceitação de diversas distribuições como representantes do comportamento dos dados. Os testes de Lilliefors, uma extensão do teste de Kolmogorov-Smirnov, são mais precisos do que o teste original, não aceitando tantas distribuições candidatas; contudo, ainda se mostraram menos precisos que os testes do χ^2 .

Nos estudos realizados por Oliveira (2006), Monteiro (2009) e Silveira (2011) a definição de uma distribuição de probabilidade mais adequada ao conjunto de dados operacionais de sistemas de tratamento de esgotos parece não ter ligação com o tipo de processo empregado. Nesses estudos, foi observado que a qualidade e quantidade de dados disponibilizados parecem ter um impacto maior nos resultados obtidos do que o tipo de tratamento.

3.3.3 Roteiro de Cálculo

A metodologia de análise de confiabilidade, em destaque, foi desenvolvida por Niku et al. (1979) e pode ser sistematicamente aplicada em dois cenários específicos: (a) na determinação da confiabilidade operacional de estações de tratamento de esgotos e (b) na definição da concentração de projeto durante a fase de concepção do sistema.

a) Cálculo da confiabilidade operacional de ETES

Na determinação da confiabilidade das ETES serão utilizados dados de monitoramento do sistema de acordo com as etapas descritas a seguir.

1º Passo: Verificação do ajuste dos dados de monitoramento à curva lognormal (teste de aderência a curva lognormal). Essa etapa pode ser realizada por meio dos testes Qui-quadrado (χ^2) ou Kolmogorov-Smirnov, que verificam a aderência dos dados operacionais à curva lognormal, utilizando-se softwares estatísticos, a citar: STATISTICA 6.0 e STATGRAPHICS Centurion XV.

Em geral, os testes avaliam duas hipóteses:

- H_0 (hipótese nula) → Os dados provêm de uma população com distribuição lognormal
- H_a (hipótese alternativa) → Os dados não provêm de uma população com distribuição lognormal

A conclusão do teste é baseada no valor de p, de tal forma que a hipótese nula é aceita para $p \geq 0,05$ e rejeitada para $p < 0,05$.

2º Passo: Estatística descritiva dos dados através do cálculo da média (\bar{x}), desvio padrão (s) e coeficiente de variação dos dados amostrais (CV), de acordo com as expressões abaixo.

- Média amostral → $\bar{x} = \frac{\sum x}{n}$ (Eq. 3.5)

- Desvio padrão amostral → $s = \sqrt{\frac{\sum(x-\bar{x})^2}{n-1}}$ (Eq. 3.6)

- Coeficiente de variação → $CV = \frac{s}{\bar{x}}$ (Eq. 3.7)

3º Passo: Definição da concentração máxima do parâmetro (padrão de lançamento) estabelecido pela legislação (X_s).

4º Passo: Cálculo da variável normal padronizada $Z_{(1-\alpha)}$

$$Z_{(1-\alpha)} = \frac{\ln(X_s) - [\ln(\bar{x}) - 0,5 \cdot \ln(CV^2 + 1)]}{\sqrt{\ln(CV^2 + 1)}} \quad (\text{Eq. 3.8})$$

Onde:

$Z_{(1-\alpha)}$: variável normal padronizada

X_s : meta de qualidade ou padrão fixado por alguma legislação ou norma

\bar{x} : média aritmética dos dados amostrais

CV : coeficiente de variação dos dados amostrais

5º Passo: Determinação da confiabilidade do sistema

De posse do valor de $Z_{(1-\alpha)}$, obtém-se a confiabilidade do sistema por meio da função DIST.NORMP do Excel ou através da tabela Z, facilmente encontrada nos livros de estatística. Ressalta-se que a confiabilidade do sistema corresponde à área acumulada à esquerda sob a curva normal e representa o percentual de atendimento alcançado pelo sistema ao padrão de lançamento.

b) Cálculo da concentração de projeto (m_x)

Este item objetiva contribuir, na fase de elaboração do projeto, para a definição da concentração desejável de um determinado constituinte no efluente final, considerando a confiabilidade desejada e a variabilidade do processo. Assim, tem-se como premissas a definição da confiabilidade esperada e a variabilidade do processo de tratamento, expressa pelo coeficiente de variação do parâmetro em análise.

Em síntese, o cálculo da concentração de projeto é obtido como descrito a seguir.

1º Passo: Definição da confiabilidade (C_f) desejada para o sistema de tratamento

$$C_f = (1 - \alpha)$$

Onde:

C_f : Confiabilidade do sistema ou probabilidade da concentração efluente não exceder o limite estabelecido pela legislação ou norma

α : probabilidade de falha do sistema

2º Passo: Cálculo da variável Z padronizada para a confiabilidade desejada. Obtém-se o valor de Z por meio da confiabilidade do sistema ($1 - \alpha$) utilizando softwares estatísticos ou tabelas disponíveis em livros de estatística. Na Tabela 3.35 estão dispostos os valores de Z para confiabilidades definidas.

Tabela 3.35 – Valores da variável Z da curva normal padronizada

Confiabilidade ($1 - \alpha$)	$Z_{(1-\alpha)}$
99	2,326
98	2,054
95	1,645
90	1,282
80	0,842
70	0,525
60	0,253
50	0,000

3º Passo: Definição do coeficiente de variação (CV) característico para o parâmetro e a tecnologia de tratamento utilizada

Na Tabela 3.36 estão resumidos os valores de coeficiente de variação (CV) de diferentes tecnologias de tratamento de esgotos utilizadas em sistemas descentralizados. Em geral, fazem referência aos estudos realizados por Oliveira (2006) em dezenas de ETEs nos estados de São Paulo e Minas Gerais, aos trabalhos de Monteiro (2009) e aos da RENTED com ETEs em Fortaleza e região metropolitana. Assim, as informações contidas na Tabela 3.36 podem servir de orientação para adoção dos coeficientes de variação, durante a fase de projeto, ou análise com valores encontrados em ETEs em operação.

Nesse contexto, é válido destacar que os sistemas de tratamento de esgotos aplicados a sistemas descentralizados são mais susceptíveis a sobrecargas orgânicas e, principalmente, hidráulicas; é então esperado que apresentem maior instabilidade operacional e, portanto, maior coeficiente de variação e menor confiabilidade.

4º Passo: Cálculo do coeficiente de confiabilidade (CDC)

$$CDC = \sqrt{CV^2 + 1} \cdot \exp \{-Z_{(1-\alpha)} \cdot \sqrt{\ln (CV^2 + 1)}\} \quad (\text{Eq. 3.9})$$

Onde:

$Z_{(1-\alpha)}$: variável Z padronizada para a confiabilidade definida no sistema

CV: coeficiente de variação

5º Passo: Definição da concentração máxima do parâmetro (padrão de lançamento) estabelecido pela legislação (X_s)

6º Passo: Cálculo da concentração de projeto (m_x)

$$m_x = \text{CDC} \cdot X_s \quad (\text{Eq. 3.10})$$

Onde:

CDC: coeficiente de confiabilidade

X_s : padrão de lançamento estabelecido pela legislação

Tabela 3.36 – Valores de CV obtidos para os parâmetros DBO, DQO e SS nos efluentes de sistemas descentralizados de tratamento de esgoto

Tecnologia	DBO ^a -DQO ^b			SS			Fonte	Nº de ETEs analisadas
	Méd	Mín	Máx	Méd	Mín	Máx		
Tanque séptico	0,29 ^b	0,23 ^b	0,36 ^b	0,54	0,33	0,67	Monteiro (2009)	5
Tanque séptico seguido de filtro anaeróbio	0,36 ^b	0,13 ^b	0,71 ^b	0,55	0,25	1,08	Monteiro (2009)	17
Tanque séptico seguido de filtro anaeróbio	0,61 ^a	0,32 ^a	1,14 ^a	0,66	0,36	1,35	Oliveira (2006)	19
Tanque séptico seguido de filtro anaeróbio e cloração	0,41 ^b	0,34 ^b	0,47 ^b	0,52	0,42	0,62	Monteiro (2009)	3
Reator UASB	0,37 ^b	0,33 ^b	0,40 ^b	0,51	0,43	0,55	Monteiro (2009)	3
Reator UASB seguido de cloração	0,41 ^b	0,23 ^b	0,62 ^b	0,50	0,30	0,74	Monteiro (2009)	11
Reatores UASB seguidos de cloração	0,43 ^a	0,23 ^a	0,64 ^a	0,32	0,26	0,38	RENTED (2018)	2
Reatores UASB seguidos de cloração	0,34 ^b	0,20 ^b	0,53 ^b	0,47	0,26	0,95	RENTED (2018)	19
Reator UASB seguido de pós-tratamento	0,67 ^a	0,39 ^a	1,10 ^a	0,76	0,41	1,21	Oliveira (2006)	8
Lodo ativado convencional	0,37 ^a	0,24 ^a	0,63 ^a	0,30	0,18	0,44	SABESP (2001)	5
Lodo ativado convencional	0,49 ^a	0,38 ^a	0,57 ^a	0,72	0,63	0,80	Oliveira (2006)	3
Lodo ativado com aeração prolongada	1,08 ^a	0,57 ^a	1,72 ^a	1,17	0,47	2,23	Oliveira (2006)	10

Fonte: adaptado de SABESP (2001), Oliveira (2006), Monteiro (2009) e RENTED (2018)

3.3.4 Aplicações

a) Cálculo da confiabilidade operacional de ETEs

Um exemplo prático de aplicação da análise de confiabilidade de uma ETE em operação pode ser realizado a partir das seguintes condicionantes:

- Tipologia da ETE: Reator UASB seguido de cloração
- Valor médio da concentração de DQO efluente igual a 250 mg/L
- Coeficiente de variação dos dados de monitoramento da DQO igual a 0,34
- Padrão de lançamento para DQO igual a 200 mg/L

I. Cálculo da variável normal padronizada $Z_{(1-\alpha)}$

$$Z_{(1-\alpha)} = \frac{\ln(200) - [\ln(250) - 0,5 \cdot \ln(0,34^2 + 1)]}{\sqrt{\ln(0,34^2 + 1)}} = -0,509$$

II. Cálculo da confiabilidade do sistema (1- α)

Assim, para $Z_{(1-\alpha)} = -0,509$ e através da função DISTNORMP do Excel, obtém-se que a confiabilidade do sistema é de 30,5%. Isto significa que, considerando que a estação de tratamento mantenha as condições de operação, é esperado o atendimento ao padrão de lançamento em relação ao parâmetro DQO durante 30,5% do tempo, com 69,5% de falha ou violação do limite preconizado pela legislação. De acordo com o resultado apresentado, destaca-se que, mesmo a ETE tendo atingido uma média superior ao padrão de lançamento, ainda assim, durante 30,5% do tempo de operação o padrão será atingido.

b) Cálculo da concentração de projeto (m_x) a partir da confiabilidade definida para a ETE

A determinação da concentração de referência de um determinado parâmetro, necessária para a elaboração do projeto, a partir de uma confiabilidade desejada, é realizada a partir das seguintes condicionantes:

- Definição da confiabilidade (C_p) desejada para o sistema de tratamento → $C_f = 95\%$
- Tecnologia de tratamento utilizada → Sistema de lodo ativado convencional
- Padrão de lançamento para DBO igual a 60 mg/L

I. Cálculo da variável Z padronizada para a confiabilidade desejada.

Para a confiabilidade adotada para o sistema $(1 - \alpha) = 95\%$, e utilizando a Tabela 3.35, obtém-se $Z = 1,645$.

II. A definição do CV para a ETE de lodo ativado pode ser realizada a partir da Tabela 3.36 ou de outros sistemas em operação de mesmo processo de tratamento. Assim, será adotado um $CV = 0,49$ (OLIVEIRA, 2006).

III. Cálculo do coeficiente de confiabilidade (CDC)

$$CDC = \sqrt{0,49^2 + 1} \cdot \exp \{-1,654 \cdot \sqrt{\ln (0,49^2 + 1)}\} = 0,519$$

IV. Cálculo da concentração de projeto (m_x)

$$m_x = CDC \cdot X_s = 0,519 \cdot 60 = 31,15 \text{ mg/L}$$

Isso significa que, para cumprir o padrão de lançamento de 60 mg/L de DBO durante 95% do tempo, operando com um coeficiente de variação de 0,49, a concentração efluente média de DBO na ETE deverá ser de 31,15 mg/L.

Finalmente, ressalta-se a importância de considerar a influência da confiabilidade ou da variabilidade do processo (expressa por seu coeficiente de variação) durante a elaboração de projetos de ETEs, visto que na fase de projeto a definição da concentração desejável de determinado constituinte no efluente final é usualmente feita em termos de valores médios.

3.4 ORIENTAÇÕES BÁSICAS PARA COLETA E DETERMINAÇÕES ANALÍTICAS EM AMOSTRAS DE ESGOTOS

3.4.1 Planejamento e amostragem

A caracterização adequada de esgotos exige alguns relevantes cuidados básicos na coleta e amostragem em campo, bem como no acondicionamento e transporte para o laboratório. As análises laboratoriais também devem ser conduzidas de forma cuidadosa para garantir que os resultados sejam confiáveis e representativos.

Planejamento

Antes de iniciar qualquer atividade, um planejamento adequado pode prevenir erros que comprometam a qualidade do resultado e, conseqüente, evitar o desperdício de recursos. A recomendação é definir/seguir rigorosamente a metodologia, relacionada com os procedimentos determinantes. Todos os pro-

cedimentos operacionais devem ser bem comunicados, consultados frequentemente e seguidos.

No que diz respeito à programação de coletas e análises, devem ser acertadas e comunicadas juntamente a empresas e laboratórios envolvidos. É também importante avaliar e garantir que os resultados sejam disponibilizados de forma adequada e dentro dos prazos para os órgãos relacionados. Os laboratórios envolvidos e selecionados devem ter procedimentos analíticos e rotinas alinhadas com as instruções da referência internacional *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater* (APHA, 2012).

Em termos da prática de coleta, deve-se atentar para todos os materiais necessários, eventuais soluções e frascos mais indicados. Tudo deve estar devidamente preparado nas quantidades seguras. A fim de evitar perdas e acidentes, o ambiente de trabalho deve sempre ser mantido limpo e organizado e todos os materiais envolvidos devidamente identificados. Todos os envolvidos diretamente com os procedimentos de campo e laboratório devem passar por treinamento e ser orientados a utilizar equipamentos de proteção individual (EPI) e equipamentos de proteção coletiva (EPC), de acordo com o tipo de atividade exercida (APHA, 2012; WERF, 2012).

Amostragem

Amostragem é o processo ou técnica de escolha de parte (amostra) adequada para análise de um todo, ou seja, coleta-se uma pequena porção do material a ser analisado, em volume suficiente e representativo para a realização das análises laboratoriais. Neste contexto, como o objetivo é caracterizar o esgoto doméstico, a amostragem pretende reproduzir as características e concentrações dos constituintes do esgoto existente no local (e momento) que está sendo monitorado (APHA, 2012; WERF, 2012; METCALF & EDDY, 2016).

Nesse aspecto, os cuidados no manuseio dos frascos e materiais em contato são fundamentais. Igualmente essencial é homogeneizar adequadamente as amostras maiores (ex. balde) acumuladas antes de verter e/ou encher os frascos para o laboratório. Deve-se evitar que materiais muito grandes (descaracterizadores) componham as amostras. O acondicionamento, frascos e refrigeração devem ser adequados e de forma que a amostra não sofra mudanças significativas em sua composição até o momento da realização das análises. É importante ressaltar que a forma de fazer a coleta pode influenciar e descaracterizar as amostras que serão analisadas.

Os métodos de tomada de amostras são de três tipos básicos:

- *Amostras simples*: são coletadas de um único local em um curto período de tempo (geralmente segundos ou minutos). Esse tipo de amostra apenas indica a composição do material analisado em um dado horário e local de coleta.
- *Amostras compostas – 24 horas*: são obtidas da combinação de várias amostras simples, coletadas sucessivamente a intervalos regulares num mesmo período (geralmente a cada hora dentro das 24 horas do dia). Todas as amostras acumuladas são bem homogeneizadas (p. ex., num balde) e enche-se, então, o frasco com a quantidade de material composto necessário para as análises.
- *Amostras semicompostas*: são obtidas também da combinação de várias amostras simples, coletadas sucessivamente e a intervalos regulares dentro de um período menor (p. ex.: 4 ou 6 horas dentro das 24 horas). Todas as amostras acumuladas são bem homogeneizadas (p. ex., num balde) e enche-se, então, o frasco com a quantidade de material composto necessário para as análises (APHA, 2012; METCALF & EDDY, 2006; CETESB, 2011).

As coletas simples são as mais fáceis e baratas, mas muito problemáticas e fracas em termos de representatividade. As compostas em 24 horas são muito adequadas em termos de representatividade das amostras, contudo, são muito dispendiosas e difíceis de serem implementadas. Portanto, nos parece que as semicompostas teriam um bom equilíbrio custo/benefício, particularmente no contexto de pequenas ETEs em empreendimentos habitacionais.

A realização da amostragem pode ser manual ou automatizada. Na *amostragem manual* a coleta envolve o mínimo de equipamento, mas pode ser mais trabalhosa e dispendiosa. Esse tipo de amostragem é necessário para alguns tipos de análise, como sulfetos. Na *amostragem automatizada* a coleta é realizada por equipamento programado para coletar determinada quantidade de amostra, em uma dada frequência (p. ex.: a cada hora), com duração total determinada, geralmente de 24 h. O amostrador automático deve ser programado de acordo com a necessidade da amostragem. Obviamente o equipamento de amostragem automática costuma ter um custo elevado.

Independentemente da metodologia, os responsáveis pela amostragem deverão saber com clareza os procedimentos corretos para coleta, de forma a evitar erros durante sua realização. Além disso, deve-se ter em mente que as amostras coletadas gerarão resultados que servirão para tomada de decisões. Por fim, não existem programas universais para amostragem, e estes devem ser elaborados individualmente para atender cada situação. Programas especiais podem ser necessários em contextos de grande variabilidade (APHA, 2012; METCALF & EDDY, 2016; CETESB, 2011).

3.4.2 Parâmetros convencionais

Para cada tipo de amostra devem ser verificados os tipos de frascos necessários, métodos de preservação e tempos permitidos entre a coleta e a análise, de forma que a integridade física, química ou biológica das amostras seja mantida durante o período entre a coleta e a análise. Na Tabela 3.37 estão exemplificados alguns parâmetros de caracterização de esgotos e do seu tratamento em ETEs, no que diz respeito aos aspectos levantados para amostragem, preservação e análise. Detalhes adicionais sobre procedimentos específicos podem ser encontrados no *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater* (APHA/WER/AWWA), na sua versão mais atualizada. Em geral, as amostras devem ser transportadas sob refrigeração (p. ex.: em caixa de isopor com gelo) e ser posteriormente mantidas refrigeradas em laboratório (geladeira) até o momento da análise (APHA, 2012; METCALF & EDDY, 2006; CETESB, 2011).

Tabela 3.37 – Exemplos parâmetros de análise de esgoto domésticos e suas condições de armazenamento e preservação de amostras

Parâmetro	Frasco de coleta	Quantidade de amostra (mL)	Preservação	Armazenam.	Prazo de análise (dias)
DBO	Plástico descartável (de polímero inerte) ou Frasco de vidro neutro	1000	Resfriamento - gelo	Refrig. a 4°C±2°C	1
DQO	Plástico descartável	250	H ₂ SO ₄ 1:1 pH< 2	Refrig. a 4°C±2°C	DQO: 7 d
NH ₄ ⁺	(de polímero inerte) ou		Resfriamento		NH ₄ ⁺ e NTK:
NTK	Frasco de vidro neutro		- gelo		7 d Fosf. total
Fosf. total					28 d
Sulfato	Plástico descartável (de polímero inerte)	250	Resfriamento - gelo	Refrig. a 4°C±2°C	28

(continua)

Parâmetro	Frasco de coleta	Quantidade de amostra (mL)	Preservação	Armazenam.	Prazo de análise (dias)
Sulfeto	Tipo DBO (300mL), com tampa esmerilhada	300	Adicionar solução de acetato de zinco Adicionar NaOH até pH 9 – 10 Resfriamento – gelo	Refrig. a 4°C±2°C	7
ST SS SF SV	Plástico descartável (de polímero inerte) ou Frasco de vidro neutro	500	Resfriamento – gelo	Refrig. a 4°C±2°C	7
Sol. Sed.	Plástico descartável (de polímero inerte) ou Frasco de vidro neutro	1500	Resfriamento – gelo	Refrig. a 4°C±2°C	1
Óleos e graxas	Frasco de vidro de cor âmbar, boca larga	1000	HCL 1:1 pH ≤ 2 Resfriamento – gelo	Refrig. a 4°C±2°C	28
Surfactantes	Plástico descartável (de polímero inerte)	250	Resfriamento – gelo	Refrig. a 4°C±2°C	2
Col. Tot. Col. Term. <i>E. coli</i>	Frasco plástico autoclavável ou vidro autoclavado (esterilizado)	100	Resfriamento – gelo	Refrig. de 2 a 8°C Proteger da luz Não congelar	1
pH, T e OD	Plástico descartável (de polímero inerte) ou Frasco de vidro neutro	Ensaio imediato de campo			

Fonte: adaptado de CETESB (2011)

3.4.3 Contaminantes de Preocupação Emergente (CEC)

Diferentes métodos analíticos têm sido reportados na literatura para a determinação de contaminantes de preocupação emergente, tais quais fármacos e desreguladores endócrinos, em amostras de água e efluentes. Das diversas técnicas analíticas disponíveis para a quantificação desses compostos, destacam-se aquelas que empregam cromatografia de fase líquida ou de fase gasosa acoplada à espectrometria de massas, as quais oferecem especificidade, sensibilidade e rapidez para as análises ambientais (QUEIROZ, 2011).

Coleta de amostras

Para análise de CEC, as amostras de esgoto, bruto ou tratado, devem ser coletadas (preferencialmente de forma composta) em recipientes de vidro (preferencialmente na cor âmbar ou envoltos em papel alumínio, para evitar fotodegradação de poluentes fotolábeis) e mantidas sob refrigeração até o seu processamento em laboratório.

Todas as vidrarias que tiverem contato com as amostras de esgoto devem ser lavadas com tensoativos de elevada detergência (p. ex.: Extran® a 2,5%) e, após enxague abundante com água deionizada, mantidas imersas em ácido nítrico (10%) por 24 horas. As vidrarias retiradas do banho ácido são então lavadas abundantemente com água deionizada e finalmente secas ao ar (se volumétricas) ou em estufa (60 °C) (QUEIROZ, 2011; LIMA, 2013).

As amostras de esgoto (bruto ou tratado) coletadas devem ser inicialmente filtradas para a remoção de sólidos suspensos, evitando assim problemas de colmatção no aparato de extração. Para tanto, pode-se utilizar filtração sequencial em papel de filtro de 25 µm e depois de 8 µm antes de submeter a amostra à filtração final pelos filtros de fibra de vidro de 1,2 µm. Normalmente adiciona-se 10 mL de metanol a cada 1 litro de amostra filtrada, mantendo-as em geladeira até o momento da extração, a fim de evitar a degradação microbiana dos analitos de interesse.

A análise de CEC em amostras de esgoto envolve uma etapa prévia de preparo das amostras. Tal procedimento, conhecido ainda como técnica de extração, tem como objetivo diminuir interferentes da matriz, bem como concentrar os compostos de interesse a níveis detectáveis pelos instrumentos utilizados (KOLE et al., 2011).

Preparo de amostras

As técnicas mais utilizadas para extração ou pré-concentração de poluentes de preocupação emergente de amostras de esgoto podem ser classificadas em extração em fase sólida (EFS) e extração líquido-líquido (ELL).

A extração em fase sólida (EFS) tem sido uma das ferramentas mais empregadas para a extração e pré-concentração de analitos presentes em matrizes complexas. Esta técnica emprega sorventes recheados em cartuchos, nas formas de barril ou seringa, e os mecanismos de retenção são semelhantes àqueles envolvidos em cromatografia líquida em coluna. A EFS baseia-se na retenção

física ou adsorção de certos compostos orgânicos na superfície de alguns sólidos orgânicos ou inorgânicos, modificados ou não, que são os suportes que preenchem o cartucho de extração.

Os procedimentos de EFS têm geralmente cinco etapas (QUEIROZ, 2011): 1) ativação dos sítios ativos disponíveis no material sorvente; 2) condicionamento do sorvente com solvente adequado para ajustar as forças do solvente de eluição com o solvente da amostra; 3) introdução da amostra para retenção do analito e, por vezes, de alguns interferentes; 4) limpeza do cartucho (*clean-up*) para retirar os interferentes; 5) eluição do(s) analito(s).

Um cartucho típico de EFS é formado por um tubo de polipropileno contendo cerca de 50 a 500 mg do material sorvente (suporte e fase), com 40-60 µm de tamanho de partícula, fixado no tubo por meio de dois filtros. Dos sorventes disponíveis, os mais frequentemente utilizados na extração e concentração de poluentes de preocupação emergente são os de C18, que consiste em cadeia alifática de 18 carbonos em suporte de sílica, e HLB Oasis®, que consiste num copolímero poroso, o poli(divinil-benzeno-co-N-vinilpirrolidona), com uma capacidade de adsorção simultânea de compostos hidrofílicos e lipofílicos (QUEIROZ, 2011).

O trabalho de Queiroz et al. (2013) foi um dos pioneiros no Brasil para a análise de fármacos e desreguladores endócrinos em amostras de esgoto bruto e tratado por cromatografia líquida acoplada à espectrometria de massas. Para tanto, a autora utilizou EFS sequencial em dois tipos de cartuchos: um de caráter aniônico (Strata SAX®), para remover surfactantes aniônicos que interferiam na ionização dos compostos alvo, e outro com adequado balanço lipofílico-lipofóbico (Strata X®) para a adsorção e concentração dos analitos de interesse. O procedimento utilizado pela autora é exemplificado na Figura 3.18.

A microextração em fase sólida (MEFS) tem sido recentemente muito usada para análise simultânea de vários analitos em amostras ambientais. O princípio da técnica é a extração de compostos a partir da adsorção destes em uma fibra (polímero ou sólido adsorvente) que recobre um tubo de fibra de vidro capilar. A quantidade do analito captada pela fibra é proporcional à sua concentração na amostra, conforme o equilíbrio é atingido com auxílio de agitação. Após a extração, a fibra de MEFS é transferida para a porta de injeção do cromatógrafo a gás, onde os compostos são dessorvidos (FATTA-KASSINOS et al., 2011).

A extração líquido-líquido (ELL) clássica emprega dois líquidos imiscíveis (fase aquosa e fase orgânica) para a extração da substância de interesse e se baseia

na diferença de partição do analito entre as duas fases imiscíveis. A eficiência da extração, portanto, depende da afinidade do soluto pelo solvente extrator e da razão entre as duas fases. No entanto, a ELL tem várias limitações, tais como baixa recuperação, necessidade de emprego de grande volume de amostra, baixa seletividade e limitação na extração de compostos hidrofílicos (KOLE et al., 2011). Uma variação da ELL convencional, denominada ELL por partição a frio, foi desenvolvida para facilitar a partição de fases com polaridades próximas e permite utilizar menores volumes de amostra.

A extração líquido-líquido com partição a frio (ELL-PF) é uma técnica simples, de fácil execução e de menor custo, quando comparada à EFS comumente usada para extração de microcontaminantes de amostras aquosas. Lima (2013) foi pioneira no nosso País ao propor tal procedimento para extrair e concentrar fármacos e desreguladores endócrinos de amostras de esgoto para análise por cromatografia de fase gasosa acoplada a espectrometria de massas (CG-EM). A partir de testes exploratórios, a autora definiu a acetonitrila como solvente extrator em um procedimento de extração múltipla com 3 extrações consecutivas, sendo cada uma delas realizadas após o congelamento da amostra para separação das fases orgânica e aquosa (Figura 3.19).

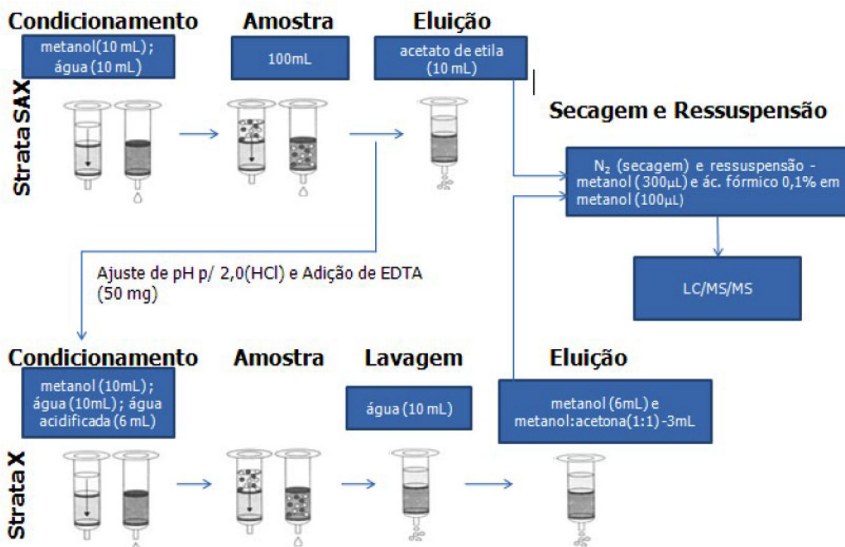


Figura 3.18 – Etapas de pré-concentração de amostras para análise de contaminantes de preocupação emergente

Fonte: Queiroz (2011)

A cromatografia de fase gasosa (CG), por ser simples, de menor custo, possuir sensibilidade e reprodutibilidade adequadas, mostra-se uma interessante alternativa para as análises de CEC. Contudo, a análise de certos poluentes de preocupação emergente por CG é dificultada pelas características de alguns compostos, como polaridade elevada, baixa volatilidade e instabilidade térmica, o que direcionaria a sua análise para a cromatografia líquida. Para que compostos polares e pouco voláteis possam ser analisados por CG, é preciso convertê-los em formas voláteis e termoestáveis por meio de processos de derivatização (XU et al., 2009).

A reação de derivatização normalmente é realizada após o processo de extração, de forma a converter os analitos em suas formas compatíveis com os processos de separação e detecção subsequentes. Tal processo pode ser feito tanto fora do cromatógrafo a gás (derivatização off-line) quanto dentro do sistema cromatográfico (derivatização online) (LIMA, 2013). A derivatização é a substituição dos hidrogênios livres ativos de alguns grupos funcionais, tais como carboxila (-COOH), hidroxila (-OH), tiol (-SH), amino (-NH₂) e imino (=NH), por grupamentos mais apolares, que não apresentam a característica de formação de ligações de hidrogênio (LIMA, 2013). Essa substituição resulta em modificações da estrutura química do analito e também do perfil de fragmentação do mesmo, possibilitando assim a análise por CG.

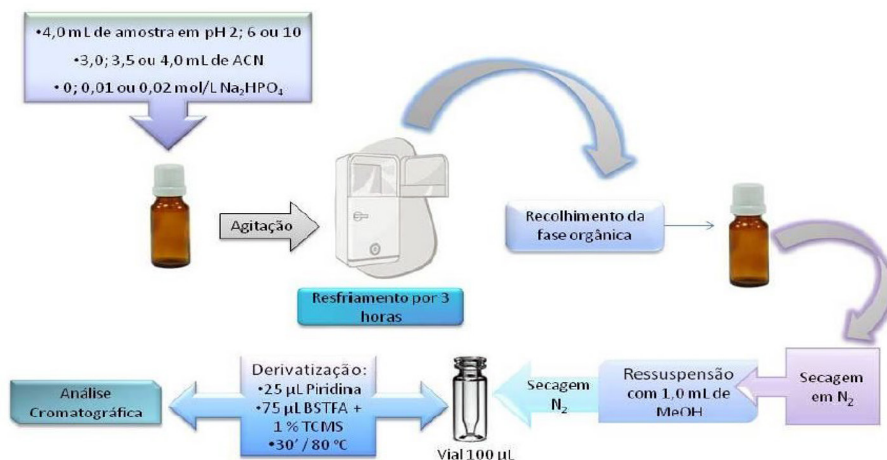


Figura 3.19 – Etapa de derivatização para análise de contaminantes de preocupação emergente

Fonte: Lima (2013)

A sililação é o método mais comumente utilizado na derivatização de compostos orgânicos que possuem hidrogênio ativo, sendo que compostos de trimetilsilil (TMS) são os mais utilizados (LIMA, 2013). Essas reações caracterizam-se por serem simples, rápidas, reprodutíveis, em única etapa e por apresentarem alto rendimento sob condições brandas. O principal agente de sililação utilizado para derivatizar fármacos e desreguladores endócrinos é o N,O-bis-(Trimetilsilil) trifluoroacetamida (BSTFA).

Instrumentação analítica

Dentre as técnicas instrumentais disponíveis para quantificação de CEC, como desreguladores endócrinos e fármacos, em amostras ambientais, a cromatografia é sem dúvida a mais utilizada. A cromatografia é uma técnica físico-química de separação que se fundamenta na migração diferencial dos componentes de uma mistura, que ocorre devido a diferentes interações, entre duas fases imiscíveis, a fase móvel e a fase estacionária. A grande variedade de combinações entre fases móveis e estacionárias a torna a cromatografia uma técnica extremamente versátil e de grande aplicação. O acoplamento da espectrometria de massas à cromatografia é muito apropriado devido à sua grande seletividade e sensibilidade. Por esse motivo, as técnicas de cromatografia de fase gasosa (CG-EM) ou líquida de alta eficiência (CLAE-EM) acopladas a espectrometria de massas têm sido muito utilizadas para a análise de poluentes de preocupação emergentes em amostras ambientais (LIMA, 2013).

A CLAE-EM é usada na análise de analitos menos voláteis ou que podem sofrer degradação quando submetidos a altas temperaturas. Nesse caso, solventes líquidos (fase móvel) transportam os analitos através de uma coluna cromatográfica, onde ocorre a separação pelas diferenças de afinidade dos analitos com a fase estacionária (QUEIROZ, 2011). As fontes de ionização mais utilizadas para análise de compostos em amostras ambientais são *electrospray* (ESI), utilizada para compostos polares, e ionização química por pressão atmosférica (APCI), utilizada para análise de compostos de baixa e média polaridade (DE ALDA et al., 2003). Um problema comumente encontrado na utilização de ESI e do APCI para análise de amostras ambientais é a ocorrência do efeito matriz, podendo ocorrer supressão ou intensificação do sinal analítico (MEI et al., 2003).

A CG-EM é uma técnica muito utilizada na análise de substâncias termoestáveis e voláteis ou passíveis de derivatização. No cromatógrafo a gás, a fase mó-

vel é um gás que arrasta a mistura de contaminantes através da coluna cromatográfica, onde a separação dos compostos é feita com base no equilíbrio dos analitos entre as fases, que são determinadas pela temperatura e pelas polaridades do analito e da coluna (QUEIROZ, 2011). As formas de ionização mais utilizadas para CG-EM são a ionização por elétrons (IE) e ionização química (IQ).

A utilização de CLAE-EM ou CG-EM para a análise de poluentes de preocupação emergente em amostras de esgoto pressupõe o desenvolvimento de um método analítico, ou seja, a escolha de condições de separação (p. ex.: composição e vazão de fase móvel, temperatura e tipo de coluna, volume e temperatura de injeção) e de detecção (p. ex.: temperatura e voltagem do detector, tipo e vazão de gás de secagem e ionização, tempo de acumulação de íons) compatíveis à quantificação dos analitos de interesse. O detalhamento de cada uma dessas variáveis foge ao escopo deste capítulo e maiores informações sobre o desenvolvimento de métodos cromatográficos acoplados a espectrometria de massas devem ser obtidas em literatura especializada. Como exemplo, informações sobre os procedimentos experimentais utilizados para a coleta, extração, derivatização e análise de fármacos e desreguladores endócrinos em amostras de esgoto por CG-EM e CLAE-EM podem ser depreendidas das dissertações de Lima (2013) e Queiroz (2011), respectivamente.

3.4.4 Gestão básica de laboratório de análises de esgotos

Há no Brasil duas agências credenciadoras responsáveis para verificar a competência de laboratórios de ensaios: a Agência Nacional de Vigilância Sanitária (ANVISA) e o Instituto Nacional de Metrologia, Qualidade e Tecnologia (INMETRO), que faz a acreditação de laboratórios de acordo com os preceitos da norma ABNT NBR ISO/IEC 17025 (RIBANI et al., 2004). A referida norma estabelece os requisitos gerais para a competência de laboratórios e/ou organizações em realizar amostragem e ensaios e/ou calibrações, utilizando métodos normalizados, não normalizados ou desenvolvidos pelo laboratório.

O bom desempenho de qualquer técnica analítica adotada em um laboratório depende da qualidade das medidas instrumentais e da confiabilidade estatística dos cálculos envolvidos no seu processamento. Uma forma de assegurar a aplicabilidade e o alcance de um método durante as operações de rotina de um laboratório é estabelecendo os limites destes parâmetros por meio da estimativa das figuras de mérito, numa etapa conhecida como validação (RIBEIRO et al., 2008).

A validação de determinado procedimento analítico objetiva demonstrar que o mesmo é adequado aos objetivos propostos, ou seja, que os parâmetros de desempenho avaliados atendem aos critérios de aceitação preconizados. Trata-se de um estudo experimental e integralmente documentado que visa garantir a qualidade metrológica dos resultados analíticos, conferindo-lhes rastreabilidade, comparabilidade e confiabilidade para a tomada de decisões (LIMA, 2013).

Segundo Ribani et al. (2004), existem dois tipos de validação: a validação no laboratório (*in house validation*), que consiste das etapas de validação realizadas dentro de um laboratório; e a validação completa (*full validation*), que requer a realização de um estudo interlaboratorial. Para a validação no laboratório, a IUPAC (*International Union of Pure and Applied Chemistry*) confeccionou o guia denominado *Harmonized guidelines for single-laboratory validation of methods of analysis* (THOMPSON et al., 2002). Os seguintes parâmetros de validação são normalmente utilizados para validar métodos de separação, tais quais os cromatográficos, que são comumente aplicados à análise de microcontaminantes orgânicos em amostras de esgoto:

Seletividade: a seletividade de um método instrumental de separação é a capacidade de avaliar, de forma inequívoca, as substâncias em exame na presença de componentes que podem interferir com a sua determinação em uma amostra complexa (RIBANI et al, 2004). Para análise de microcontaminantes orgânicos em amostras ambientais, a seletividade é normalmente assegurada pelos tempos de retenção na coluna cromatográfica dos analitos de interesse e, quando se utiliza espectrômetros de massa como detectores, pelo monitoramento de íons selecionados. Em um equipamento de alta resolução, apenas os íons de interesse, dentro de uma faixa muito restrita (± 20 ppm), são monitorados e detectados pelo espectrômetro de massas de massas (QUEIROZ, 2011).

Curva analítica e linearidade: o ajuste da curva analítica/linearidade de um método analítico é a capacidade de obter resultados proporcionais às concentrações dos analitos nas amostras (ICH, 2005). Para tanto, pode-se utilizar modelos de calibração baseados em regressões quadráticas obtidas por padronização externa, por meio de injeções de replicatas de padrões dos analitos com concentrações definidas (QUEIROZ, 2011). Os ajustes das curvas/linearidade são normalmente avaliados por meio de gráficos de distribuição normal dos

resíduos e do coeficiente de correlação que, segundo o INMETRO (2007), deve ter um valor de r superior a 0,90 para ser considerado aceitável.

Precisão: A precisão é a medida da concordância entre os valores experimentais de ensaios independentes, repetidos de amostras semelhantes ou padrões, sob condições definidas (Queiroz, 2011). Normalmente esta medida é expressa pelo desvio-padrão relativo (DPR) ou coeficiente de variação (CV) para resultados de valores de concentrações conhecidos. A precisão é normalmente avaliada em termos de repetibilidade por meio do cálculo do coeficiente de variação (CV) para um número de sete repetições de padrões do analito de interesse, em que são aceitos CV de até 20%, dependendo do nível de concentração da amostra (INMETRO, 2007). A precisão do método também pode ser avaliada em termos de repetibilidade nos ensaios de recuperação mencionados anteriormente, em que podem ser utilizadas três amostras de esgoto fortificadas com o analito de interesse (QUEIROZ, 2011).

Efeito Matriz: o efeito matriz avalia a interferência dos demais constituintes da matriz (p. ex.: esgoto bruto) na quantificação do analito (p. ex.: estradiol) de interesse. O efeito matriz pode ser avaliado adicionando a certa quantidade do extrato da amostra (p. ex.: 450 μL) um volume conhecido (p. ex.: 50 μL) de padrão do analito de interesse em concentração conhecida (p. ex.: 100 $\mu\text{g/L}$). O efeito da matriz sobre o analito é então calculado a partir do fator FEM, conforme as Equações 3.11 e 3.12 (LIMA, 2013).

$$FEM = \frac{A_{\text{fortif.}} - A_{\text{amostra}}}{A_{\text{padrão}}} \quad (\text{Eq. 3.11})$$

$$EM (\%) = (1 - FEM) \times 100 \quad (\text{Eq. 3.12})$$

Em que:

FEM: fator de correção do efeito matriz (EM)

$A_{\text{fortif.}}$: área do pico do analito no extrato fortificado com o padrão em concentração conhecida

A_{amostra} : área do pico do analito no extrato da amostra

$A_{\text{padrão}}$: área do pico do analito no padrão preparado em solvente, ou seja, isento da matriz

Exatidão: a exatidão representa o grau de concordância entre os resultados individuais encontrados em um determinado ensaio e um valor de referên-

cia aceito como verdadeiro (INMETRO, 2007). Segundo Ribani et al. (2004) os processos mais utilizados para avaliar a exatidão de um método são os materiais de referência, ensaios de recuperação, adição de padrão e comparação de métodos.

A exatidão de métodos destinados à análise de microcontaminantes orgânicos em amostras de esgoto é normalmente verificada por adição e recuperação do analito de interesse em três níveis de concentração, sendo os níveis baixo (p. ex.: 10 µg/L) e alto (p. ex.: 100 µg/L) feitos em triplicata e o nível médio (p. ex.: 50 µg/L) realizado em sete replicatas (LIMA, 2013).

Considerando a indisponibilidade de um branco da matriz esgoto isento dos analitos de interesse, o índice de recuperação da extração é normalmente obtido pela relação da área do pico no extrato obtido após extração da amostra aquosa fortificada (p. ex.: esgoto + padrão analito) ($A_{amostra}$) descontada da área do pico do analito no extrato da amostra bruta sem a fortificação (A_{branco}), comparada com a área da solução padrão ($A_{padrão}$) correspondente ao nível e corrigida do efeito matriz (LIMA, 2013). A Equação 3.13 expressa a fórmula normalmente utilizada para calcular o índice de recuperação.

$$R(\%) = \frac{A_{amostra} - A_{branco}}{A_{padrão} \times FEM} \times 100 \quad (\text{Eq. 3.13})$$

Em que:

R: índice de recuperação (%)

FEM: fator de correção do efeito matriz, calculado conforme a Equação 3.11

$A_{amostra}$: área do pico do analito no extrato da amostra aquosa fortificada com o padrão previamente ao procedimento de extração

A_{branco} : área do pico do analito no extrato da amostra aquosa que não foi fortificada

$A_{padrão}$: área da solução padrão correspondente ao nível desejado em solvente puro, ou seja, isenta da matriz

Os intervalos aceitáveis de recuperação para análise de resíduos geralmente estão entre 70 e 120%, com precisão de até ± 20%. Porém, dependendo da complexidade analítica e da amostra, este valor pode ser de 50 a 120%, com precisão de até ± 15% (RIBANI et al., 2004).

Limites de detecção e quantificação: segundo a ANVISA (2003), o limite de detecção (LD) é a menor quantidade do analito presente em uma amostra que pode ser detectado, porém não necessariamente quantificado, sob as condições experimentais estabelecidas. O LD pode ser calculado de três maneiras diferentes: método visual, método da relação sinal-ruído e o método baseado em parâmetros da curva analítica (RIBANI et al., 2004).

Para determinação do LD pela relação sinal/ruído, padrões do analito de interesse em baixas concentrações são analisados e o valor de LD é dado pela menor concentração injetada que resulte em uma relação sinal/ruído maior do que 3. O procedimento para determinação do limite de quantificação (LQ) é obtido de forma similar, entretanto considera-se como LQ de um dado analito a menor concentração injetada que resulte em relação sinal/ruído maior do que 10.

Para o cálculo dos limites de detecção (LDM) e quantificação (LQM) do método de análise de microcontaminantes orgânicos em amostras de esgoto, deve-se considerar ainda o fator de concentração da amostra, o índice de recuperação e o efeito de interferência da matriz, como exemplifica a Equação 3.14 para o LDM.

$$LDM = \frac{LD}{FC \times R(\%)} \times 100 \quad (\text{Eq. 3.14})$$

Em que:

LDM: limite de detecção do método

LD: limite de detecção do equipamento

FC: fator de concentração do procedimento de extração (p. ex.: se o volume de esgoto usado na extração é 1000 mL e o volume final de extrato orgânico é 0,5 mL, então FC = 2000)

%R: índice de recuperação do menor nível de concentração estudado (conforme Equação 3.13)

BIBLIOGRAFIA

APHA, AWWA, WEF. *Standard Methods for examination of water and wastewater*. 22. ed. Washington: American Public Health Association, 2012. 1360 p.

ARAÚJO, G.C. *Avaliação do pós-tratamento de efluentes de reatores UASB através de um sistema de aplicação superficial de esgotos no solo*. 1998. 130 f. Dissertação

(Mestrado em Saneamento Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1998.

BERGMAN, Å.; HEINDEL, J. J.; JOBLING, S.; KIDD, K. A.; ZOELLER, R. T. *State of the Science of Endocrine Disrupting Chemicals*. United Nations Environment Programme / World Health Organization, 2012, p. 260.

BERTHOUEX, P.M; HUNTER, W.G. Simple statistics for interpreting environmental data, *Journal of Water Pollution Control Federation*, v. 53, n. 2, p. 167-175, 1981.

BERTHOUEX, P.M., HUNTER, W.G. How to construct reference distributions to evaluate treatment plant effluent quality. *Journal of Water Pollution Control Federation*, v. 55, n. 12, p. 1417-1424, 1983.

BRANDT, E. M. F. *Avaliação da remoção de fármacos e desreguladores endócrinos em sistemas simplificados de tratamento de esgoto (reatores UASB seguidos de pós-tratamento)*. 2012. 143f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012

BRANDT, E. M. F.; CHERNICHARO, C. A. L.; AQUINO, S. F. Destino e mecanismos de remoção de fármacos e desreguladores endócrinos em estações de tratamento de esgoto. *Engenharia Sanitária e Ambiental*, v. 18, p. 5-9, 2013.

CASTRO, L. V. *Avaliação da remoção de fármacos e desreguladores endócrinos em filtros de polimento para tratamento de esgoto doméstico*. 2017. 145 f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2017.

CETESB – COMPANHIA AMBIENTAL DE ESTADO DE SÃO PAULO; ANA – AGÊNCIA NACIONAL DAS ÁGUAS. *Guia de coleta e preservação de amostras água, sedimentos, comunidades aquáticas e efluentes líquidos*. São Paulo: CETESB; Brasília: ANA, 2011. 326p.

CHARLES, K.J. *et al.* Effluent quality from 200 on-site sewage systems: design values for guidelines. *Water Science & Technology*, v. 51, n. 10, p. 163-169, 2005.

CUNHA, D. L.; SILVA, S. M. C.; BILA, D. M.; OLIVEIRA, J. L. M., SARCINELLI, P. N., LARENTIS, A. L. Regulamentação do estrogênio sintético 17 α -etinilestradiol em matrizes aquáticas na Europa, Estados Unidos e Brasil. *Cad. Saúde Pública*, v. 32, n. 3, p. 1-12, mar. 2016.

DEAN, R.B; FORSYTHE, S.L. Estimating the reliability of advanced waste treatment. *Water & Sewage Works*, part 1, June, 1976a.

DEAN, R.B; FORSYTHE, S.L. Estimating the reliability of advanced waste treatment. *Water & Sewage Works*, part 2, June, 1976b.

DIAS, R. V. A. *Avaliação da ocorrência de microcontaminantes emergentes em sistemas de abastecimento de água e da atividade estrogênica do estinilestradiol*. 2014. 158 f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014.

ENVIRONMENT PROTECTION AND HERITAGE COUNCIL; NATIONAL HEALTH AND MEDICAL RESEARCH COUNCIL; NATURAL RESOURCE MANAGEMENT MINISTERIAL COUNCIL. *Australian Guidelines for Water Recycling: Augmentation of Drinking Water Supplies*. 2008.

EPA – UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY *White paper aquatic life criteria for contaminants of emerging concern part i: general challenges and recommendations*. Prepared by the OW/ORD Emerging Contaminants Workgroup, 2008.

ERIKSSON, E.; AUFFARTH, K.; MOGENS, H. LEDIN, A. Characteristics of grey wastewater. *Urban Water*. v. 4, n.1, p. 58-104, 2002.

FLORIPES, T. C.; QUARESMA, A. V.; AFONSO, R. C. F.; CHERNICHARO, C. A. L.; SOUZA, C. L.; AQUINO, S. F. Ocorrência de fármacos e desreguladores endócrinos em esgoto bruto e tratado na cidade de Belo Horizonte/MG. *Engenharia Sanitaria e Ambiental*, 2018. (no prelo)

FRIEDLER, E.; KOVALIO, R.; GALIL, N.I. On-site greywater treatment and reuse multi-storey buildings. *Water Science and Technology*, v. 51, n. 10, p. 187-194, 2005.

FROEHNER, S.; PICCIONI, W.; MACHADO, K. S.; AISSE, M. M. Removal capacity of caffeine, hormones, and bisphenol by aerobic and anaerobic sewage treatment. *Water, Air & Soil Pollution*, v. 216, p. 463-471, 2011.

GHISELLI, G. *Avaliação da qualidade das águas destinadas ao abastecimento público da região de Campinas: ocorrência e determinação dos interferentes endócrinos (IE) e produtos fármacos e de higiene pessoal (PFHP)*. 2006. 190 f.

Tese (Doutorado em Ciências) – Instituto de Química, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2006.

GHISELLI, G.; JARDIM, W. F. Interferentes endócrinos no ambiente. *Química Nova*, v. 30, n. 3, p. 695-706, 2007.

GINEBREDA, A.; ALDA, M. L.; BARCELÓ, D.; AQUINO, S. F. Qualidade Química das Águas Superficiais. In: BAPTISTA, M.; PÁDUA, V. L. (orgs.). *Restauração de Sistemas Fluviais*. São Paulo: Editora Manole, 2016. 608p.

GONCALVES, R. F.; BAZZARELLA, B. B.; PETERS, M. R.; PHILIPPI, L. S. Gerenciamento de águas cinzas. In: GONCALVES, R. F (Coord.). *Uso racional da água em edificações*. Rio de Janeiro: ABES, 2006. p. 153-222.

GHUNMI, L. A.; ZEEMAN, G.; FAYYAD, M.; VAN LIER, J. B. Grey water biodegradability. *Biodegradation*, v. 22, n. 1, p. 163-174, Feb. 2011.

JEFFERSON, B.; LAINE, A.; PARSONS, S.; STEPHENSON, T.; JUDD, S. Technologies for domestic wastewater recycling. *Urban Water*, v. 1, n. 4, p. 285-292, 1999.

HENZE, M.; LEDIN, A. Types, characteristics and quantities of classic, combined domestic wastewaters. In: LENS, P.; ZEEMAN, G.; LETTINGA, G. (eds.) *Decentralised sanitation and reuse: Concepts, systems and implementation*. London : IWA Publishing, 2001, p. 59-72.

JOHNSON, A. C.; DUMONT, E.; WILLIAMS, R. J.; OLDENKAMP, R.; CISOWSKA, I. SUMPTER, J. P. Do Concentrations of Ethinylestradiol, Estradiol, and Diclofenac in European Rivers Exceed Proposed EU Environmental Quality Standards? *Environ. Sci. Technol.*, v. 47, n. 21, p. 12297-12304, 2013.

JORDÃO, E. P.; PESSÔA, C. A. *Tratamento de Esgoto Doméstico*. 4 ed. Rio de Janeiro: Segrac, 2005.

LIMA, B. D.; *Otimização e validação de extração líquido-líquido com partição em baixa temperatura de microcontaminantes orgânicos em amostras de esgoto e análise por CG-EM*. 2013. 104 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Instituto de Ciências Exatas e Biológicas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2013.

LIMA, D. R. S.; TONUCCI, M. C.; AQUINO, S. F.; LIBANIO, M. Fármacos e desreguladores endócrinos em águas brasileiras: ocorrência e técnicas de remoção. *Engenharia Sanitária e Ambiental* (Online), v. 22, p. 1043-1054, 2017.

- LOCATELLI, M. A. F.; SODRE, F. F.; JARDIM, W. F. Determination of Antibiotics in Brazilian Surface Waters Using Liquid Chromatography–Electrospray Tandem Mass Spectrometry. *Archives of Environmental Contamination and Toxicology*, v. 60, n. 3, p. 385-393, 2011.
- LOPES, B. C.; SANSON, A. L.; AQUINO, S. F.; SOUZA, C. L.; CHERNICHARO, C. A. L.; AFONSO, R. J. C. F. Behavior of pharmaceuticals in UV photoreactors fed with sewage treated by anaerobic/aerobic system. *Environmental Technology*; v. 38, n. 21, p. 2775-2784, 2017.
- MAY, S. Caracterização, tratamento e reúso de águas cinzas e aproveitamento de águas pluviais em edificações. 2009. 222 f. Tese (Doutorado em Engenharia Hidráulica e Saneamento) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.
- METCALF & EDDY. Tratamento de efluentes e recuperação de recursos. Porto Alegre: Editora AECOM, 2016.
- MONTAGNER, C. C.; JARDIM, W. F. Spatial and Seasonal Variations of Pharmaceuticals and Endocrine Disruptors in the Atibaia River, São Paulo State (Brazil). *Journal of the Brazilian Chemical Society*, v. 22, n. 8, p. 1452-1462, 2011.
- MONTEIRO, C. L. R. Análise da eficiência e confiabilidade em 56 estações de tratamento de esgotos localizadas na região metropolitana de Fortaleza. Dissertação. Fortaleza, 77 p., 2009.
- MOREIRA, D. S.; AQUINO, S. F.; AFONSO, R. J. C. F.; SANTOS, E. P. P. C.; PÁDUA, V. L. Occurrence of endocrine disrupting compounds in water sources of Belo Horizonte Metropolitan Area. Brazil. *Environmental Technology*, v. 30, n. 10, p. 1041-1049, 2009.
- MOREIRA, M.; AQUINO, S.; COUTRIM, M.; SILVA, J.; AFONSO, R. Determination of endocrine-disrupting compounds in waters from Rio das Velhas, Brazil, by liquid chromatography/high resolution mass spectrometry (ESI-LC-IT-TOF/MS). *Environmental Technology*, v. 32, n. 12, p. 1409–1417, 2011.
- MOREL, A.; DIENER, S. Greywater management in low and middle-income countries: review of different treatment systems for households or neighborhoods. Duebendorf: Swiss Federal Institute of Aquatic Science (EAWAG), Department of Water and Sanitation in Developing Countries, 2006.

NIKU, S.; SCHROEDER, E. D.; SAMANIEGO; F. J. Performance of activated sludge process and reliability-based design. *Journal Water Pollution Control Association*, v. 51, n. 12, p. 2841 – 2857, Dec., 1979.

NIKU, S; SCHROEDER, E.D. Factors affecting effluent variability from activated sludge processes, *Journal Water Pollution Control Association*, v. 53, n. 5, p. 546 – 559, May, 1981a.

NIKU, S. et al. Performance of activated sludge process: reliability, stability and variability, Environmental Protection Agency (EPA), Grant no R805097-01, p. 1 – 124, 1981b.

NIKU, S; SCHROEDER, E.D; HAUGH, R.S. Reliability and stability of trickling filter processes. *Journal Water Pollution Control Association*, v. 54, n. 2, p. 129 – 134, Feb. 1982.

NOUTSOPOULOS, A. ANDREADAKIS, N. KOURIS, D. CHARCHOUSI, P. MENDRINO, A. GALANI, I. MANTZIARAS, E. KOUMAKI. Greywater characterization and loadings e physicochemical treatment to promote onsite reuse. *Journal of Environmental Management*, v. 216, p. 337-346, 2018.

OLIVEIRA, S. M. A. C. Análise de desempenho e confiabilidade de estações de tratamento de esgotos. Tese. Belo Horizonte, 232 p., 2006.

OTTOSON, J.; STENSTROM, T. A. Faecal contamination of greywater and associated microbial risks. *Water Research*, v. 37, n. 3, p. 645-655, Feb. 2003.

PESSOA, G. P, SOUZA, N.C.; ALVES, J. A. C.; NASCIMENTO, R. F.; SANTOS, A. B. Análise de remoção de interferentes endócrinos em estações de tratamento de esgotos sanitários. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 26, Porto Alegre, 2011.

QUARESMA, A. V. Monitoramento de Microcontaminantes Orgânicos por Métodos Cromatográficos Acoplados à Espectrometria de Massa e Elementos Inorgânicos por Fluorescência de Raios – X por Reflexão Total nas Águas da Bacia do Rio Doce. 2014. 186 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental e Sanitária – PROAMB) – Instituto de Ciências Exatas e Biológicas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2014.

QUEIROZ, F. B. *Desenvolvimento e validação de metodologia para determinação de fármacos e perturbadores endócrinos em amostras de esgoto utilizando extra-*

ção em fase sólida e cromatografia líquida acoplada à espectrometria de massas. 2011. 114 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Instituto de Ciências Exatas e Biológicas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2011.

QUEIROZ, F. B.; SILVA, J. C.; AQUINO, S. F.; COUTRIM, M. X.; AFONSO, R. J. C. F. Determination of Endocrine Disrupters and Pharmaceuticals in Sewage Samples by Tandem Solid Phase Clean-up/Extraction and High Performance Liquid Chromatography-Negative and Positive Electrospray High-Resolution Mass Spectrometry. *Journal of the Brazilian Chemical Society*, v. 25, n. 2, p. 298-312, 2013.

RIBANI, M.; BOTTOLI, C.B. G.; COLLINS, C.H.; JARDIM, I.C.S.F.; MELO, L.F.C. Validação em métodos cromatográficos e eletroforéticos. *Química Nova*, v.27, n°5, p.771-780, 2004.

RODRIGUES, K. L. T. Desenvolvimento de metodologia analítica para a determinação simultânea de microcontaminantes emergentes em águas superficiais por cromatografia líquida acoplada à espectrometria de massas. 2012. 156 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental e Sanitária – PROAMB) – Instituto de Ciências Exatas e Biológicas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2012.

SAUVÉ, S.; DESROSIERS, M. A review of what is an emerging contaminant. *Chemistry Central Journal*, v. 8, n. 15, p. 1-7, 2014.

SILVEIRA, A. G. M. Análise de eficiência e confiabilidade em sistemas de baixo custo de tratamento de esgotos do tipo lagoas de estabilização. Dissertação. Fortaleza, 108 p., 2011.

SODRÉ, F. F.; LOCATELLI, M. A. F.; JARDIM, W. F. Occurrence of Emerging Contaminants in Brazilian Drinking Waters: A Sewage-To-Tap Issue. *Water Air Soil Pollut*, v. 206, n. 1, p. 57-67, 2010.

SODRÉ, F. F.; MONTAGNER, C. C.; LOCATELLI, M. A. F.; JARDIM, W. F. Ocorrência de Interferentes Endócrinos e Produtos Farmacêuticos em Águas Superficiais da Região de Campinas (SP, Brasil). *Journal of the Brazilian Society of Ecotoxicology*, v. 2, n. 2, p. 187-196, 2007.

STUMPF, M.; TERNES, T. A.; WILKEN, R.; RODRIGUES, S. V.; BAUMANN, W. Polar drug residues in sewage and natural waters in the state of Rio de Janeiro, Brazil. *Sci. Total Environ.*, 1999, 225(1-2), 135-141.

TAVARES, F. V. F. Remoção de surfactantes aniônicos em filtros biológicos percoladores com diferentes meios suportes aplicados ao pós-tratamento de efluentes de reatores UASB. 2008. 110 f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

TERNES, T. A.; STUMPF, M.; MUELLER, J.; HABERER, K.; WILKEN, R.-D.; SERVOS, M. Behavior and occurrence of estrogens in municipal sewage treatment plants – Investigations in Germany, Canada and Brazil. *Science of The Total Environment*, v. 225, n. 1-2, p. 81-90, 1999.

TORTORA, G. J; FUNKE, B. R; CASE, C. L *Microbiologia*. Porto Alegre: ABDR, 2012.

UE – UNIÃO EUROPEIA. Parlamento Europeu. Conselho da União Europeia. Directiva 2008/105/CE do Parlamento Europeu e do Conselho, de 16 de Dezembro de 2008, relativa a normas de qualidade ambiental no domínio da política de água, que altera e subsequentemente revoga as Directivas 82/176/CEE, 83/513/CEE, 84/156/CEE, 84/491/CEE e 86/280/CEE do Conselho, e que altera a Directiva 2000/60/CE. *Jornal Oficial da União Europeia*, 24 dez. 2008. Disponível em: <<https://eur-lex.europa.eu/legal-content/PT/TXT/PDF/?uri=CELEX:32008L0105&from=EN>>. Acesso em: 08 jun. 2018.

UE – UNIÃO EUROPEIA. Parlamento Europeu. Conselho da União Europeia. Directiva 2013/39/UE do Parlamento Europeu e do Conselho, de 12 de agosto de 2013, que altera as Directivas 2000/60/CE e 2008/105/CE no que respeita às substâncias prioritárias no domínio da política da água. *Jornal Oficial da União Europeia*, 24 ago. 2013. Disponível em: <<https://eur-lex.europa.eu/legal-content/PT/TXT/PDF/?uri=CELEX:32013L0039&from=EN>>. Acesso em: 11 jun. 2018.

U. S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. *Process design manual: land treatment of municipal wastewater. Supplement on rapid infiltration and overland flow*. Technology Transfer. Cincinnati: USEPA, 1984.

VON SPERLING, M. *Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos* – Princípios do tratamento biológico de águas residuárias. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2005. v. 1. 452p.

WERF – WATER ENVIRONMENTAL RESEARCH FOUNDATION. *Final Report Wastewater treatment and reuse*. Influent constituent characteristics of the modern waste stream from single sources: literature Review. IWA, 2007

WHO – WORLD HEALTH ORGANIZATION. Health guidelines for use of wastewater in agriculture and aquaculture. *Technical Report Series*. 778. Geneva: WHO, 1989.

WHO – WORLD HEALTH ORGANIZATION. *Integrated Guide to sanitary parasitology*. WHO, 2004. 120p.

WHO – WORLD HEALTH ORGANIZATION. *Pharmaceuticals in Drinking Water*. WHO, 2012.



Tecnologias de tratamento de correntes de esgotos não segregadas aplicadas a empreendimentos habitacionais

André Bezerra dos Santos, Carlos Augusto de Lemos Chernicharo, Flávio Rubens Lapolli, Marcos von Sperling, Mário Takayuki Kato, Roque Passos Piveli e Thiago Bressani Ribeiro

4.1 INTRODUÇÃO

Como abordado no Capítulo 3, o esgoto sanitário é uma matriz complexa de poluentes ou constituintes, podendo-se destacar os sólidos grosseiros (removidos usualmente no tratamento preliminar antes do processo biológico), matéria orgânica e nutrientes (normalmente removidos durante o processo biológico) e microrganismos patogênicos (removidos parcialmente nas diferentes unidades de tratamento ou numa etapa de desinfecção, ao final do sistema de tratamento).

A remoção destes poluentes na Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) é alcançada a partir das várias operações e processos unitários, como filtração, sedimentação, oxidação biológica etc. ou ao longo de diferentes unidades físicas ou de diferentes ciclos operacionais em uma única unidade. Assim, a escolha da alternativa principal de tratamento deve levar em consideração vários aspectos: vazão, temperatura, disponibilidade de área, disponibilidade e qualificação da mão de obra, proximidade da ETE a edificações ou áreas comuns, qualidade requerida para o esgoto tratado, orçamento disponível para o tratamento em si e para a automação do processo, entre outros.

Apresentam-se no presente capítulo algumas das tecnologias de tratamento de esgotos para correntes não segregadas aplicadas a empreendimentos habitacionais que mais vêm sendo utilizadas no Brasil. Buscou-se abordar não somente os fundamentos das tecnologias já consolidadas, mas também os principais parâmetros de projeto, aspectos de operação e manutenção, além de exemplos numéricos de dimensionamento. Buscou-se ainda trazer algumas das tecnologias recentes de tratamento de esgotos e uma breve discussão dos processos de desinfecção.

4.2 TRATAMENTO PRELIMINAR

4.2.1 Descrição

A etapa de tratamento preliminar (TP) em uma ETE é tipicamente composta por grades de barras e desarenadores. O principal papel das unidades que compõem o tratamento preliminar está associado à remoção de sólidos que poderiam comprometer o adequado funcionamento das unidades subsequentes do tratamento secundário, sobretudo em virtude de obstruções de tubulações e avarias a equipamentos eletromecânicos.

Especificamente quanto às grades, busca-se adotar um espaçamento entre barras que permita uma eficiente remoção de sólidos grosseiros (p. ex.: garrafas e demais objetos plásticos, trapos etc.). Quando da utilização de uma sequência de grades (geralmente duas), adota-se um espaçamento entre barras gradualmente decrescente. As alternativas de gerenciamento do material retido (fase sólida) estão tipicamente associadas à secagem e posterior disposição final em aterros sanitários. Para ETE de pequeno porte (equivalente populacional (EP) < 10 000 habitantes), esta disposição final pode ocorrer na própria área da estação, em valas adequadamente preparadas e licenciadas para o recebimento dos rejeitos. Todavia, ressalta-se que as condições técnicas para esta forma de disposição final são similares às de um aterro sanitário, o que pode implicar em excessiva demanda construtiva e operacional para ETEs de pequeno porte. O aproveitamento energético do material retido na grade (p. ex.: coprocessamento em fornos de clínquer) ainda é incipiente, mas há relatos que indicam um considerável poder calorífico inferior (PCI) e baixo teor de cinzas associados aos resíduos retidos na etapa de gradeamento fino (BORGES, 2014).

Em relação aos desarenadores, a depender do porte da ETE pode-se considerar a utilização de unidades de: i) fluxo horizontal e seção retangular ou quadrada; ii) unidades de fluxo em espiral (aerado); e iii) unidades de fluxo em vórtice. Para sistemas descentralizados, usualmente são adotadas as unidades de fluxo horizontal e seção retangular (tipo canal – ver Figura 4.1). As alternativas de gerenciamento do material removido (fase sólida) estão tipicamente associadas à secagem e posterior disposição final em aterros sanitários. A recuperação da areia removida para fins de preparo de concreto não estrutural ou reposição em leitos de secagem na própria ETE ainda é incipiente, mas pode se configu-

rar como uma importante alternativa de gerenciamento deste subproduto a curto e médio prazo.

Há relatos esparsos na literatura associados à caracterização qualitativa dos resíduos removidos no tratamento preliminar, mas sabe-se que a quantidade e a composição do material retido na etapa de gradeamento dependem principalmente do espaçamento entre barras. Todavia, as características da área de contribuição da ETE influenciam no volume e qualidade do material removido, podendo-se elencar, entre outras (WEF, 1994; WEF, 1998):

- O tamanho da área e o tipo de ocupação da bacia de contribuição;
- A configuração do sistema de coleta de esgoto: a presença de elevatórias diminui a quantidade de material retido no gradeamento, devido à remoção antes do recalque (p. ex.: cestos em elevatórias de esgoto bruto e deposição de material no fundo do poço de sucção);
- A educação sanitária da população atendida.

O volume de sólidos retidos em grades grosseiras e médias (espaçamento entre barras de 20 a 40 mm) varia tipicamente entre 4 e 37 litros por 1.000 m³ de esgoto tratado; e em grades finas (espaçamento entre barras de 10 a 20 mm), entre 37 e 74 litros por 1.000 m³ de esgoto tratado (METCALF; EDDY, 2016).

De acordo com uma caracterização quali-quantitativa volumétrica efetuada por Borges (2014), em uma ETE de grande porte (EP = 258.000 habitantes) no interior do estado de São Paulo, o material retido na etapa de gradeamento grosseiro foi preponderantemente constituído por matéria orgânica putrescível (restos de alimentos, animais em decomposição etc. somando 65% do volume total), seguido de plástico (17%), pedras (9%), tecido (6%) e papel (3%); em relação aos resíduos retidos no gradeamento fino, obteve-se uma configuração semelhante. A composição do material nas grades apresentou variação sazonal significativa. Em época de chuvas, por exemplo, ocorreu acréscimo na quantidade de pedras retidas, que eram formadas por placas de precipitados, contendo enxofre, cálcio e gorduras solidificadas, por exemplo, aparentemente com baixo potencial de aproveitamento. Adicionalmente, a análise do teor de umidade dos resíduos demonstrou valores elevados (83%), o que justificaria a necessidade de implantação de uma etapa de secagem, caso o aproveitamento energético fosse considerado.

A quantidade de areia presente no esgoto bruto depende de diversos fatores, dentre eles: i) o tipo do sistema de coleta e transporte de esgoto (sistema com-

binado ou separador); ii) o tipo de ocupação da bacia de esgotamento; iii) as condições de conservação do sistema de coleta e transporte de esgoto; iv) o tipo de solo da bacia de esgotamento; v) regimes hidrológicos e nível do lençol freático. A quantidade de areia em sistemas separadores varia usualmente entre 4 e 37 litros por 1.000 m³ de esgoto tratado (METCALF; EDDY, 2016).

4.2.2 Principais configurações para o tratamento preliminar

As unidades que compõem a etapa de TP podem ser implantadas enterradas (Figura 4.1a), apoiadas ou elevadas (Figura 4.1b) em relação ao nível do terreno. As soluções enterradas podem facilitar o enclausuramento do TP, tal como demonstrado na Figura 4.1a, todavia podem implicar em maior dificuldade operacional associada à rotina de limpeza das unidades, além de demandar uma nova estação elevatória dentro da ETE. Cabe destacar que os aspectos associados à cobertura, exaustão e tratamento de odores no TP serão abordados no Capítulo 7.

Por sua vez, a solução elevada pode demandar maior custo de implantação comparado ao da solução apoiada, embora possua a vantagem de permitir a descarga de fundo dos desarenadores, o que pode implicar em simplificação ou eliminação de equipamentos eletromecânicos (p. ex.: parafuso classificador). Adicionalmente, a caçamba para coleta do material gradeado pode ser estrategicamente disposta próxima ao gradeamento, em nível inferior ao TP. Isso contribui para a melhoria das condições ergonômicas associadas à limpeza manual das grades de barra. Eventualmente, a etapa de gradeamento pode estar associada à elevatória de esgoto bruto. Neste caso, muitas vezes seria necessário apenas o desarenador como tratamento preliminar. Em muitas situações, a elevação do TP elimina uma nova estação elevatória dentro da ETE, já que a elevação pode ser advinda do próprio emissário de recalque, fazendo com que todo o fluxo dentro da ETE seja gravitário.

A utilização de peneiramento estático (3 a 5 mm de abertura da malha) como unidade de pós-gradeamento em ETE de pequeno porte pode ser interessante quando da operação de reatores UASB (*Upflow Anaerobic Sludge Blanket*), contribuindo para evitar obstruções em tubulações e calhas coletoras de efluente. Adicionalmente, uma melhor remoção de sólidos grosseiros propicia a obtenção de um lodo de melhor qualidade estética, o que pode facilitar a destinação final para uso agrícola.

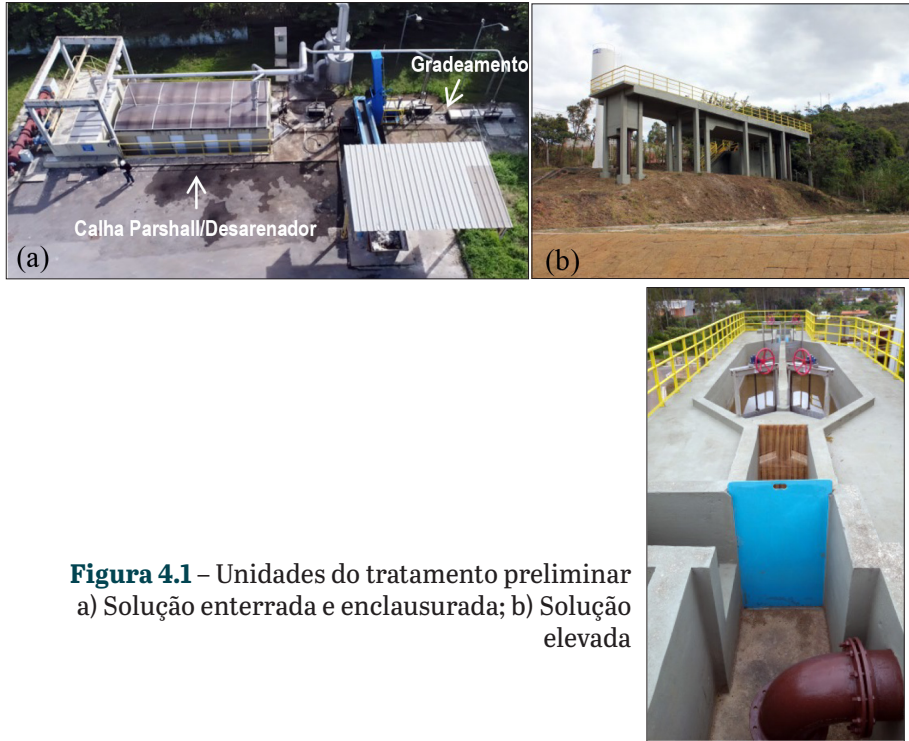


Figura 4.1 – Unidades do tratamento preliminar
a) Solução enterrada e enclausurada; b) Solução elevada

Os canais que conduzem às grades de barras e ao desarenador são tipicamente confeccionados em concreto armado; todavia, para ETE de pequeno porte as dimensões de tais canais podem ser diminutas, a ponto de dificultar a execução da obra em concreto (problemas associados à retirada da forma, ao recobrimento mínimo de armadura e à limpeza dos canais, por exemplo). Neste caso, soluções pré-moldadas em materiais alternativos podem ser empregadas, a exemplo da fibra de vidro e do polipropileno.

4.2.3 Diretrizes para projeto

A lógica principal de dimensionamento das unidades do tratamento preliminar requer que se assegurem velocidades adequadas para a remoção de sólidos grosseiros, todavia garantindo que isso não implique na sedimentação da matéria orgânica particulada, o que propiciaria a geração de odores. As diretrizes de projeto para a etapa de tratamento preliminar encontram-se discriminadas na NBR 12.209 (ABNT, 2011).

Os principais parâmetros e critérios de dimensionamento das unidades componentes do tratamento preliminar aplicáveis para ETE de pequeno porte são reportados na Tabela 4.1. Ressalta-se que a vazão de dimensionamento das unidades do TP deve ser a vazão máxima horária afluente.

Tabela 4.1 – Principais parâmetros e critérios de dimensionamento para as unidades do tratamento preliminar aplicáveis a ETE de pequeno porte

Gradeamento	
Parâmetro	Valor
Velocidade máxima através da grade para a vazão máxima horária de final de plano	1,20 m/s
Inclinação das barras em relação à horizontal	45 a 60° – limpeza manual 60 a 90° – limpeza mecanizada
Perda de carga mínima a ser considerada (escoamento de montante)	0,15 m – limpeza manual 0,10 m – limpeza mecanizada
Desarenador^a	
Parâmetro	Valor
Velocidade de escoamento para a vazão máxima horária de final de plano	0,25 a 0,40 m/s
Profundidade mínima para acumulação de material sedimentado	0,20 m
Taxa de escoamento superficial	600 a 1.000 m ³ /m ² .dia

^a Critérios válidos para desarenadores de fluxo horizontal e seção retangular (tipo canal)
Fonte: adaptado de NBR 12.209 (ABNT, 2011)

Nota-se que na NBR 12.209 (ABNT, 2011) não há uma recomendação explícita sobre as possibilidades de utilização de diferentes tipos de grade (em termos do espaçamento entre barras e automação da limpeza) para as ETE de pequeno porte. Logo, a experiência com a operação de estações descentralizadas tem apontado positivamente para a utilização sequencial de grades finas de limpeza manual, de 20 e 10 mm, respectivamente (Figura 4.2). Adicionalmente, é interessante a previsão de uma linha emergencial (*by-pass*) dotada de uma grade fina (20 mm) de limpeza manual. Cabe ressaltar que a opção por se utilizar grades de limpeza manual ou mecanizada para este porte de ETE está a cargo do prestador de serviço, em vista do volume de material a ser retido ou de dificuldades operacionais (ABNT, 2011).

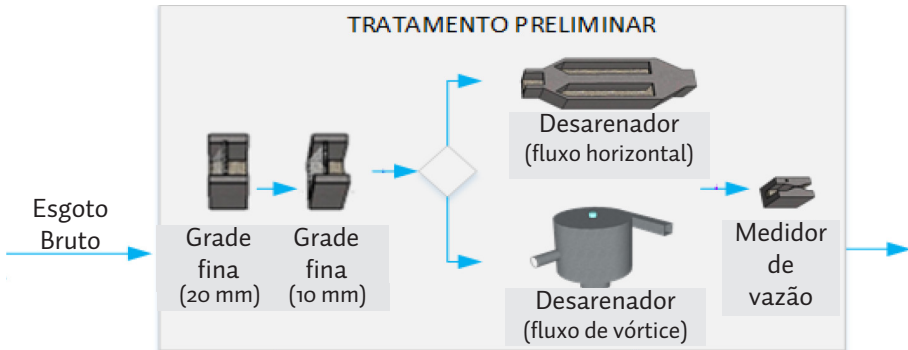


Figura 4.2 – Alternativas recomendadas para as unidades do tratamento preliminar de ETE de pequeno porte

De acordo com dados coletados junto a 15 ETE de pequeno porte em duas sub-bacias do Rio São Francisco no estado de Minas Gerais, o volume mediano de material retido nas unidades de gradeamento foi da ordem de 5 litros por 1.000 m³ de esgoto tratado (Figura 4.3a), bem próximo ao limite inferior da faixa de valores reportada na literatura, qual seja, entre 3,5 e 84 litros por 1.000 m³ de esgoto tratado (METCALF; EDDY, 2016). Para as mesmas 15 ETE, o volume mediano de material retido no desarenador foi da ordem de 50 litros por 1.000 m³ de esgoto tratado (Figura 4.3b), significativamente acima ao limite superior de 37 litros por 1.000 m³ de esgoto tratado, reportado por Metcalf e Eddy (2016). Essa elevada quantidade de areia pode ser atribuída à ocorrência de infiltração na rede coletora e, principalmente, a contribuição pluvial parasitária, que parece ser uma realidade em todo o território nacional.

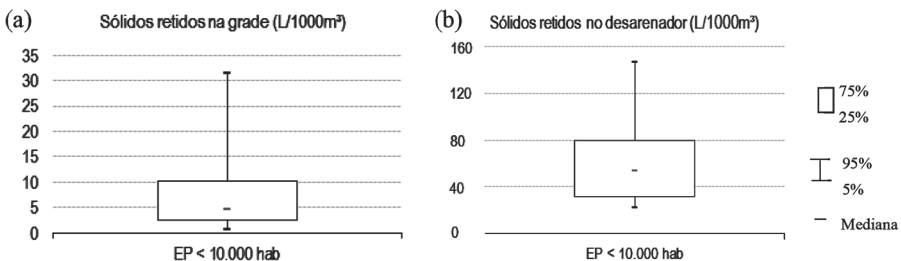


Figura 4.3 – Material retido nas unidades de tratamento preliminar de 15 ETE de pequeno porte em 2 sub-bacias do rio São Francisco, Minas Gerais: a) sólidos retidos na grade; b) sólidos retidos no desarenador

4.2.4 Exemplo de pré-dimensionamento

Unidades de gradeamento fino e desarenador de fluxo horizontal e seção retangular (tipo canal)

Dados:

- População (Pop.): 1.000 habitantes
- Consumo *per capita* de água (QPC): 150 L/hab.dia
- Coeficiente de retorno (CR): 0,8
- Coeficientes do dia de maior consumo (K_1), da hora de maior consumo (K_2) e da hora de menor consumo (K_3): 1,2; 1,5 e 0,5, respectivamente
- Vazão de infiltração (Q_{inf}): 1% da vazão doméstica média
- Velocidade horizontal de escoamento desejada no canal do desarenador: 0,3 m/s
- Volume de material retido no desarenador: 40 L/1.000 m³ de esgoto tratado
- Intervalo de remoção de areia do desarenador: 7 dias
- Gradeamento adotado: grade fina (20 mm) de limpeza manual; largura frontal (T) = 3/8" ou 9,5 mm; profundidade = 1 1/2" ou 38,1 mm
- Velocidade máxima entre barras (v_{barras}) adotada: 0,55 m/s

Obs. 1: Conforme abordado no Capítulo 2, durante investigações realizadas no âmbito da RENTED em um empreendimento habitacional localizado na cidade de Belém, denominado Condomínio Vila da Barca, os pesquisadores da Universidade Federal do Pará encontraram resultados para os coeficientes de máxima vazão diária (K_1) entre 1,64 e 2,00, enquanto que no Condomínio Rio das Pedras, localizado na mesma cidade, registraram valores entre 2,33 e 2,64. Esses valores de K_1 em ambos os empreendimentos habitacionais revelam a ocorrência de grande variação de carga hidráulica afluyente, ocasionada pela extensão da rede e, também, pela população relativamente pequena. Os valores são significativamente distintos daqueles considerados nos projetos de redes de abastecimento de água e de esgotamento sanitário quando não se tem dados locais, sendo esses valores considerados no presente exemplo.

Obs. 2: Adotou-se como valor de Q_{inf} 1% da Q_{dom} por tratar-se de empreendimentos habitacionais com uma rede de coleta de pequena extensão. Em cidades, este valor se aproxima de mais da metade da vazão doméstica, ou seja, pode chegar a ser 1/3 da vazão total afluyente. Conforme abordado no Capítulo

2, a forma correta de estimação é a partir do produto da extensão total da rede coletora pela contribuição de infiltração (assumindo-se para nível do lençol freático baixo e alto valores de 0,05 e 0,5 L/s.km, respectivamente, ou outro valor mais próximo da realidade local).

Dimensionamento:

- a) Vazão média de esgoto sanitário: $Q_{méd} = Pop. \times QPC \times CR + Q_{inf}$ (Eq. 4.1)
 $Q_{méd} = (1.000 \times 150 \times 0,8 + 1.000 \times 150 \times 0,8 \times 0,01) \times 10^{-3} = 121,2 \text{ m}^3/\text{dia}$ (1,4 L/s)
- b) Vazão máxima horária de esgoto sanitário: $Q_{máx.horária} = Pop. \times QPC \times CR \times K_1 \times K_2 + Q_{inf}$ (Eq. 4.2)
 $Q_{máx.horária} = (1.000 \times 150 \times 0,8 \times 1,2 \times 1,5 + 1.000 \times 150 \times 0,8 \times 0,01) \times 10^{-3} = 217,2 \text{ m}^3/\text{dia}$
- c) Vazão mínima horária de esgoto sanitário: $Q_{min.horária} = Pop. \times QPC \times CR \times K_3 + Q_{inf}$ (Eq. 4.3)
 $Q_{min.horária} = (1.000 \times 150 \times 0,8 \times 0,5 + 1.000 \times 150 \times 0,8 \times 0,01) \times 10^{-3} = 61,2 \text{ m}^3/\text{dia}$

Calha Parshall

d) Seleção da calha *Parshall*:

A seleção da calha *Parshall* é efetuada a partir da largura de sua garganta (Tabela 4.2), a qual se relaciona com as vazões afluentes máxima horária e mínima horária estimadas para a ETE.

Tabela 4.2 – Largura da garganta da calha *Parshall* de acordo com as vazões máxima horária e mínima horária

Largura da garganta		Vazão mínima horária	Vazão máxima horária
(cm)	(pol ou pés)	(L/s)	(L/s)
7,6	3 pol	1	54
15,2	6 pol	2	110
22,9	9 pol	3	252
30,5	1 pé	3	456

Largura da garganta adotada: 7,6 cm.

e) Alturas das lâminas d'água na calha *Parshall* (H) em função das vazões afluentes:

$$H = \left[\frac{Q}{2,2 \times W} \right]^{0,667} \quad (\text{Eq. 4.4})$$

Aplicando-se a Equação 4.4, tem-se as seguintes alturas de lâmina d'água (Tabela 4.3):

Tabela 4.3 – Alturas de lâmina d'água na calha *Parshall*

Vazão (m ³ /s)		Altura (m)	
Máxima horária	0,0025	H _{máx}	0,06
Média	0,0014	H _{méd}	0,04
Mínima horária	0,0007	H _{mín}	0,03

Desarenador

f) Seção de controle (rebaixo entre o desarenador e a calha *Parshall* – Z):

$$\frac{Q_{\text{mín.horária}}}{Q_{\text{máx.horária}}} = \frac{H_{\text{mín}} - Z}{H_{\text{máx}} - Z} \rightarrow Z = \frac{(Q_{\text{mín.horária}} \times H_{\text{máx}} - Q_{\text{máx.horária}} \times H_{\text{mín}})}{Q_{\text{mín}} - Q_{\text{máx}}} \quad (\text{Eq. 4.5})$$

$$= \frac{(0,0007 \times 0,06 - 0,003 \times 0,03)}{0,0007 - 0,003}$$

$$Z = 0,01 \text{ m}$$

Obs.: Tal valor de rebaixo é pequeno e de difícil implementação na obra. Assim, ele pode ser desprezado mediante verificação de que as velocidades resultantes em $Q_{\text{mín.horária}}$ e $Q_{\text{máx.horária}}$ estão dentro da faixa aceitável (0,25 a 0,40 m/s).

g) Altura máxima da lâmina d'água no desarenador (H): $H = H_{\text{máx}} - Z$ (Eq. 4.6)

$$H = H_{\text{máx}} - Z = 0,06 - 0,01 = 0,05 \text{ m}$$

h) Largura do desarenador (B): $B = \frac{Q_{\text{máx.horária}}}{H \times v}$ (Eq. 4.7)

$$B = \frac{Q_{\text{máx.horária}}}{H \times v} = \frac{0,0025}{0,05 \times 0,3} = 0,17 \text{ m}$$

Largura do desarenador (B) adotada: 20 cm. Atentar para a possibilidade de execução considerando soluções pré-moldadas em materiais alternativos (p. ex.: fibra de vidro e polipropileno).

i) Comprimento do desarenador (L): $L = 25 \times H$ (Eq. 4.8)

$$L = 25 \times H = 1,20 \text{ m}$$

Obs.: Tanto o valor de B quanto o de L calculados são para um canal de desarenador, mas devem ser adotados dois canais, em paralelo.

j) Verificação das velocidades de escoamento (v):

Conforme a NBR 12.209 (ABNT, 2011), a seção transversal deve ser tal que a velocidade de escoamento esteja entre 0,25 e 0,40 m/s. Essa verificação encontra-se na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Verificação da velocidade de escoamento no desarenador para as vazões afluentes

Vazão	Q	Lâmina d'água	Seção transversal	v = Q/S
		(H-Z)	S = (H-Z).B	
	(m³/s)	(m)	(m²)	(m/s)
Máxima horária	0,0025	0,05	0,010	0,26
Média	0,0014	0,03	0,006	0,24
Mínima horária	0,0007	0,01	0,003	0,26

k) Determinação do rebaixo no desarenador para o acúmulo de areia:

$$0,04 \text{ l/m}^3 \times 121,2 \text{ m}^3 / \text{dia} = 4,8 \text{ L/d}$$

Considerando-se o intervalo de retirada de areia (a cada 7 dias), tem-se:

$$\frac{\left(\frac{4,8}{1.000} \times 7\right)}{0,2 \times 1,2} = 0,14 \text{ m}$$

Profundidade adotada para o acúmulo de areia: 20 cm.

l) Verificação das taxas de aplicação superficiais (TAS):

A taxa de escoamento superficial deve estar compreendida entre 600 e 1.300 m³/m².dia. Na ausência de decantadores primários, é recomendado o limite superior de 1.000 m³/m².dia, conforme NBR 12.209 (ABNT, 2011).

$$TAS = \frac{Q}{A} \text{ (Eq. 4.9)}$$

$$TAS_{méd} = \frac{Q_{méd}}{A} = \frac{121,2 \text{ m}^3/\text{d}}{0,24 \text{ m}^2} = 504 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

$$TAS_{máx.horária} = \frac{Q_{máx.horária}}{A} = \frac{217,2 \text{ m}^3/\text{d}}{0,24 \text{ m}^2} = 900 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$$

Gradeamento

m) Eficiência do gradeamento (E):

$$E = \frac{\text{espaçamento entre barras } (a)}{\text{largura } (T) + \text{espaçamento } (a)} \cdot 100\% \quad (\text{Eq. 4.10})$$

$$E = \frac{20\text{mm}}{(9,5\text{mm} + 20\text{mm})} = 68\%$$

n) Área útil necessária para o escoamento (Su): $Su = Q_{\text{máx.horária}} / v_{\text{máx}} = 0,005 \text{ m}^2$

o) Área total a ser ocupada pelo gradeamento (S), incluindo as barras:

$$S = \frac{Su}{E} = \frac{0,005}{0,678} = 0,007 \text{ m}^2$$

p) Largura (B) do canal da grade: $B = \frac{S}{H} = \frac{0,007}{0,05} = 0,14 \text{ m}$

Largura do canal da grade (B) adotada: 12 cm. Esta dimensão é adotada para garantir condições adequadas de escoamento no canal afluente à grade (ver subitem r), evitando a deposição de sólidos. Atentar para a possibilidade de execução considerando soluções pré-moldadas em materiais alternativos (p. ex.: fibra de vidro e polipropileno).

q) Perdas de carga na grade (hf): $hf = 1,43x \left[\frac{v^2 - v_0^2}{2g} \right]$ (Eq. 4.11)

- Grade limpa:
- Grade suja:

Sendo:

v: velocidade entre barras (m/s)

v_0 : velocidade a montante da grade (m/s)

A perda de carga mínima para grades de limpeza manual deve ser 0,15 m, calculada para 50% de obstrução, conforme a NBR 12.209 (ABNT, 2011).

r) Verificação das velocidades de escoamento (v):

Pela experiência operacional, a faixa de velocidades ideal no canal de chegada (v_{canal}) situa-se de 0,3 a 0,5 m/s. Já a velocidade máxima entre as barras (v_{barras}) deve ser inferior a 1,2 m/s, conforme NBR 12.209 (ABNT, 2011). Essa verificação encontra-se na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Verificação das velocidades de escoamento para as vazões afluentes

Velocidade no canal (grade limpa)				Velocidade no canal (grade suja)			Velocidade entre barras	
Q	H (H-Z) + hf	S = B.H	v _{canal} = Q/S	H (H-Z) + hf	S = B.H	v canal=Q/S	Su = S.E	v _{barras} = Q / Su
(m ³ /s)	(m)	(m ²)	(m/s)	(m)	(m ²)	(m/s)	(m ²)	(m/s)
0,003	0,06	0,01	0,37	0,20	0,02	0,11	0,005	0,54
0,001	0,04	0,01	0,31	0,18	0,02	0,07	0,004	0,46

Os canais afluente e efluente dos dispositivos de remoção de sólidos grosseiros devem garantir, pelo menos uma vez ao dia, desde o início da operação, uma velocidade igual ou superior a 0,40 m/s, conforme a NBR 12.209 (ABNT, 2011). Para ETE de pequeno porte, as dimensões do canal tornam-se diminutas para atender a esta condição (ver item p).

s) Número de barras (N):

$$N = B / (a + T) \text{ (Eq. 4.12)}$$

$$N = \frac{0,12 \text{ m} \times 1.000 \text{ (mm/m)}}{(20 + 9,5) \text{ mm}} = 4,07$$

Número de barras adotado: 4

t) Espaçamento entre barras externas e as paredes laterais do canal (e):

$$e = \left[B - \frac{(N \cdot T + (N - 1)xa)}{2} \right] \text{ (Eq. 4.13)}$$

$$e = \left[B - \frac{(N \cdot T + (N - 1)xa)}{2} \right] = 11 \text{ mm}$$

u) Perfil hidráulico do tratamento preliminar:

A representação esquemática do perfil hidráulico do tratamento preliminar para a condição operacional com $Q_{\text{máx.horária}}$ é mostrada na Figura 4.4.

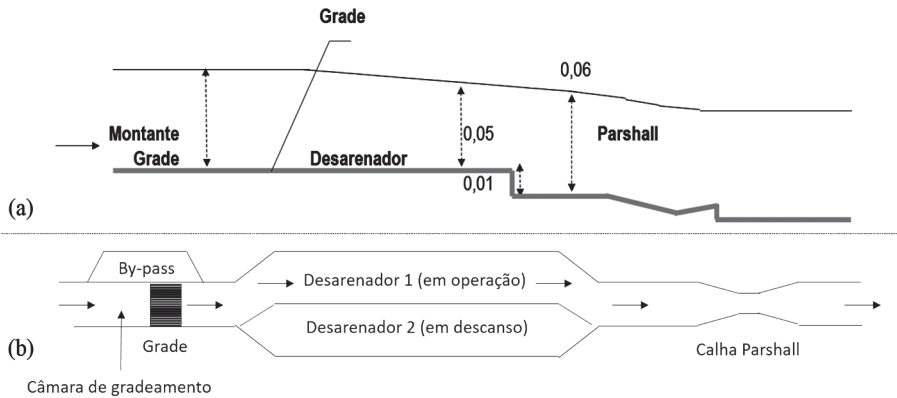


Figura 4.4 – Unidades do tratamento preliminar para uma ETE com EP = 1.000 habitantes

a) Perfil hidráulico; (b) Arranjo em planta. Cotas e níveis em metros

4.2.5 Aspectos relacionados à construção, operação e manutenção

O perfil hidráulico no projeto e implantação das unidades do tratamento preliminar deve priorizar o regime de escoamento laminar, objetivando minimizar o desprendimento de gases odorantes e com potencial de corrosão. Adicionalmente, devem ser assegurados materiais resistentes à corrosão e que garantam a proteção das estruturas de concreto em locais de sabida emissão de gases.

Especificamente para ETE de pequeno porte, as dimensões do tratamento preliminar, especialmente os canais afluente e efluente ao gradeamento e desarenador, tornam-se diminutas para atender às condições ideais de escoamento previstas na NBR 12.209 (ABNT, 2011). Logo, o emprego de estruturas de concreto armado moldado *in loco* pode não ser a solução ideal, em vista das dificuldades associadas à retirada das formas de concretagem e à garantia da espessura necessária ao recobrimento mínimo de armadura, que é de 5 cm, conforme a NBR 6.118 (ABNT, 2014). Neste caso, tal como mencionado no item 4.2.2, soluções pré-moldadas em materiais alternativos podem ser uma interessante alternativa, a exemplo da fibra de vidro e do polipropileno. Contudo, independentemente do material utilizado, as pequenas dimensões resultantes do dimensionamento podem dificultar sobremaneira tanto a retirada do material gradeado e quanto aquele proveniente do desarenador. Assim, deve-se levar em conta tanto o controle das velocidades mínimas

quanto a observância de dimensões das unidades que facilitem os aspectos operacionais.

A não garantia das velocidades mínimas de escoamento (idealmente superiores a 0,30 m/s e inferiores a 1,0 m/s) nos canais afluente e efluente ao gradeamento e desarenador culmina na deposição indesejada de sólidos nestas estruturas, como exemplificado na Figura 4.5a. Atenção especial deve ser direcionada a possíveis mudanças de seção transversal no transcurso destes canais. O eventual acúmulo de materiais nestes pontos implica na emissão de maus odores, associados à decomposição dos sólidos orgânicos indevidamente retidos. Adicionalmente, a instalação de comportas a montante e a jusante das unidades de gradeamento e desarenação também é de suma importância, de forma a permitir a admissão, limpeza e *by-pass* dos esgotos.

Outro ponto importante associado à possível emissão de odores no tratamento preliminar em ETE de pequeno porte refere-se ao acúmulo do material retirado nas grades, quando depositado em caçambas. Recomenda-se a utilização de caçambas de menor volume, para que o material ali disposto não fique armazenado por um longo período. Eventualmente, a aplicação de cal virgem para controlar a emissão de odores pode ser necessária (Figura 4.5b). As condições de acesso de caminhões (p. ex.: declividade de rampas, curvas) para a retirada das caçambas também devem ser garantidas na etapa de projeto e construção da ETE.

Especificamente no caso de unidades de tratamento preliminar implantadas enterradas, a profundidade do poço de sucção para estações elevatórias deve ser restringida a um máximo de 8 m, garantindo-se condições adequadas de acesso para limpeza (plataforma, rampa, talha etc.). A preocupação com critérios ergonômicos deve fazer parte do projeto e construção das unidades do TP, a exemplo da previsão de instalação de guarda-corpo, escadas de acesso e aberturas mínimas para passagem de operadores.



Figura 4.5 – (a) Acúmulo de sólidos antes do canal de desarenação; e (b) Manejo do material removido na etapa de gradeamento

4.3 PRINCIPAIS TECNOLOGIAS DE TRATAMENTO

4.3.1 Sistemas Anaeróbios

4.3.1.1 Introdução

Apesar de ainda estarmos distantes da universalização dos serviços de esgotamento sanitário no país, é evidente que o alcance dos atuais índices de tratamento foi lastreado, em grande parte, no uso da tecnologia anaeróbia, especialmente dos reatores UASB, os quais se mostraram adequados aos investimentos e aos aspectos considerados importantes na seleção de alternativas de tratamento de esgoto no país: a baixa produção de lodo, o baixo consumo energético, o elevado grau de compactidade e a simplicidade operacional, dentre outros. De acordo com levantamento realizado por Chernicharo et al. (2018), em um universo de 1.667 ETE distribuídas em nove estados brasileiros (regiões sul, sudeste e centro-oeste) e no Distrito Federal, atendendo uma população de cerca de 60,5 milhões habitantes, os reatores UASB estão presentes em aproximadamente 40% dos fluxogramas dos sistemas inventariados. Interpretando dados apresentados no *Atlas Esgotos da Agência Nacional de Águas* (ANA, 2017),

os reatores UASB (apenas o reator ou o reator seguido de alguma forma de pós-tratamento) representam cerca de 40% das 2.657 ETE tratando os esgotos das sedes municipais do Brasil e cerca de 30% do equivalente populacional total de aproximadamente 72 milhões de habitantes conectados a uma estação de tratamento de esgotos.

Devido sobretudo às metas de ampliação dos serviços de saneamento básico lançadas pelo Plano Nacional de Saneamento Básico – PLANSAB (BRASIL, 2013), nos próximos anos é esperado um aumento dos investimentos na implantação e ampliação de ETE no Brasil. Segundo informações do Ministério das Cidades, 35% dos novos projetos de ETE brasileiras apresentados no âmbito do Programa de Aceleração do Crescimento (PAC) incluem os reatores UASB no fluxograma de tratamento (MOREIRA, 2017). Dessa forma, é razoável afirmar que a tecnologia anaeróbia se encontra consolidada no país.

Considerando o atual estágio de maturidade do uso da tecnologia anaeróbia para tratamento de esgotos no país, manifestam-se outras vantagens da escolha dos reatores UASB que até então não eram fatores determinantes na análise de alternativas tecnológicas de ETE:

- 1) a utilização de reatores UASB conjuntamente com outras tecnologias de tratamento permite o emprego de reatores mais compactos e menos dispendiosos para o pós-tratamento dos efluentes (CHERNICHARO, 2016);
- 2) é possível simplificar o fluxograma de gerenciamento do lodo gerado no pós-tratamento pelo seu retorno ao reator UASB, onde sofrerá adensamento e digestão (PONTES, 2003; PONTES et al., 2014; GONÇALVES, 2015);
- 3) os subprodutos gerados em reatores UASB – lodo, espuma e biogás – podem ser energeticamente aproveitados (LOBATO et al., 2012; LOBATO et al., 2013; ROSA et al., 2016; BRASIL, 2017; ROSENFELDT et al., 2015).

Esta última vantagem é de particular interesse no contexto da aplicação da tecnologia anaeróbia para o tratamento descentralizado de esgoto, dada a possibilidade de utilização do biogás para geração de energia térmica para uso na própria ETE (p. ex. para higienização do lodo) ou nas imediações desta, seja para cocção (p. ex. em substituição ao GLP) ou para aquecimento de água (em substituição ao chuveiro elétrico). Estas possibilidades de utilização do biogás podem representar importantes ganhos ambientais e sociais para a ETE, como detalhado a seguir:

- 1) a higienização térmica do lodo, a partir da queima do biogás, possibilitaria o uso seguro do lodo em parques, jardins e para fins agrícolas, inclusive com a possibilidade de fomento a iniciativas de agricultura familiar;
- 2) a utilização do biogás para cocção de alimentos, em residências localizadas nas proximidades da ETE, possibilitaria uma redução expressiva das emissões de gases de efeito estufa, tendo em vista a substituição do GLP, gás com elevadíssimo fator de emissão de CO₂;
- 3) melhoria das relações de convivência com a população que vive no entorno da ETE, tendo em vista que o biogás poderia ser fornecido à população a custos bem inferiores ao GLP.

4.3.1.2 *Tanque séptico*

Descrição

O tanque séptico (TS) é uma unidade cilíndrica ou prismática retangular muito aplicada para o tratamento de esgoto de pequenas populações, desde um único domicílio até uma população máxima usualmente da ordem de 100 pessoas, ou equivalente a 25 residências. Excepcionalmente, é utilizado para populações um pouco superiores, mas que raramente ultrapassam 500 pessoas. Esta limitação de porte de aplicação decorre principalmente de aspectos técnico-econômicos, uma vez que para populações mais elevadas, a partir de 250 pessoas, existem outros processos de tratamento que apresentam menores custos, por demandarem tanques de menores volumes, concomitantemente a maiores eficiências de remoção de matéria orgânica.

Especificamente em relação à limitada eficiência de remoção de matéria orgânica nos tanques sépticos (quando bem mantidos, usualmente da ordem de 30 a 40%), isso decorre do tipo de fluxo que predomina no interior da unidade, o qual dificulta, ou até mesmo impossibilita, o contato da matéria orgânica contida na fase líquida (esgoto afluente) com a biomassa (lodo) que fica retida no fundo do tanque. Logo, a hidrodinâmica dos tanques sépticos favorece preponderantemente os mecanismos físicos de separação dos poluentes contidos no esgoto, sendo classificados, portanto, como unidades de tratamento primário, já que os mecanismos biológicos se restringem basicamente à estabilização anaeróbia do lodo que se acumula no fundo do tanque. Portanto, os mecanismos biológicos apresentam pouco efeito sobre a remoção da matéria orgânica dissolvida presente no esgoto afluente. São dois os mecanismos físicos predominantes no tratamento de esgoto por tanques sépticos:

- 1) **Sedimentação**: possibilita a remoção de sólidos suspensos sedimentáveis, que se separam da fase líquida e descendem até a parte inferior do tanque, passando a constituir o lodo;
- 2) **Flotação**: possibilita a remoção de partículas leves, de densidade inferior à da água (p. ex.: óleos, graxas e detritos), as quais ascendem até a parte superior do tanque e passam a constituir a camada de espuma.

Dessa forma, ao entrar no tanque séptico o esgoto bruto flui horizontalmente entre as camadas de lodo e de espuma, possibilitando a separação dos sólidos suspensos (sedimentáveis e flutuantes). O efluente parcialmente tratado, contendo baixas concentrações de sólidos suspensos porém elevadas concentrações de matéria orgânica solúvel, deixa a unidade em sua extremidade oposta, de onde é encaminhado a uma unidade de pós-tratamento (p. ex.: filtro anaeróbio) ou de disposição final (p. ex.: sumidouro e vala de infiltração). O material orgânico retido no fundo do tanque sofre decomposição anaeróbia, o que proporciona uma redução contínua do volume de lodo, mas há sempre uma acumulação ao longo dos meses de operação do tanque séptico. O lodo e a espuma que se acumulam levam a uma redução do volume útil do tanque, demandando a remoção periódica desses materiais. A não remoção periódica do lodo e da espuma pode resultar na perda expressiva de eficiência do tanque séptico, em decorrência da perda de sólidos juntamente com o efluente.

Em poucas palavras, os TS desempenham simultaneamente as funções múltiplas de sedimentação e de flotação de sólidos suspensos, além de se comportarem como digestores de lodo. A Figura 4.6 ilustra, de forma esquemática, as partes constituintes e o esquema de funcionamento de um TS.

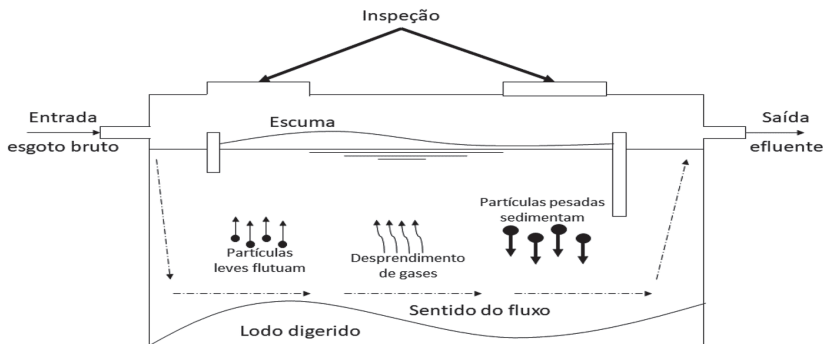


Figura 4.6 – Representação esquemática de um tanque séptico de câmara única
Fonte: adaptado de Chernicharo (2016)

Principais configurações

Os tanques sépticos são usualmente implantados de forma enterrada ou semienterrada, demandando, portanto, uma etapa prévia de escavação e compactação do solo. A unidade de tratamento, por sua vez, pode ser pré-fabricada (p. ex. em fibra de vidro, polietileno e anéis de concreto) ou moldada *in loco* (p. ex. em concreto armado, alvenaria de blocos e alvenaria de tijolos). Os tanques sépticos pré-moldados apresentam configuração usualmente cilíndrica vertical, muito embora existam fabricantes que os ofereçam na forma cilíndrica horizontal, notadamente no caso das unidades de volumes mais elevados, para atender a um maior número de usuários. Já os tanques sépticos moldados *in loco* são predominantemente prismático-retangulares. Na Figura 4.7 (a-d) são ilustrados diversos tipos de tanques sépticos.



Figura 4.7 – Exemplos de materiais de construção de tanque séptico de câmara única

Fonte: (a) Aqua Ecosolutions (b) Rotogine (c) Lages & Filhos (d) Aspyma

Independentemente da configuração e da forma construtiva, é importante que as dimensões e volumes dos tanques sépticos atendam às prescrições da NBR 7.229 (ABNT, 1993), a fim de garantir tanto as condições mínimas necessárias para o adequado pré-tratamento dos esgotos nessas unidades quanto as condições de estanqueidade para evitar a poluição do solo e das águas subterrâneas.

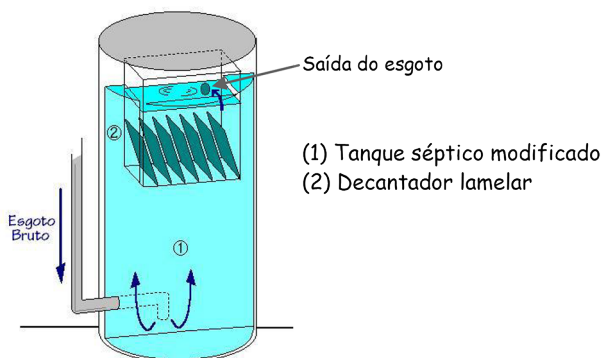
Adicionalmente às configurações cilíndricas preconizadas pela NBR 7.229 (ABNT, 1993), verifica-se que alguns fabricantes de equipamentos têm disponi-

bilizado no mercado novas configurações pré-fabricadas de TS, normalmente confeccionados em fibra de vidro ou em polietileno. As capacidades variam desde 1.000 a 10.000 litros. Importante observar que alguns fabricantes oferecem TS de fluxo ascendente (com alimentação pelo fundo), na tentativa de incrementar o contato do esgoto com a biomassa presente no fundo do tanque, o que supostamente resultaria no aumento da eficiência de remoção de matéria orgânica solúvel.

Essa configuração de fluxo ascendente é plausível, desde que as velocidades decorrentes do fluxo ascensional do esgoto não provoquem o arraste de biomassa (lodo) para a parte superior do tanque, notadamente nos horários de picos de vazão de esgoto (p. ex. uso de descargas de vasos sanitários), com a consequente perda de sólidos com o efluente. Nos casos de TS de fluxo ascendente, é recomendável que os mesmos sejam equipados com algum dispositivo que possibilite otimizar a sedimentação (e retenção) de sólidos no sistema, a exemplo de um decantador lamelar localizado na parte superior do tanque, conforme proposto por Souza (2005) (ver Figura 4.8). A inexistência de tais dispositivos poderá resultar em TS que não cumprem a sua função precípua de remoção de sólidos suspensos.

Portanto, ao se especificar e adquirir um TS com alimentação pelo fundo e fluxo ascendente, é importante que o responsável pela compra esteja ciente de que toda a responsabilidade sobre o desempenho do sistema caberá única e exclusivamente ao fabricante do equipamento, sem a salvaguarda da ABNT, uma vez que essa configuração de sistema não atende as prescrições da NBR 7.229 (ABNT, 1993).

Figura 4.8 –
Representação
esquemática de um
tanque séptico de
fluxo ascendente com
decantador lamelar
Fonte: adaptado de Cherni-
charo (2016)



Diretrizes para projeto

De maneira geral, pode-se afirmar que a lógica principal de dimensionamento de um tanque séptico consiste em assegurar velocidades e tempos de detenção hidráulica que possibilitem a adequada remoção da matéria orgânica particulada (sólidos suspensos sedimentáveis e flutuantes). As diretrizes para projeto de tanques sépticos encontram-se bem estabelecidas e são discriminadas na NBR 7.229 (ABNT, 1993). A partir dessa norma, pode-se sistematizar os principais critérios e parâmetros para o projeto de tanques sépticos como a seguir (Tabela 4.6):

Tabela 4.6 – Contribuições unitárias de esgotos por tipo de prédio e de ocupantes

Prédio	Unidade	Contribuição de esgotos (C) (L/un.dia)	Contribuição de lodo fresco (L _f) (L/un.dia)
Ocupantes permanentes (*)			
▪ residência padrão alto	pessoa	160	1
▪ residência padrão médio	pessoa	130	1
▪ residência padrão baixo	pessoa	100	1
▪ hotel (exceto lavanderia e cozinha)	pessoa	100	1
▪ alojamento provisório	pessoa	80	1
Ocupantes temporários (*)			
▪ fábrica em geral	pessoa	70	0,30
▪ escritório	pessoa	50	0,20
▪ edifícios públicos ou comerciais	pessoa	50	0,20
▪ escolas (externatos/locais de longa permanência)	pessoa	50	0,20
▪ bares	pessoa	6	0,10
▪ restaurantes e similares	pessoa	25	0,10
▪ cinemas, teatros e locais de curta permanência	lugar	2	0,02
▪ sanitários públicos (**)	bacia sanitária	480	4,00

(*) nos prédios com ocupantes permanentes e temporários simultâneos, a vazão total de contribuição resulta da soma das vazões correspondentes a cada tipo de ocupação.

(**) apenas de acesso aberto ao público (estação rodoviária, estação ferroviária, logradouro público, estádio esportivo etc.)

Fonte: NBR 7.229 (ABNT, 1993)

Tabela 4.7 – Tempos de detenção hidráulica (t) recomendados para o projeto de tanques sépticos, por faixa de vazão

Contribuição diária (Q) (L/dia)	Tempo de detenção hidráulica (t)	
	(d)	(h)
Até 1.500	1,00	24
De 1.501 a 3.000	0,92	22
De 3.001 a 4.500	0,83	20
De 4.501 a 6.000	0,75	18
De 6.001 a 7.500	0,67	16
De 7.501 a 9.000	0,58	14
Acima de 9.000	0,50	12

Fonte: NBR 7.229 (ABNT, 1993)

Tabela 4.8 – Taxas de acumulação total de lodo (K) recomendadas para o projeto de tanques sépticos, por intervalo de limpeza e faixas de temperatura

Intervalo de limpeza do tanque (anos)	Valores de K, em dias, por faixa de temperatura ambiente		
	T ≤ 10 °C	10 < T ≤ 20 °C	T > 20 °C
1	94	65	57
2	134	105	97
3	174	145	137
4	214	185	177
5	254	225	217

Fonte: NBR 7.229 (ABNT, 1993)

Além dos parâmetros constantes das Tabelas 4.6 a 4.8, a NBR 7.229 (ABNT, 1993) estabelece as seguintes diretrizes complementares quanto à geometria dos tanques sépticos (adaptado de Chernicharo, 2016):

- 1) Os tanques podem ser cilíndricos ou prismáticos retangulares. Os cilíndricos são empregados em situações onde se pretende minimizar a área útil, em função de uma maior profundidade. No caso de tanques prismáticos retangulares, geralmente utiliza-se uma menor profundidade e uma maior área.
- 2) As profundidades úteis variam de um mínimo de 1,20 m a um máximo de 2,80 m, dependendo do volume útil do tanque, conforme apresentado na Tabela 4.9:

Tabela 4.9 – Profundidades recomendados em função do volume útil do tanque séptico

Volume útil (m ³)	Profundidade útil (m)	
	mínima	máxima
Até 6,0	1,20	2,20
De 6,0 a 10,0	1,50	2,50
Superior a 10,0	1,80	2,80

Fonte: NBR 7.229 (ABNT, 1993)

- 3) No estabelecimento da geometria do tanque, devem ser observadas as seguintes recomendações principais:
- no caso de tanques cilíndricos, considerar um diâmetro interno mínimo de 1,10 m;
 - no caso de tanques prismáticos retangulares, considerar uma largura interna mínima de 0,80 m e uma relação comprimento/largura entre 2 (mínimo) e 4 (máximo).

Dimensionamento de tanques sépticos

O dimensionamento de um tanque séptico é feito a partir da seguinte Equação 4.14:

$$V = 100 + N \times (C \times t + L_f \times K) \quad (\text{Eq. 4.14})$$

Onde:

V: volume útil (L)

N: número de pessoas ou unidades de contribuição (hab ou unid.)

C: contribuição de esgotos, conforme Tabela 4.6 (L/hab.dia ou L/unid.dia)

t: tempo de detenção hidráulica dos despejos, conforme Tabela 4.7 (dias)

L_f : contribuição de lodo fresco, conforme Tabela 4.6 (L/hab.dia ou L/unid.dia)

K: taxa de acumulação de lodo, conforme Tabela 4.8 (dias)

Exemplo de pré-dimensionamento

Dados:

- População contribuinte ao sistema (N): 100 pessoas;
- Padrão das residências contribuintes: médio;
- Intervalo entre limpezas do tanque: 1 ano (adotado);
- Temperatura ambiente média (T): 25 °C.

Dimensionamento:

1. Definição da contribuição *per capita* de esgotos (C) e de lodo fresco (L_f). De acordo com os valores apresentados na Tabela 4.6 para o padrão médio de residência, tem-se:

- Contribuição *per capita* de esgotos (C): = 130 L/hab.dia

- Contribuição *per capita* de lodo fresco (L_f) = 1,0 L/hab.dia

2. Estimativa da contribuição diária de esgotos (Q), como a seguir:

$$Q = N \times C = 100 \text{ hab} \times 130 \text{ L/hab.dia} = 13.000 \text{ L/dia}$$

3. Adoção do tempo de detenção hidráulica (t). A partir da contribuição diária de esgotos determinada no item anterior e de acordo com a Tabela 4.7, tem-se:
 - Para Q acima de 9.000 L/dia, tem-se $t = 0,50$ dia (12 horas)
4. Definição da taxa de acumulação de lodo no tanque (K). Para o intervalo de limpeza de 1 ano e temperatura de 25 °C, e de acordo com a Tabela 4.8, tem-se:
 - $K = 57$ dias

5. Cálculo do volume do tanque séptico, de acordo com a Equação 4.14:

$$V = 1.000 + N \times (C \times t + L_f \times K)$$

$$V = 1.000 + 100 \text{ hab} \times (130 \text{ L/hab.dia} \times 0,5 \text{ dia} + 1,0 \text{ L/hab.dia} \times 57 \text{ dias})$$

$$V = 13.200 \text{ L} = 13,2 \text{ m}^3$$

6. Determinação das dimensões:

A partir da Tabela 4.9, para um volume útil de 13,2 m³, a altura do TS tem de estar na faixa de 1,8 e 2,8 m. Assumindo-se uma altura útil de 2,0 m e um formato circular, o diâmetro correspondente é cerca de 3,0 m. Como o diâmetro é superior a 1,10 m, o dimensionamento pode ser considerado satisfatório.

Aspectos relacionados à construção, operação e manutenção

Nota-se que os tanques sépticos têm sido executados em diferentes materiais (PEAD, PP, concreto pré-moldado, alvenaria, fibra de vidro, PRFV), considerando os formatos típicos em que esta unidade é implementada (cilíndrica, retangular ou tronco cônica). Atenção especial deve ser dada para as unidades pré-fabricadas de pequeno volume, devido à possível necessidade de implantação de tanques múltiplos em série, objetivando atender ao volume mínimo preconizado na NBR 7.229 (ABNT, 1993).

A condição de escoamento hidráulico deve ser criteriosamente observada na etapa de construção. As tubulações de entrada e saída dos tanques sépticos, tipicamente implantadas diametralmente opostas, podem induzir à formação de curto-circuito hidráulico. Neste caso, o prolongamento vertical da tubulação de entrada (via inserção de uma conexão tipo joelho, por exemplo) pode ser suficiente para minimizar este efeito.

Indubitavelmente, um dos principais aspectos associados à manutenção de tanques sépticos refere-se à necessidade de remoção periódica e disposição

final adequada do lodo. Em geral, esta operação é realizada anualmente ou conforme especificado em projeto. Eventualmente, o lodo removido (já estabilizado) pode ser higienizado via caleação para usos na própria residência, por exemplo em jardins, gramados etc.

Outros aspectos construtivos, operacionais e de manutenção de tanques sépticos podem ser encontrados em Andreoli (2009) e Andrade Neto (1997).

Pós-tratamento e/ou destinação final do efluente de tanques sépticos

Devido à baixa eficiência de remoção de matéria orgânica dos tanques sépticos, faz-se necessário o pós-tratamento ou a destinação final. Também em relação ao lodo e à espuma armazenados, estes devem ser periodicamente removidos e submetidos a um tratamento complementar, ou conduzidos a um destino final adequado. As alternativas preconizadas pela NBR 13.969 (ABNT, 1997) para o tratamento complementar e destinação final dos efluentes líquidos e resíduos sólidos oriundos do sistema de tanques sépticos são ilustradas na Figura 4.9. Atualmente se utilizam também outras tecnologias de tratamento complementar, algumas delas abordadas no presente capítulo, tal como *wetlands* construídos (sistemas alagados construídos).

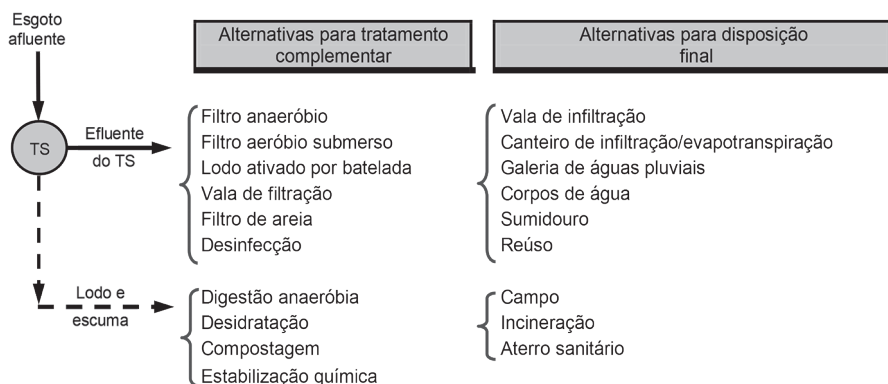


Figura 4.9 – Alternativas de tratamento complementar e de disposição final de efluentes líquidos e lodos oriundos de tanques sépticos preconizadas pela NBR 13.969

Fonte: adaptado de NBR 13.969 (ABNT, 1997)

4.3.1.3 Filtro anaeróbio

Descrição

O filtro anaeróbio é classificado como um reator de leito fixo, caracterizado pela presença de um material de enchimento estacionário (meio suporte) ao qual os sólidos biológicos podem aderir ou em cujos interstícios podem ficar retidos. Adicionalmente ao volume contendo material de enchimento, a parte inferior do filtro possui um volume adicional sem qualquer preenchimento, normalmente denominado fundo falso. A massa de microrganismos contida no fundo falso, acrescida da biomassa aderida ao material suporte ou retida em seus interstícios, é responsável pela degradação da matéria orgânica contida no fluxo de esgotos afluente ao filtro.

Os elevados tempos de residência de sólidos nos reatores, associados aos baixos tempos de detenção hidráulica, conferem ao filtro anaeróbio um grande potencial para aplicação no tratamento de águas residuárias de baixa concentração. Embora exista alguma perda de biomassa juntamente com o efluente, o tempo médio de residência de sólidos no reator é usualmente superior a 20 dias, suficiente para que o lodo excedente, descartado do filtro, seja considerado estabilizado. O acúmulo de biomassa no fundo e no meio suporte dos reatores tem sido apontado como principal desvantagem dos filtros anaeróbios, podendo provocar a colmatação (entupimento) do meio ou a formação de caminhos preferenciais. Nesse sentido, é primordial que o lodo excedente seja removido de tempos em tempos.

Os filtros anaeróbios são unidades também muito aplicadas para o tratamento de esgoto de pequenas populações, desde um único domicílio até uma população máxima usualmente da ordem de 100 pessoas, muito embora também sejam aplicados para populações mais elevadas. Valem aqui as mesmas considerações técnico-econômicas feitas para os tanques sépticos (ver item anterior).

Principais configurações

Dada a sua simplicidade conceitual e operacional, os filtros anaeróbios são bastante utilizados em combinação com tanques sépticos, com o objetivo de pós-tratar o efluente destes. Nessa combinação, o tanque séptico cumpre a função de tratamento primário (remoção física de sólidos suspensos, sedimentáveis e flutuantes), enquanto o filtro anaeróbio tem como principal objetivo a conver-

são biológica dos constituintes orgânicos dissolvidos, não removidos no tanque séptico; configura, portanto, como uma forma de tratamento secundário.

Embora existam diversas possibilidades de configuração dos filtros anaeróbios, inclusive quanto à possibilidade de alimentação em modo ascendente ou descendente, a NBR 13.969 (ABNT, 1997) preconiza que os filtros anaeróbios utilizados para o pós-tratamento de efluentes de tanques sépticos atendam as recomendações ilustradas na Figura 4.10.

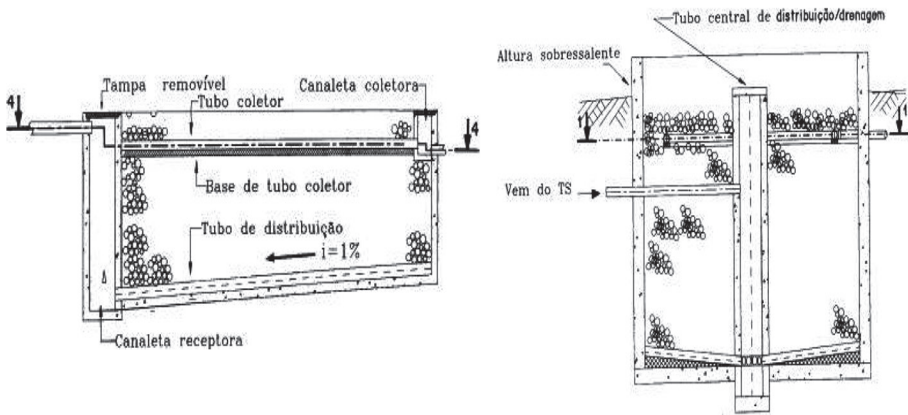


Figura 4.10 – Configurações de filtros anaeróbios preconizados pela ABNT
Fonte: adaptado de NBR 13.969 (ABNT, 1997)

Na configuração tanque séptico seguido por filtro anaeróbio (ver Figura 4.11), o efluente parcialmente tratado no tanque séptico é introduzido na parte inferior do filtro anaeróbio (fundo falso), donde passa a ter um fluxo ascendente até sua saída na parte superior do filtro. Nesse percurso ascendente, o esgoto passa a ter contato com a biomassa presente no fundo falso e no meio suporte do filtro, possibilitando a conversão da matéria orgânica. O efluente final de um sistema tanque séptico seguido de filtro anaeróbio, bem operado e mantido, usualmente apresenta concentrações de DBO, DQO e SST que atendem os padrões de lançamento estabelecidos pela Resolução CONAMA nº 430/11 (BRASIL, 2011).

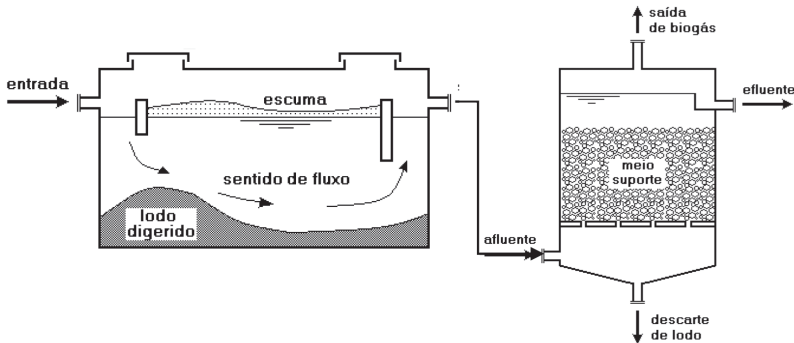


Figura 4.11 – Representação esquemática de um sistema tanque séptico seguido por filtro anaeróbio
 Fonte: adaptado de Chernicharo (2016)

Diretrizes para projeto

As diretrizes para projeto de filtros anaeróbios aplicados ao pós-tratamento de efluentes de tanques sépticos encontram-se bem estabelecidas e são discriminadas na NBR 13.969 (ABNT, 1997). A partir dessa norma, pode-se sistematizar os principais critérios e parâmetros para o projeto de tanques sépticos, como a seguir (Tabelas 4.10 e 4.11).

Tabela 4.10 – Configuração de filtros anaeróbios para o pós-tratamento de efluentes de tanques sépticos

Parâmetro	Valor
Altura do fundo falso (m)*	0,60
Altura da camada de meio suporte (m)	0,60
Volume útil mínimo do fundo falso + meio suporte (m ³)	1,0
Diâmetro mínimo (m)	1,10

* incluindo a espessura da laje de fundo (ver Figura 4.11)

Fonte: adaptado de NBR 13.969 (ABNT, 1997)

Tabela 4.11 – Tempos de detenção hidráulica recomendados para o projeto de filtros anaeróbios, por faixa de vazão e temperatura do esgoto

Vazão (Q) (L/dia)	Tempo de detenção hidráulica (dia)		
	t < 15 °C	10 ≤ t ≤ 25 °C	t > 25 °C
Até 1.500	1,17	1,00	0,92
De 1.501 a 3.000	1,08	0,92	0,83
De 3.001 a 4.500	1,00	0,83	0,75
De 4.501 a 6.000	0,92	0,75	0,67
De 6.001 a 7.500	0,83	0,67	0,58
De 7.501 a 9.000	0,75	0,58	0,50
Acima de 9.000	0,75	0,50	0,50

Fonte: NBR 13.969 (ABNT, 1997)

Além dos parâmetros constantes das Tabelas 4.10 e 4.11, a NBR 13.969 (ABNT, 1997) estabelece as seguintes diretrizes complementares (adaptado de Chernicharo, 2016):

1. laje do fundo falso: deve ter aberturas de 2,5 cm, espaçadas de 15 cm entre si. A face superior da laje do fundo falso deve ficar 60 cm acima do fundo do filtro. Caso haja dificuldade na construção da laje do fundo falso, todo o volume inferior do filtro pode ser preenchido com material de enchimento. Nesse caso, o esgoto afluyente deve ser introduzido e distribuído sobre todo o fundo do filtro, por meio de tubos perfurados;
2. a altura útil total do filtro resulta do somatório da altura do meio suporte (0,60 m), da altura do fundo falso – inclusive espessura da laje perfurada (0,60 m) – e da altura da calha coletora, que é equivalente a lâmina livre (usualmente entre 0,10 e 0,20 m). Dessa forma, a altura útil total do filtro anaeróbio varia, normalmente, entre 1,30 e 1,40 m.
3. o desnível mínimo entre o nível d'água (NA) mínimo do tanque séptico e o NA máximo do filtro anaeróbio deve ser de 0,10 m;
4. a distribuição do esgoto no fundo do filtro pode ser feita por meio de tubos verticais, distantes 0,30 m do fundo (ver Figura 4.11). A área de fundo do filtro a ser abrangida por cada tubo de distribuição deve ser inferior a 3,0 m². Outra alternativa de distribuição dos esgotos é por meio de tubos perfurados, instalados sobre o fundo inclinado do filtro. Os furos dos tubos perfurados devem ter diâmetro de 1,0 cm ± 5%, ser dispostos em cinco linhas longitudinais e equidistantes de furação e partir da metade superior do diâmetro do tubo. Em cada linha de furação, os furos deverão distar de 0,20 m, entre si;
5. a coleta do efluente do filtro pode ser feita por meio de canaletas ou tubos perfurados. A quantidade de canaletas ou de tubos perfurados de coleta deve ser igual à quantidade de tubos de distribuição;
6. nos filtros retangulares com distribuição de esgotos por meio de tubos perfurados, as canaletas ou tubos coletores de efluente devem ser dispostos paralelamente aos tubos de distribuição. A distância entre duas canaletas ou tubos coletores consecutivos não deve ser superior a 1,50 m;
7. os filtros devem possuir dispositivos que permitam o esgotamento dos mesmos em fluxo descendente. Para os filtros com fundo falso, deve ser previsto um tubo-guia, de diâmetro 200 mm, para cada 3 m² de área de fundo do filtro. Para os filtros sem fundo falso, os tubos perfurados de distribuição dos esgotos devem ter declividade de 1%, em direção ao poço de esgotamento do filtro;

8. o material de enchimento do filtro anaeróbio pode ser brita (nº 4 ou nº 5), aparas de conduíte cortadas, espuma de poliuretano, peças de plástico (em anéis ou estruturados) ou outros materiais resistentes ao meio agressivo. A área específica do material de enchimento não deve ser considerada como parâmetro para a sua escolha, muito embora influencie positivamente a eficiência do filtro anaeróbio; é mais importante que a seleção do material considere aspectos como custo, facilidade de aquisição, leveza, porosidade etc.

Dimensionamento de filtros anaeróbios

O dimensionamento de um filtro anaeróbio para atuar como unidade de pós-tratamento de efluente de tanque séptico tem sido feito de acordo com a NBR 13.969 (ABNT, 1997). Nessa configuração em série, são as seguintes as prescrições para o seu dimensionamento (ABNT, 1997):

Cálculo do volume útil

$$V = 1,60 \times N \times C \times t \quad (\text{Eq. 4.15})$$

Onde:

V: volume total do filtro anaeróbio (m³)

N: número de pessoas ou unidades de contribuição (hab ou unid)

C: contribuição de esgotos, conforme Tabela 4.6 (L/hab.dia ou L/unid.dia)

t: tempo de detenção hidráulica dos despejos, conforme Tabela 4.11 (dia)

Determinação da seção horizontal

$$A = \frac{V}{H} \quad (\text{Eq. 4.16})$$

Onde:

A: área do filtro anaeróbio (m²)

V: volume total do filtro anaeróbio (m³)

H: profundidade útil do filtro anaeróbio (m)

Exemplo de pré-dimensionamento

Dados:

- Dimensionar um sistema de filtros anaeróbios para operar após tanques sépticos, de acordo com as disposições da NBR 1.3969/1997.
- População contribuinte ao sistema: N = 100 pessoas

- Padrão das residências contribuintes: médio
- Profundidade útil total do filtro: $H = 1,30 \text{ m}$ (ver Tabela 4.10)
- Temperatura média do mês mais frio: $T = 25 \text{ }^\circ\text{C}$

Dimensionamento:

1. Definição da contribuição *per capita* de esgotos: de acordo com os valores apresentados na Tabela 4.6 para o padrão médio de residência, tem-se:

- Contribuição *per capita* de esgotos: $C = 130 \text{ L/hab.dia}$

2. Cálculo da contribuição diária de esgotos (Q):

$$Q = N \times C = 100 \text{ hab} \times 130 \text{ L/hab.dia} = 13.000 \text{ L/dia}$$

3. Adoção do tempo de detenção hidráulica (t):

- Para Q acima de 9.000 L/dia e T entre 15 e 25 °C (Tabela 4.11), tem-se $t = 0,5 \text{ d}$ (12 horas)

4. Cálculo do volume do filtro anaeróbio (Equação 4.15):

$$V = 1,60 \times N \times C \times t$$

$$V = 1,60 \times 100 \text{ hab} \times 130 \text{ L/hab.d} \times 0,5 \text{ d} = 10.400 \text{ L} (10,4 \text{ m}^3)$$

5. Determinação da seção transversal do filtro:

$$A = \frac{V}{H} = \frac{10,4}{1,3} = 8,0 \text{ m}^2$$

Para essa área, poder-se-ia adotar um filtro de seção quadrada de $2,85 \text{ m} \times 2,85 \text{ m}$ ou de seção circular com diâmetro igual a $3,20 \text{ m}$. Como é sempre recomendado prever pelo menos duas unidades, cada filtro passaria a ter uma área de $4,0 \text{ m}^2$ ($2,0 \text{ m} \times 2,0 \text{ m}$ ou $\varnothing 2,25 \text{ m}$).

Aspectos relacionados à construção, operação e manutenção

Tal como descrito para os tanques sépticos, os filtros anaeróbios, por sua vez, também têm sido executados em diferentes materiais (PEAD, PP, concreto pré-moldado ou *in loco* – Figura 4.12, alvenaria, fibra de vidro – PRFV), considerando os formatos típicos em que esta unidade é implementada (cilíndrica ou retangular). Independentemente do material, as características de impermeabilidade, resistência, contenção das emissões gasosas etc. devem ser obedecidas. Novamente, atenção especial deve ser dada para as unidades pré-fabrica-

das de pequeno volume, objetivando atender ao requisito de volume mínimo especificado na NBR 13.969 (ABNT, 1997).

Um aspecto de suma importância associado à construção de filtros anaeróbios refere-se à seleção do meio suporte para o crescimento de microrganismos. Recomenda-se a utilização de brita nº 4 ou 5, todavia, a experiência com a implantação destas unidades tem demonstrado a dificuldade em se garantir o fornecimento de brita nesta faixa granulométrica. Adicionalmente, a operação de colocação do meio suporte no interior do filtro anaeróbio pode ocasionar a fragmentação da brita, caso realizada sem os devidos cuidados. Essas condições podem culminar no entupimento (colmatação) do meio suporte, corroborando para a perda de sólidos e conseqüente depreciação da qualidade do efluente final. Muitos projetistas vêm adotando o uso de aparas de conduítes cortadas ou outros materiais em substituição à brita pelas supracitadas razões, além de outras vantagens como leveza, elevada área superficial e porosidade.

Assim como caracterizado para os tanques sépticos, um dos principais aspectos associados à manutenção de filtros anaeróbios refere-se à necessidade de remoção periódica e disposição final adequada do lodo. Esta operação é tipicamente realizada anualmente ou conforme especificado em projeto. Eventualmente, o lodo removido (já estabilizado) pode ser higienizado via caleação para usos na própria residência, por exemplo em jardins, gramados etc.

Outros aspectos construtivos, operacionais e de manutenção de filtros anaeróbios podem ser encontrados em Campos (1999) e Andrade Neto (1997).



Figura 4.12 – Filtro anaeróbio em concreto moldado *in loco*

4.3.1.4 Reator UASB

Descrição

Os reatores anaeróbios de fluxo ascendente e manta de lodo (UASB – *Upflow Anaerobic Sludge Blanket*) foram desenvolvidos na década de 1970, na Holanda, pelo grupo de pesquisa liderado pelo Prof. Gatze Lettinga (LETTINGA, 2014). As primeiras investigações estiveram associadas ao tratamento de efluentes das indústrias de processamento de batata e de beterraba, mas já em meados da década de 1970 na Holanda foram realizados os primeiros testes com reatores UASB em escalas laboratorial e piloto tratando esgoto doméstico. Problemas associados à temperatura do esgoto levaram o governo holandês a firmar uma cooperação com governo colombiano, a qual possibilitou a implantação de um reator UASB em escala de demonstração (64 m³) na cidade de Cali, no início da década de 1980 (LETTINGA, 2014). Os bons resultados associados a este projeto de pesquisa, bem como aos estudos desenvolvidos pela CETESB (SOUZA; VIEIRA, 1986) no Brasil, fomentaram a definição das bases iniciais dos critérios e parâmetros de projeto, operação e manutenção de reatores UASB aplicados ao tratamento de esgoto sanitário. A partir desta experiência, decorreu-se entre as décadas de 1980 e 1990 a implantação de reatores em escala plena (1.000 m³) na própria cidade de Cali, bem como projetos de pesquisa na Índia, Gana, Oriente Médio e América Latina, notadamente no Brasil, na Colômbia e no México.

No Brasil, o uso dos reatores UASB para o tratamento de esgoto foi introduzido na década de 1980, quando se iniciaram projetos de vários grupos de pesquisa nacionais e de engenheiros atuantes no setor. Durante os estágios iniciais, algumas empresas de saneamento observaram problemas de projeto e de operação e os reatores UASB não tiveram a aceitação esperada. Todavia, a confiança tem sido reestabelecida nas décadas recentes como resultado da intensificação de estudos e pesquisas na área, bem como a partir da experiência obtida com a operação de reatores em escala plena. Uma importante contribuição para a consolidação e disseminação da tecnologia anaeróbia para o tratamento de esgoto sanitário no Brasil foi proveniente do Programa de Pesquisas em Saneamento Básico – PROSAB, desenvolvido entre os anos de 1997 e 2007.

Essencialmente, o processo de tratamento em reatores UASB consiste de um fluxo ascendente de esgotos através de um leito de lodo denso contendo mi-

crorganismos facultativos e anaeróbios estritos. O perfil de sólidos no reator varia de muito denso e com elevada capacidade de sedimentação, próximos ao fundo (leito de lodo), até um lodo mais disperso e leve, próximo ao topo do reator (manta de lodo). O esgoto entra pelo fundo e o efluente deixa o reator na sua parte superior, através de um decantador interno. Um dispositivo de separação de gases e sólidos propicia as condições necessárias para a sedimentação das partículas que se desgarram da manta de lodo, permitindo que estas retornem à câmara de digestão ao invés de serem arrastados para fora do sistema. A mistura do sistema é promovida pelo fluxo ascensional do esgoto e das bolhas de gás, e a estabilização da matéria orgânica ocorre tanto no leito como na manta de lodo. Embora parte das partículas mais leves seja perdida juntamente com o efluente, o tempo médio de residência de sólidos no reator é mantido suficientemente elevado para propiciar o crescimento de uma massa densa de microrganismos formadores de metano, apesar do reduzido tempo de detenção hidráulica. A Figura 4.13 ilustra, de forma esquemática, as partes constituintes e o esquema de funcionamento de um reator UASB.

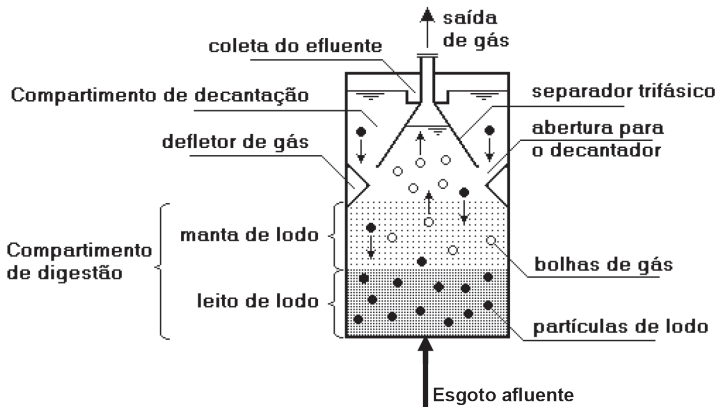


Figura 4.13 – Representação esquemática de um reator UASB
Fonte: Chernicharo (2016)

Quando o lodo secundário não é estabilizado, o que se tem feito usualmente é recircular o lodo excedente para os sistemas anaeróbios com vistas ao adensamento e estabilização. Neste caso, o reator anaeróbio é interligado às unidades de gerenciamento de lodo da ETE.

Principais configurações

Os reatores UASB são usualmente cilíndricos ou prismáticos retangulares. Os reatores cilíndricos são mais econômicos do ponto de vista estrutural, sendo mais utilizados para o atendimento a pequenas populações. Para o atendimento a populações maiores, quando a modulação se torna necessária, os reatores retangulares passam a ser mais indicados, uma vez que uma parede pode servir a dois módulos contíguos (CHERNICHARO, 2016). Uma variante dos reatores UASB cilíndricos é o reator desenvolvido pela SANEPAR e denominado RALE. Ilustrações esquemáticas desses tipos de reatores são apresentadas nas Figuras 4.14, 4.15 e 4.16.

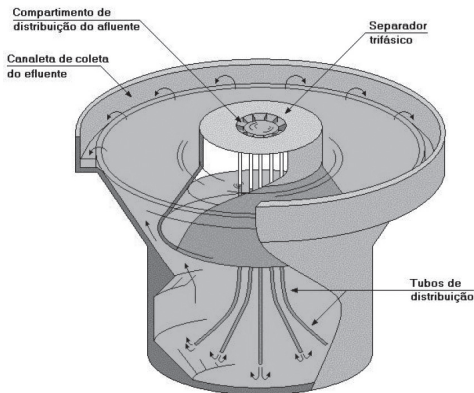


Figura 4.14 – Ilustrações esquemáticas de reatores UASB cilíndricos

Fonte: adaptado de Chernicharo (2016)

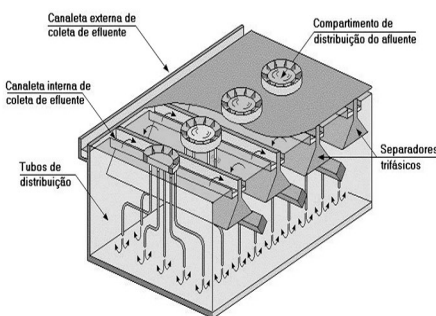


Figura 4.15 – Ilustrações esquemáticas reatores UASB prismáticos retangulares

Fonte: adaptado de Chernicharo (2016)

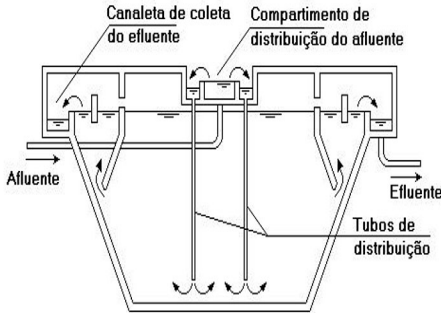


Figura 4.16 – Representação esquemática de um reator tipo RALF
 Fonte: adaptado de Chernicharo (2016)

Diretrizes para projeto

O projeto de reatores de manta de lodo é bastante simples e não demanda a implantação de qualquer equipamento sofisticado ou de meio suporte para a retenção da biomassa. As diretrizes para projeto de reatores UASB encontram-se estabelecidas na NBR 12.209 (ABNT, 2011). A partir dessa norma, pode-se sistematizar os principais critérios e parâmetros para o projeto de reatores UASB, conforme apresentado nas Tabelas 4.12, 4.13 e 4.14. Para esgotos sanitários, os quais são bastante diluídos, aceita-se como limite de carga orgânica volumétrica (COV) 2,5 a 3,5 kgDQO/m³.dia. Valores superiores a esses resultarão em sobrecarga hidráulica e subsequente aumento da velocidade ascensional na manta de lodo para valores acima dos permitidos. Maiores detalhes sobre projeto de reatores UASB podem ser encontrados em Chernicharo (2016).

Tabela 4.12 – Tempos de detenção hidráulica para projeto de reatores UASB

Temperatura do esgoto (°C)	Tempo de detenção hidráulica (h)	
	Para $Q_{média}$	Para $Q_{máx.diária}$
15 a 17	≥ 10,0	≥ 7,0
18 a 21	≥ 8,0	≥ 5,5
22 a 25	≥ 7,0	≥ 4,5
> 25	≥ 6,0	≥ 4,0

Fonte: adaptado de NBR 12.209 (ABNT, 2011) e Chernicharo (2016)

Tabela 4.13 – Resumo dos principais critérios e parâmetros hidráulicos para o projeto de reatores UASB tratando esgotos domésticos

Critério/parâmetro	Faixa de valores, em função da vazão		
	para $Q_{\text{méd}}$	para $Q_{\text{máx.}}$ horária	para Q_{pico} (*)
Carga Hidráulica Volumétrica (CHV) ($\text{m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{dia}$)	< 4,0	< 6,0	< 7,0
Velocidade ascendente do fluxo (m/h)	0,5 a 0,7	≤ 1,1	< 1,5
Velocidade nas aberturas para o decantador (m/h)	≤ 2,5	≤ 4,0	< 5,5
Taxa de aplicação superficial no decantador (m/h)	≤ 0,8	≤ 1,2	< 1,5
Tempo de detenção hidráulica no decantador (h)	≥ 1,5	≥ 1,0	> 0,6

(*) picos de vazão com duração entre 2 e 4 horas

Fonte: adaptado de Chernicharo (2016)

Tabela 4.14 – Outros critérios e parâmetros para o projeto de reatores UASB tratando esgotos domésticos

Critério/parâmetro	Faixa de valores
Distribuição do afluente	-
Diâmetro do tubo de distribuição do afluente (mm)	75 a 100
Distância entre o bocal de saída e o fundo do reator (m)	0,10 a 0,20
Área de influência de cada tubo de distribuição (m^2)	2,0 a 3,0
Coleta do biogás	-
Largura mínima da câmara de gás do separador trifásico (m)	0,25
Taxa mínima de liberação de biogás ($\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$)	1,0
Taxa máxima de liberação de biogás ($\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$)	3,0 a 5,0
Concentração de metano no biogás (%)	70 a 80
Características dimensionais	
Profundidade total útil do reator	4,0 a 5,0 m
Profundidade do compartimento de decantação (m)	≥ 1,50
Trespasse dos defletores de gases em relação à abertura para o decantador (m)	0,10 a 0,20
Inclinação das paredes do decantador (°)	≥ 50
Produção e amostragem do lodo	-
Coefficiente de produção de sólidos ($\text{kg SST}/\text{kg DQO}_{\text{apl}}$)	0,10 a 0,20
Concentrações esperadas do lodo de descarte (%)	2 a 5
Massa específica do lodo ($\text{kg SST}/\text{m}^3$)	1.020 a 1.040
Diâmetro das tubulações de descarte de lodo (mm)	≥ 150
Diâmetro das tubulações de amostragem de lodo (mm)	50

Fonte: adaptado de Chernicharo (2016)

Exemplo de dimensionamento:*Dados:*

- Dimensionar um reator UASB
- População contribuinte: $P = 1.000$ hab
- Consumo *per capita* de água: $QPC = 150$ L/hab.dia

- Coeficiente de retorno esgoto/água: $CR = 0,80$
- Coeficientes de reforço: $K1 = 1,20$; $K2 = 1,50$; $K3 = 0,5$
- Vazão de infiltração: $Q_{inf} = 1\%$ da vazão doméstica média
- Concentração média de DBO afluente ao reator UASB: $S_{0-UASB-DBO} = 450$ mg/L
- Concentração média de DQO afluente ao reator UASB: $S_{0-UASB-DQO} = 900$ mg/L
- Temperatura do esgoto: $T = 25$ °C (média do mês mais frio)
- Coeficiente de produção de sólidos: $Y = 0,18$ kg SST/kg DQO_{apl}
- Coeficiente de produção de sólidos, em termos de DQO: $Y_{obs} = 0,21$ kg DQO-lodo /kg DQO_{apl}
- Concentração esperada para o lodo de descarte: $C_{lodo} = 4\%$
- Densidade do lodo: $\gamma = 1.020$ kg SST/m³

Dimensionamento:

1) Cálculo da vazão doméstica média

$$Q_{dom} = \frac{P \times QPC \times CR}{86400}$$

$$Q_{dom} = \frac{1.000 \times 150 \times 0,8}{86400} = 1,39 \text{ L/s}$$

2) Cálculo da vazão de infiltração

$$Q_{inf} = 0,01 * Q_{dom}$$

$$Q_{inf} = 0,01 * 1,39 = 0,014 \text{ L/s}$$

3) Cálculo da vazão total média

$$Q_{méd} = Q_{dom} + Q_{inf} = 1,40 \text{ L/s}$$

4) Cálculo da vazão total máxima horária

$$Q_{máx.horária} = (Q_{dom} \times K1 \times K2) + Q_{inf}$$

$$Q_{máx.horária} = (1,39 \times 1,2 \times 1,5) + 0,014 = 2,53 \text{ L/s}$$

5) Cálculo da carga afluente média de DQO ($CO_{A-UASB-DQO}$)

$$CO_{A-UASB-DQO} = S_{0-UASB-DQO} \times Q_{méd} \quad (\text{Eq. 4.17})$$

$$CO_{A-UASB-DQO} = \left(\frac{900}{1.000} \right) \times \left[\left(\frac{1,40}{1.000} \right) \times 60 \times 60 \times 24 \right] = 109,1 \text{ kgDQO/d}$$

6) Adoção do tempo de detenção hidráulica (TDH)

$t = 8,0$ h (de acordo com a Tabela 4.12 para a respectiva vazão média)

7) Determinação do volume total de reatores (V_t)

$$V_t = Q_{méd} \times TDH$$

$$V_t = \left[\left(\frac{1,40}{1.000} \right) \times 3600 \right] \times 8 = 40,4 \text{ m}^3$$

8) Adoção do número de reatores (N_r)

$$N_r = 1$$

9) Volume de cada reator (V_r)

$$V_r = V_t / N_r$$

$$V_r = \frac{40,4}{1} = 40,4 \text{ m}^3$$

Volume adotado: 41 m^3

10) Adoção da altura útil do reator (H_u)

$H_u = 4,5$ m (Alturas usuais entre 4 e 6 metros)

11) Determinação da área de cada reator (A_r)

$$A_r = \frac{V_r}{H_u} = \frac{40,4}{4,5} = 9,0 \text{ m}^2$$

Adotar reatores retangulares de $3,0 \text{ m} \times 3,0 \text{ m}$ ($A = 9,0 \text{ m}^2$)

12) Verificação da área, do volume e do tempo de detenção hidráulica corrigidos

$$TDH \text{ corrigido} = \frac{V_t}{Q_{méd}} = \frac{41 \text{ m}^3}{5 \text{ m}^3/\text{h}} = 8,1 \text{ h}$$

13) Verificação da carga orgânica volumétrica

$$COV = (Q_{méd} \times S_{0-UBSB-DQO}) / V_t \text{ (Eq. 4.18)}$$

$$COV = \frac{(1,40 * 86,4) \times \frac{900}{1.000}}{41} = 2,69 \text{ kgDQO/m}^3 \cdot \text{d}$$

Como a COV foi inferior a 10-15 kg DQO/m³.dia → ok

14) Verificação das cargas hidráulicas volumétricas

$$\text{para } Q_{méd} \rightarrow CHV = Q_{méd}/V_t = \frac{(1,40 * 86,4)}{41} = 2,95 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot d$$

$$\text{para } Q_{máx.horária} \rightarrow CHV = Q_{máx.horária}/V_t = \frac{(2,53 * 86,4)}{41} = 5,33 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot d$$

Observa-se que as cargas hidráulicas volumétricas encontradas estão de acordo com os valores preconizados na Tabela 4.14.

15) Estimativa das concentrações de DQO e de DBO no efluente final. Na prática, para as condições de temperatura e tempo de detenção hidráulica adotados neste exemplo, tem sido usual adotar-se eficiências de remoção iguais a 65% para DQO e 70% para DBO.

$$S = S_0 - (E \times S_0)/100$$

$$S_{UASB-DQO} = 900 - \frac{65 \times 900}{100} = 315 \text{ mgDQO/L}$$

$$S_{UASB-DBO} = 450 - \frac{70 \times 450}{100} = 135 \text{ mgDQO/L}$$

16) Avaliação da produção de metano

A produção teórica de metano no sistema de tratamento pode ser estimada a partir das seguintes equações:

$$DQO_{CH_4} = Q_{méd} \times (S_{0-UASB-DQO} - S_{UASB-DQO}) - Y_{obs} \times Q_{méd} \times S_{0-UASB-DQO} \text{ (Eq. 4.19)}$$

$$DQO_{CH_4} = 120 \text{ m}^3/d \times ((900 \text{ mg/L} - 315 \text{ mgDQO/L})/1.000) - 0,21 \times 120 \text{ m}^3/d \times (900 \text{ mg/L})/1.000$$

$$DQO_{CH_4} = 48 \text{ kgDQO/d}$$

$$f(T) = (P \times K_{DQO})/[R \times (273 + T)] \text{ (Eq. 4.20)}$$

$$f(T) = (1 \text{ atm} \times 64 \text{ gDQO/mol})/[0,08206 \text{ atm} \cdot \text{L/mol} \cdot \text{K} \times (273 + 25^\circ\text{C})]$$

$$f(T) = 2,62 \text{ kgDQO/m}^3$$

$$Q_{CH_4} = DQO_{CH_4}/f(T) \text{ (Eq. 4.21)}$$

$$Q_{CH_4} = \frac{48}{2,62} = 18 \text{ m}^3/d$$

17) Avaliação da produção de biogás

A avaliação da produção de biogás é feita a partir da estimativa do percentual de metano no biogás, adotando-se p. ex. 75%, e utilizando a equação que se segue:

$$Q_{\text{biogás}} = Q_{CH_4}/C_{CH_4} \text{ (Eq. 4.22)}$$

$$Q_{\text{biogás}} = \frac{18}{0,75} = 24 \text{ m}^3/d$$

18) Avaliação da produção de lodo

A produção esperada de lodo no sistema de tratamento pode ser estimada por:

$$P_{\text{lodo}} = Y \times C_{O_{A-UASB-DQO}} \text{ (Eq. 4.23)}$$

$$P_{\text{lodo}} = 0,18 \times 109,08 = 20 \text{ kgSST/d}$$

$$V_{\text{lodo}} = P_{\text{lodo}} / (\gamma \times C_{\text{lodo}}) \text{ (Eq. 4.24)}$$

$$V_{\text{lodo}} = \frac{20}{1.020 \times 0,04} = 0,5 \text{ m}^3/d$$

19) Dimensionamento dos leitos de secagem

- ciclo de operação dos leitos de secagem: $t_c = 20$ d (adotado)
- massa de lodo retirada dos reatores, por ciclo de operação dos leitos:
 $M_c = P_{\text{lodo}} \times t_c = 20 \times 20 = 400 \text{ kgSST}$
- volume de lodo retirado dos reatores, por ciclo de operação dos leitos:

$$V_c = V_{\text{lodo}} \times t_c = 0,5 \times 20 = 10 \text{ m}^3$$

- taxa aplicação de sólidos nos leitos: $T_{\text{leito}} = 10 \text{ kg SST/m}^2$ (adotada)

- área necessária de leitos de secagem:

$$A_{\text{leito}} = M_c / T_{\text{leito}} = 400/10 = 40 \text{ m}^2$$

- geometria das células de secagem: 2 células de 4,00 m × 5,00 m

- altura da lâmina de lodo, após a carga nos leitos:

$$H_{\text{lodo}} = V_c / A_{\text{leito}} = 10/40 = 0,25 \text{ m}$$

20) Alguns indicadores *per capita*, resultantes do dimensionamento:

- área de reator: 0,009 m²/hab
- volume de reator: 40 L/hab

- produção de metano: 18,2 L/hab.dia
- produção de biogás: 24,2 L/hab.dia
- produção de lodo: 19,6 g SST/hab.dia
- produção volumétrica de lodo: 0,48 L/hab.dia
- área de leito de secagem: 0,039 m²/hab

Aspectos relacionados à construção, operação e manutenção

Os principais aspectos associados à construção, ao controle operacional e à manutenção de reatores UASB encontram-se detalhados em Chernicharo (2016) e Chernicharo et al. (2018). Em síntese, são apresentadas: i) as configurações típicas de reatores e principais aspectos construtivos (materiais empregados, proteção anticorrosiva, acesso ao reator e esgotamento do reator); ii) a verificação das condições operacionais, problemas usuais associados ao processo (p. ex.: obstrução dos dispositivos de entrada e saída do reator; geração de odores e ocorrência de corrosão; formação e acúmulo de espuma) e correção de problemas durante a operação; iii) a medição, caracterização e descarte de lodo do sistema; e iv) a identificação da necessidade de remoção de espuma e principais alternativas para sua remoção.

4.3.1.5 Outras configurações de reatores anaeróbios

Reator anaeróbio compartimentado

O reator anaeróbio compartimentado assemelha-se a um tanque séptico com múltiplas câmaras em série e com dispositivos mais eficazes de alimentação das diversas câmaras. O reator é equipado com chicanas verticais, que impõem ao líquido um movimento sequencial ascendente e descendente, de forma a melhorar o contato do esgoto com a biomassa presente no fundo de cada compartimento.

De acordo com Campos (1994), este tipo de reator apresenta várias das principais vantagens dos reatores UASB, além de poder ser construído sem o separador de gases. A ausência do separador de fases resulta em um reator de menor profundidade, o que facilita sua execução enterrada e representa uma redução dos custos de implantação. No entanto, as características de projeto nem sempre são suficientes para garantir boas condições de funcionamento em unidades de maior porte. Por exemplo, nesse tipo de reator pode ocorrer uma excessiva perda de sólidos, caso sejam verificadas grandes variações e pi-

cos excessivos da vazão afluyente, uma vez que o sistema não dispõe de mecanismos auxiliares de retenção de biomassa no sistema (CHERNICHARO, 2016). Uma representação esquemática desse tipo de reator é apresentada na Figura 4.17. Maiores detalhes da referida tecnologia são apresentados no Capítulo 5, já que no Brasil ela vem sendo bastante utilizada em Estações de Tratamento de Águas Cinza (ETAC).

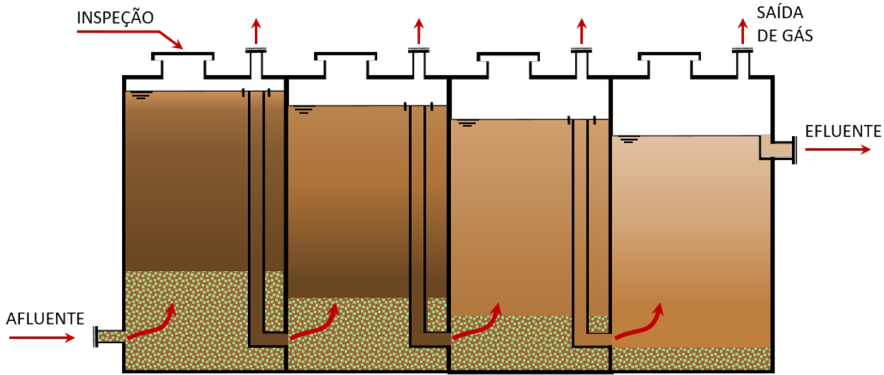


Figura 4.17 – Representação esquemática de um reator anaeróbio compartimentado

Reator UASB-Tanque Séptico

O reator UASB-tanque séptico (UASB-TS) foi desenvolvido por Lettinga e colaboradores (LETTINGA et al., 1991) e é resultado da combinação de ambos num único tanque. Esse reator difere do TS convencional no modo de alimentação e operação, que é feita em fluxo ascendente, à semelhança do que ocorre nos reatores UASB. A alimentação em fluxo ascendente possibilita o melhor contato do esgoto afluyente com a biomassa presente no fundo do reator e, como consequência, uma maior conversão biológica da matéria orgânica solúvel presente no esgoto bruto. Adicionalmente, a configuração do reator favorece o desenvolvimento de um lodo mais concentrado, que possibilita a retenção física de sólidos suspensos. De maneira análoga ao que ocorre nos TS, o lodo retido no reator UASB-TS acumula-se gradualmente e se torna estabilizado com o passar do tempo. Dessa forma, o reator UASB-TS é projetado para acumulação e estabilização de sólidos, tornando-o um sistema contínuo em relação à fase líquida e um sistema em batelada com relação à acumulação dos sólidos.

A fim de possibilitar o seu funcionamento em fluxo ascendente, existe um dispositivo de separação de gases, sólidos e líquido na parte superior do reator, análogo ao separador trifásico existente nos reatores UASB. A presença desse dispositivo visa garantir que o fluxo ascendente do líquido e dos gases não resulte em perda excessiva de sólidos juntamente com o efluente tratado. Uma representação esquemática do reator UASB-TS é apresentada na Figura 4.18.

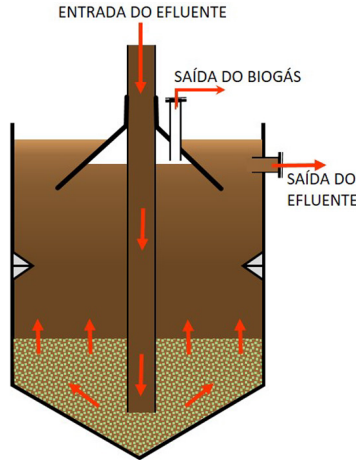


Figura 4.18 – Representação esquemática de um reator UASB-TS

Kujawa-Roeleveld et al. (2005) afirmaram que o reator UASB-TS poderia ser uma tecnologia apropriada para o saneamento descentralizado, tendo em vista que já era comum o uso de tanques sépticos em vários locais. Destacaram que ajustes simples na construção dos atuais tanques sépticos, de modo a transformá-los em UASB-TS, poderiam contribuir para a melhoria de seu desempenho.

4.3.2 Sistemas Aeróbios

4.3.2.1 Introdução

Sistemas aeróbios são reconhecidos pela sua maior eficiência de remoção de matéria orgânica (80-90% em termos de DQO) em relação aos processos anaeróbios (50-70% em termos de DQO), além da sua capacidade de remoção de nitrogênio, fósforo ou ambos, e de outros constituintes mais específicos. Contudo, os sistemas aeróbios aerados (cujo oxigênio vem de aeradores superficiais ou ar difuso), como lodo ativado e filtros aerados, produzem cerca de 5 a 10 vezes mais lodo do que os sistemas anaeróbios, demandam muito

mais energia, não produzem nenhuma forma de energia a despeito do biogás formado nos sistemas anaeróbios, e usualmente possuem maiores custos de implantação, operação e manutenção. Dependendo da idade de lodo de projeto e operação, o lodo secundário produzido nos referidos sistemas pode ou não ser estabilizado. Para sistemas aeróbios não aerados (cujo oxigênio vem do ar atmosférico a partir dutos de ventilação ou vazios nas paredes externas, por exemplo), como nos filtros biológicos percoladores, a demanda de energia é praticamente nula e os custos de implantação, operação e manutenção são sensivelmente diminuídos.

No Brasil e no mundo, vários processos aeróbios, aerados ou não, vêm sendo utilizados no pós-tratamento de sistemas anaeróbios como os reatores UASB, ficando responsáveis pela eliminação da matéria orgânica não removida anaerobiamente (30-50% em termos de DQO), além de enquadramento de outros constituintes que podem ser degradados ou transformados biologicamente, ou que são removidos via descarte de lodo excedente.

Tanto os sistemas aeróbios como os anaeróbios de alta taxa possuem eficiências negligenciáveis de remoção de microrganismos patogênicos, avaliados em termos de coliformes termotolerantes ou *E. coli* (cerca de 1 a 2 unidades logarítmicas).

Os principais sistemas aeróbios que vêm sendo utilizados em ETE descentralizadas, especialmente em empreendimentos habitacionais, são descritos a seguir.

4.3.2.2 Lodo Ativado

4.3.2.2.1 Descrição

O processo de lodo ativado caracteriza-se como uma forma de tratamento aeróbio, no qual o crescimento dos microrganismos ocorre em suspensão na massa líquida e há alta retenção de biomassa. O esgoto ingressa no reator biológico (tanque de aeração), onde há introdução de oxigênio, normalmente feita por meio de aeradores superficiais ou por sopradores e difusores. Se as condições ambientais no tanque reator forem favoráveis, diversos grupos de microrganismos são capazes de produzir polímeros extracelulares que envolvem os compostos coloidais presentes no esgoto (carboidratos, proteínas e lipídeos, principalmente), formando flocos.

Estes são mantidos em suspensão e em mistura completa por meio do equipamento de aeração, que acumula esta função além do suprimento de oxigênio para os processos bioquímicos. É principalmente no interior dos flocos formados que ocorre a oxidação da matéria orgânica, principal necessidade em termos de tratamento de esgoto. A formação de flocos densos é essencial, para que possam ser separados, em seguida, por sedimentação nos decantadores secundários (usualmente).

Nestes, o lodo sedimentado entra em fase endógena, devido à grande quantidade de células ativas e escassez de alimento. A expressão lodo “ativado” decorre da recirculação por bombeamento desse lodo endógeno para o reator biológico, de forma contínua. Este recurso leva ao aumento da massa de células ativas (sólidos suspensos voláteis) no tanque de aeração (SSVTA), com consequente aumento da sua capacidade de carregamento, uma vez que o governo dos processos bioquímicos se dá pelo ajuste da razão alimento/microrganismos (A/M).

O retorno de lodo também faz com que o tempo médio de residência celular (idade do lodo) se torne maior do que o tempo de detenção hidráulica, de forma que o tratamento se torne compacto e, portanto, adequado para grandes vazões de esgoto. Porém, à medida em que o crescimento celular se verifica, há a necessidade de remoção de lodo ativado em excesso, para que a concentração de biomassa ativa não se eleve a ponto de resultar em alta incidência de metabolismo endógeno no próprio tanque de aeração, fenômeno que promove desfloculação e consequente aumento da perda de sólidos com o efluente.

4.3.2.2 Principais configurações

Operando na faixa de idade do lodo do tipo alta taxa ou na faixa convencional (Tabela 4.15), o lodo ativado normalmente inclui decantadores primários e digestores anaeróbios de lodo (Figura 4.19), com idade do lodo suficiente para estabilização da matéria orgânica (alta taxa) e também nitrificação do esgoto (convencional).



Figura 4.19 – Fluxograma do processo de lodo ativado de alta taxa e convencional

Operando com aeração prolongada (idade do lodo > 18 dias, conforme Tabela 4.15), o lodo ativado se encontrará de forma razoavelmente estabilizado e não se incluem digestores anaeróbios de lodo, razão pela qual também não são incluídos decantadores primários (Figura 4.20).

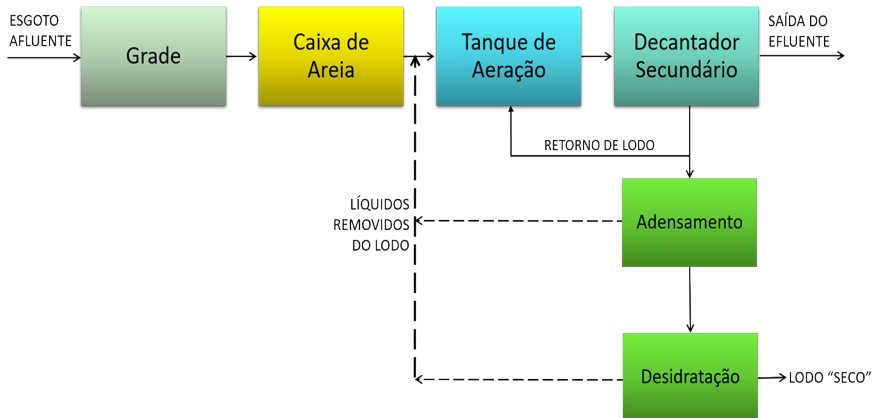


Figura 4.20 – Fluxograma do processo de lodo ativado com aeração prolongada em fluxo contínuo

Operando em bateladas sequenciais (RBS, fluxo descontínuo), o tanque de aeração acumula a função do decantador secundário (Figura 4.21). Uma descrição mais detalhada da tecnologia lodo ativado em bateladas sequenciais é apresentada no Capítulo 5.

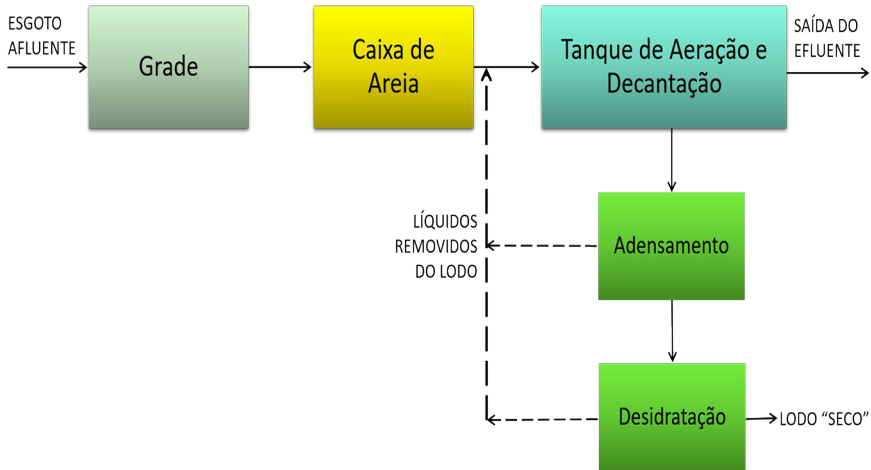


Figura 4.21 – Fluxograma do processo de lodo ativado em bateladas sequenciais (RBS)

Arranjos para a remoção de nitrogênio e fósforo

Quando as exigências para o lançamento do esgoto tratado são tais que é necessário remover nitrogênio e fósforo, o emprego de reatores com biomassa em suspensão, como os de lodo ativado, é praticamente indispensável. Para a remoção de nitrogênio, é preciso que o arranjo possua lodo aerado com idade suficiente para a ocorrência da nitrificação, bem como lodo anóxico (em tanque provido de mistura), para a desnitrificação. Para a remoção biológica de fósforo, é necessária a inserção de zona com lodo anaeróbio (em tanque sem mistura e sem aeração). Nesta, o processo anaeróbio é dimensionado para a ocorrência apenas da digestão parcial da matéria orgânica, ou seja, até a produção de ácidos voláteis, os quais são utilizados pelos organismos acumuladores de fósforo (PAO) na formação de poli-hidroxi-alcenoatos (PHA), mediante a qual liberam fósforo para o meio. Quando os PAO ingressam em zonas anóxicas ou aeradas, utilizam os PHA já no interior das células para evitar a competição

com os organismos heterotróficos ordinários (OHO) pelo substrato; desta forma, ocorre grande incorporação de fósforo pelos OHO e, em seguida, pode-se proceder ao descarte de lodo em excesso, via única de remoção biológica de fósforo.

Os arranjos para remoção simultânea de matéria orgânica, nitrogênio e fósforo são complexos. Algumas incompatibilidades devem ser superadas. Uma delas é a exigência de idade do lodo elevada para a nitrificação e baixa para a remoção de fósforo, tendo-se por recurso apenas empregar uma idade do lodo intermediária. Outra dificuldade é a presença dos aceptores de elétrons. O oxigênio dissolvido prejudica a desnitrificação, pois é usado preferencialmente em relação ao nitrato. A presença de nitrato no reator anaeróbico prejudica o desenvolvimento dos PAO, sendo usado como aceptor de elétrons pelos OHO, que utilizam os ácidos voláteis concorrentemente.

Existem inúmeros arranjos, com destaque para os processos UCT-Modificado e Bardenpho Modificado. No UCT-Modificado (Figura 4.22), produzido na Universidade de *Cape Town* por Marais e colaboradores, a câmara anóxica de pré-desnitrificação é subdividida em duas, para reduzir a quantidade de nitrato a ser retornado para a câmara anaeróbia.

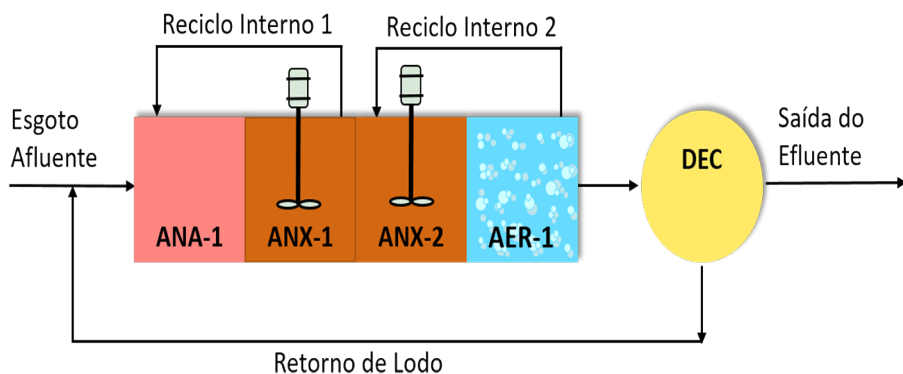


Figura 4.22 – Fluxograma do Processo UCT-Modificado

No Processo Bardenpho – Modificado (Figura 4.23), produzido na mesma universidade por Barnard e colaboradores, recorre-se ao emprego de uma segunda câmara anóxica após a câmara aerada, objetivando desnitrificação adicional tendo por fonte de carbono apenas o resíduo endógeno. Também uma segunda

câmara aerada é introduzida, para que condições aeróbias na etapa final do processo biológico garantam a formação de lodo com boas características de sedimentação.

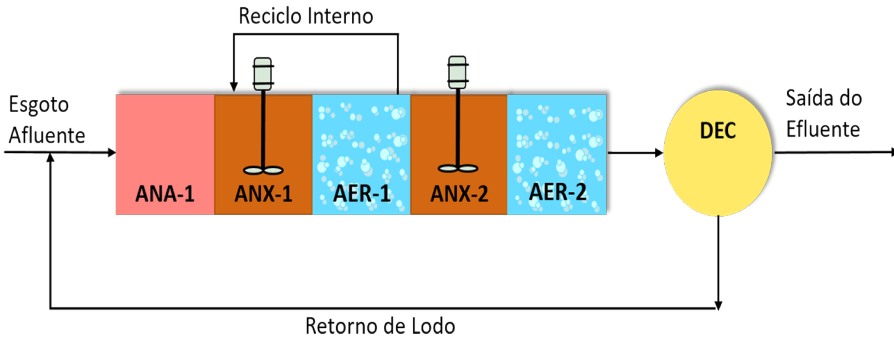


Figura 4.23 – Fluxograma do Processo Bardenpho Modificado

Associação com outros processos

As associações mais importantes envolvendo o processo de lodo ativado são com emprego de reatores anaeróbios do tipo UASB a montante e o uso de material de enchimento no tanque de aeração, tornando-o um reator híbrido.

O sistema constituído de reator UASB seguido de lodo ativado é um dos mais atrativos atualmente, quando os objetivos são remoção de matéria orgânica e nitrificação do esgoto. Quando a desnitrificação também é necessária, esta concepção de tratamento é desfavorecida pela necessidade de desviar do reator UASB parcela considerável da vazão de esgoto, dependendo da quantidade de nitrato a ser desnitrificado. Isto se deve ao consumo praticamente total da matéria orgânica rapidamente biodegradável no reator UASB. Mas nos demais cenários, as vantagens desta associação de tratamentos são muito grandes, começando pelo fato de cerca de 70% da matéria orgânica do esgoto ser removida no reator UASB, etapa em que não há consumo de energia elétrica para aeração e com baixa produção de lodo. O volume necessário de tanque de aeração torna-se substancialmente menor, assim como o consumo de energia e a produção global de lodo da ETE. Caso se entenda que é possível enviar o lodo ativado em excesso para digestão complementar no reator UASB, o ganho torna-se ainda mais significativo, tendo-se o reator UASB como único ponto de descarga de lodo, já adensado e suficientemente digerido, podendo ser enviado

diretamente para a desidratação final. Porém, esta operação envolve um certo risco, podendo ocorrer arraste excessivo de sólidos junto com o efluente do reator UASB. Caso este recurso não seja utilizado, o lodo ativado após o reator UASB deverá ser dimensionado na faixa com aeração prolongada ou o projeto deverá incluir uma solução específica para o encaminhamento do lodo ativado em excesso, sendo as alternativas mais empregadas no momento a digestão anaeróbia e a caleação.

Já o uso de material de enchimento no tanque de aeração, situação em que se cultiva ao mesmo tempo biomassa em suspensão e aderida, caracteriza o chamado reator híbrido, que normalmente tem por objetivo aumentar a capacidade de carga, ou seja, tornar a ETE mais compacta. Este é o caso dos filtros aerados submersos, em que ocorre o retorno de lodo dos decantadores secundários para a entrada dos filtros. Com o emprego dos materiais de enchimento disponíveis no mercado, a quantidade de biomassa poderá, por exemplo, dobrar em relação ao emprego de biomassa em suspensão apenas. Também a carga de sólidos sobre os decantadores secundários diminui, uma vez que só se tem a contribuição da biomassa em suspensão e este fator pode resultar em menor área superficial necessária. Com o desenvolvimento do MBBR (*Moving Bed Bio-film Reactor*, Reator de Biofilme de Leito em Movimento), em que o material de enchimento possui área superficial específica elevada, resultando em grandes concentrações de biomassa ativa, foram colocados em operação também reatores híbridos, retornando-se lodo dos decantadores secundários para os reatores biológicos. Este processo recebeu o nome de IFAS (*Integrated Fixed-Film Activated Sludge*, Lodo ativado integrado com biofilme em leito móvel). Porém, com o desenvolvimento de biomédias com área superficial específica bastante elevada, superior a $600 \text{ m}^2/\text{m}^3$, a participação da biomassa aderida torna-se quantitativamente muito maior, perdendo-se interesse pela operação de retorno de lodo. Surgiu, assim, uma opção de tratamento que se emprega um biofiltro aerado submerso, isto é, sem decantador secundário, preenchido com biomédia de MBBR em praticamente todo o volume útil, de forma a imobilizá-la. O excesso de biofilme é removido em operações de lavagens em contracorrente e este tratamento pode ser considerado bastante eficiente e compacto.

4.3.2.2.3 Diretrizes para projeto

De acordo com a NBR 12.209/11 da ABNT, o processo de lodo ativado pode ser classificado em três faixas (Tabela 4.15), tendo por critério a idade do lodo.

Tabela 4.15 – Classificação do lodo ativado quanto à idade do lodo

	Alta Taxa	Convencional	Aeração Prolongada
Idade do Lodo (d)	2 – 4	4 – 15	> 18
Razão A/M (kg DBO/kg SSV.dia)	0,7 – 1,1	0,2 – 0,7	≤ 0,15

Fonte: ABNT (2011)

Aeração

No processo de lodo ativado, o sistema de aeração possui dupla função. Uma delas é a garantia da mistura completa do lodo e a outra o fornecimento de oxigênio para os processos bioquímicos envolvidos. Normalmente, a demanda de oxigênio para as reações bioquímicas resulta em maior demanda de potência do que para a mistura.

A demanda de oxigênio para processos bioquímicos é composta de três parcelas:

1. para oxidação de matéria orgânica carbonácea;
2. para a nitrificação;
3. para satisfazer o metabolismo endógeno.

A demanda carbonácea é função da carga de DBO aplicada. A demanda para a nitrificação é função do nitrogênio disponível, que é o total (NTK) afluente menos o consumido na síntese celular, normalmente considerado igual a 10% dos SSV do lodo ativado em excesso (ΔX_V). O oxigênio para metabolismo endógeno é função da massa de SSV no reator biológico, admitindo-se um coeficiente de decaimento.

Além de atender às necessidades de oxigênio dos processos bioquímicos envolvidos, o sistema de aeração deverá ter capacidade para garantir uma concentração residual de oxigênio dissolvido entre 1,0 e 2,0 mg/L. O equipamento de aeração deverá ser dimensionado para a situação de pico de carga orgânica, onde o acréscimo médio necessário é da ordem de 40%.

A capacidade de transferência de oxigênio por parte do equipamento de aeração deverá ser corrigida das condições de teste padronizado para as condições de campo. O principal redutor da capacidade de transferência em campo é a operação em temperatura mais elevada, além da altitude e de fatores ligados à salinidade do esgoto e à concentração de sólidos no lodo do reator. Em condições médias no Brasil, a capacidade de transferência de oxigênio reduz-se a cerca de 50% do valor nominal.

Entre os sistemas de aeração disponíveis no mercado, destacam-se os aeradores superficiais e os sistemas com ar difuso, injetado por sopradores. Quando se usa sistema de ar difuso, tecnicamente mais recomendável, o consumo de energia pode ser racionalizado pelo controle da aeração. Sensores de concentração de oxigênio dissolvido deverão ser instalados no tanque de aeração, de forma a comandar a abertura das válvulas dos sopradores de ar, que dependerão da carga orgânica, a qual varia com o tempo (maior nos momentos de picos de vazão) e no espaço (maior na região da entrada do tanque).

O controle da aeração dá origem às variantes do processo de lodo ativado, como a de aeração escalonada, em que a introdução de ar se estende ao longo do comprimento do tanque de aeração, proporcionalmente à carga orgânica remanescente em cada trecho. O controle da aeração deu margem à criação do processo conhecido por SND – *Simultaneous Nitrification and Denitrification*, ou nitrificação e desnitrificação simultâneas. Neste processo, mantendo-se o OD em torno de 0,5 mg/L no tanque de aeração e idade do lodo suficientemente alta, normalmente na faixa de lodo ativado com aeração prolongada, pode ocorrer nitrificação na parte mais externa do floco, o nitrato formado pode migrar para o seu interior e ser desnitrificado, devido à incapacidade de penetração do oxigênio em baixa pressão.

Separação do lodo ativado

A separação do lodo ativado do esgoto tratado é feita normalmente pelo emprego de decantadores secundários convencionais. O emprego de decantadores laminares ou lamelares ainda não tem sua viabilidade definitivamente comprovada para separação de lodo ativado, dado o grande fluxo de sólidos aplicado sobre área superficial relativamente pequena. Também há a necessidade de limpeza das placas ou módulos instalados no decantador, sobrecarregando a operação do sistema de tratamento. Após a sedimentação em decantadores, o efluente final pode ser filtrado em leitos convencionais de areia, por gravidade ou pressurizados; também vem sendo recomendado ultimamente o uso de filtro de disco.

O emprego de separação por membrana pode trazer vantagens significativas. É possível concentrar mais lodo no tanque de aeração e forçar as condições de tratamento, pois não haverá problemas de sedimentabilidade, tornando o tratamento mais compacto. Também a qualidade do esgoto tratado é maior,

em função da ausência total de sólidos em suspensão. Porém, o consumo de energia elétrica é elevado e o problema de desgaste da membrana necessita ser sistematicamente superado. Até o presente, os processos de lodo ativado com membrana têm sido reservados para situações mais restritivas para o lançamento do esgoto tratado, induzindo à prática de reúso. Tal processo será detalhado adiante, no item 4.3.2.3.

Os decantadores secundários convencionais possuem suas áreas superficiais limitadas pela taxa de aplicação de sólidos e pela taxa de escoamento superficial. A taxa de aplicação de sólidos (G_A) é a carga de sólidos em suspensão aplicada sobre a área superficial de decantador secundário (A_S), sendo determinada através da Equação 4.25.

$$G_A = \frac{(Q_{méd} + Q_r) \cdot X_{TA}}{A_S} \quad (\text{Eq. 4.25})$$

De acordo com a NBR 12.209/11 da ABNT, G_A deve ser inferior a 144 kg SST/m².dia para processos com idade do lodo inferior a 18 dias e inferior a 120 kg SST/m².dia para idade do lodo acima de 18 dias.

A taxa de escoamento superficial (q_A) é a vazão média de esgoto sanitário, sem levar em consideração o retorno de lodo, aplicada sobre a área superficial do decantador secundário, sendo determinada através da Equação 4.26.

$$q_A = \frac{Q_{méd}}{A_S} \quad (\text{Eq. 4.26})$$

De acordo com a NBR 12.209/11 da ABNT, q_A deve ser inferior a 28 m³/m².dia para processos com idade do lodo inferior a 18 dias e inferior a 16 m³/m².dia para idade do lodo acima de 18 dias.

Retorno de lodo

O retorno de lodo constitui uma indeterminação que pode ser superada fazendo-se um balanço de massa de sólidos no decantador secundário e atribuindo-se uma concentração para o lodo sedimentado. Normalmente, o fator de reciclo é $Q_r/Q = 1$ para processos com idade do lodo elevada, reduzindo-se para valores entre 0,5 e 0,75 para processos com idade do lodo baixa.

Exemplo de pré-dimensionamento*Dados:*

- Variante escolhida: Processo de lodo ativado de fluxo contínuo com aeração prolongada
- População contribuinte: $P = 1.000$ hab
- Consumo *per capita* de água: $QPC = 150$ L/hab.dia
- Coeficiente de retorno esgoto/água: $CR = 0,80$
- Coeficientes de reforço: $K1 = 1,20$; $K2 = 1,50$; $K3 = 0,5$
- Vazão de infiltração: $Q_{inf} = 1\%$ da vazão doméstica média
- Concentração média de DBO afluente = 450 mg/L
- Concentração média de DQO afluente = 900 mg/L
- Concentração média de NTK afluente = 70 mgN/L
- Temperatura do esgoto: $T = 25$ °C (média do mês mais frio)

Dimensionamento:

a) Vazão média de esgoto sanitário:

$$Q_{méd} = 1.000 \times 150 \times 0,8 \times 1,01 \times 10^{-3} = 121,2 \text{ m}^3/\text{dia}$$

b) Vazão máxima horária de esgoto sanitário:

$$Q_{máx.horária} = (1.000 \times 150 \times 0,8 \times 1,2 \times 1,5 + 1.000 \times 150 \times 0,8 \times 0,01) \times 10^{-3} = 217,2 \text{ m}^3/\text{dia}$$

c) Carga de DBO = $121,2 \times 450 \times 10^{-3} = 54,54$ kg/diad) Razão A/M adotada: $0,12$ kg DBO/kg SSV.dia (idade do lodo $\theta_c \sim 22$ dias)e) Cálculo do volume do tanque de aeração para SSVTA (X_V) = $3,0$ kg/m³:

$$V_{TA} = \frac{54,54}{0,12 \times 3,0} = 151,5 \text{ m}^3 \text{ (Para } H_U = 6 \text{ m, } A_S = 25,25 \text{ m}^2 \text{. Para } (5,0 \times 5,0) \text{ m } A_S = 25 \text{ m}^2$$

$$\text{e } V_U = 150 \text{ m}^3$$

f) Necessidade de oxigênio (N_{O_2}):

$$\text{Demanda carbonácea} = 1,5 \text{ (adotado)} \times \text{Carga de DBO} = 1,5 \times 54,54 = 81,81 \text{ kg } O_2/\text{dia}$$

$$\text{Carga de NTK} = 121,2 \times 0,07 = 8,5 \text{ kg N/dia}$$

$$\Delta X_V = \frac{V_{TA} \times X_V}{R_S} = \frac{150 \times 3,0}{22} = 20,5 \text{ kg SSV/dia}$$

$N\text{-Amoniaca}_{\text{efluente}} = 2,0 \text{ mg/L}$ (adotado)

Demanda para a Nitrificação = 4,57 (adotado em função da estequiometria da reação de nitrificação) $\times N_{\text{disp}}$, este é calculado de acordo com a equação 4.27

$$N_{\text{disp}} = NTK_{\text{afluente}} - 0,1 \times \Delta X_V - Q_{\text{méd}} \times N\text{-Amoniaca}_{\text{efluente}} \quad (\text{Eq. 4.27})$$

$$- N_{\text{disp}} = 8,5 - 0,1 \times 20,5 - 121,2 \times 0,002 = 8,5 - 2,05 - 0,24 = 6,2 \text{ kg N/dia}$$

$$- \text{Demanda para a nitrificação} = 4,57 \times 6,2 = 28,3 \text{ kg O}_2/\text{dia}$$

$$- \text{Demanda total de oxigênio} = N_{\text{O}_2} = 81,8 + 28,3 = 110,1 \text{ kg O}_2/\text{dia}$$

$$- \text{Acréscimo de 40\% para o período de pico: } N_{\text{O}_2} = 1,4 \times 110,1 = 154 \text{ kg O}_2/\text{dia}$$

- Capacidade de Transferência de Oxigênio do Sistema de Aeração

Será utilizado sistema de aeração com difusores de membrana flexível e bolhas finas, sendo determinado pela equação 4.28.

$$\eta = \eta_{\text{O}} \times \lambda \quad (\text{Eq. 4.28})$$

Em que:

$$\eta_{\text{O}} = \eta_{\text{O,m}} \times H_u = \text{capacidade de transferência de oxigênio de teste}$$

$$H_u = \text{altura do líquido no tanque reator } (H_U = 6,0 \text{ m})$$

$\eta_{\text{O,m}} \approx 5\%$ por metro de profundidade, para vazão de ar até 50 NL/min por domo difusor flexível de bolha fina de 235 mm

$\lambda =$ coeficiente de correção para condições de campo

$$\lambda = \alpha \frac{(\beta C_{\text{SW}} - C_L) 1,024^{T-20}}{9,17} \quad (\text{Eq. 4.28})$$

coeficientes: $\alpha = 0,7$; $\beta = 0,95$; $C_{\text{SW}} = 7,7 \text{ mg/L}$ ($T = 25^\circ\text{C}$); $C_L = 1,5 \text{ mg/L}$

$$\lambda = 0,7 \frac{(0,95 \times 7,7 - 1,5) 1,024^{25-20}}{9,17} \rightarrow \lambda = 0,51$$

$\eta_{\text{O,m}} \approx 0,51 \times 0,05 = 0,026$ ou 2,6% por metro de altura. Para $H_U = 6 \text{ m}$, $\eta_{\text{O,m}} = 2,6 \times 6 = 15,6\%$.

$N_{\text{O}_2} = 154 \text{ kg O}_2/\text{dia} = 6,42 \text{ kg O}_2/\text{h}$. Em campo: $6,42 / 0,156 = 41,2 \text{ kg O}_2/\text{h}$, ou $41,2 / 0,232 = 177,5 \text{ kg}_{\text{Ar}}/\text{h}$ (23,2% de O_2 no ar), ou $177,5 / 1,2 = 148 \text{ Nm}^3 \text{ O}_2/\text{h} = 8.876 \text{ Nm}^3 \text{ O}_2/\text{minuto}$.

O soprador deverá possuir pressão suficiente para vencer a coluna líquida de 6 m (profundidade útil do tanque), mais a perda de carga na linha de ar.

g) Vazão de Retorno de Lodo

Fazendo-se balanço de massa no decantador secundário, desprezando-se a perda com o efluente, tem-se (Figura 4.24):

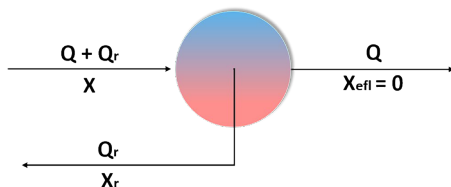


Figura 4.24 – Balanço de massa de sólidos no decantador secundário

$(Q_{\text{méd}} + Q_r) \cdot X = Q_r \cdot X_r$. Dividindo-se por Q e fazendo-se $Q_r/Q_{\text{méd}} = r$ (fator de reciclo), tem-se:

$(1 + r) \cdot X = r \cdot X_r$. Considerando-se $X_V/X_r = 0,75$, tem-se $X = 4 \text{ kg SST/m}^3$ e $X_r = 8 \text{ kg/m}^3$ (valor esperado), tem-se: $r = 1$ e $Q_r = Q$.

h) Decantador secundário

$$G_A < 120 \text{ kg SST/m}^2 \cdot \text{dia} \rightarrow 120 < \frac{(121,2 + 121,2) \cdot 4}{A_S} \rightarrow A_S > 8,1 \text{ m}^2$$

Para $D = 3,5 \text{ m} \rightarrow A_S = 9,6 \text{ m}^2$ e $G_A = 101 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$

$$q_A = \frac{Q_{\text{méd}}}{A_S} = \frac{121,2}{9,6} = 12,6 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia} \quad q_{A, \text{máx. horária}} = \frac{Q_{\text{máx. horária}}}{A_S} = \frac{217,2}{9,6} = 22,6 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$$

Profundidade útil do decantador:

$$H_U = 3,5 \text{ m} \rightarrow V_U = 33,6 \text{ m}^3 \rightarrow \text{TDH} = \frac{V}{Q_{\text{méd}}} = \frac{33,6}{121,2/24} = 6,7 \text{ h}$$

i) Vazão de descarte de lodo ativado em excesso

$$R_s = \frac{V_{TA} \cdot X}{\Delta X} \rightarrow \Delta X = \frac{V_{TA} \cdot X}{R_s} \rightarrow \Delta X = \frac{151,5 \cdot 4}{22} = 28 \text{ kg SST/dia}$$

Coefficiente de produção de Lodo: $Y = 28 / 54,54 = 0,51 \text{ kg SST/kg DBO.dia}$

4.3.2.2.4 Aspectos relacionados à construção, operação e manutenção

Controle do processo pela idade do lodo

O tempo médio de residência celular, tempo de retenção de sólidos ou idade do lodo é a relação entre a massa de células no reator e a massa de células descarregadas por dia, ou seja:

$$\theta_c = \frac{\text{massa de células (kgSSV) no tanque de aeração}}{\text{massa de células (kgSSV) descarregadas por dia}}$$

Descarregando-se mais lodo do sistema por dia, o tempo de residência celular será menor e vice-versa. Esta é a principal manobra operacional visando à obtenção do equilíbrio do processo, isto é, uma flexibilidade para o ajuste que as outras modalidades de tratamento não possuem. Considerando-se o descarte de lodo em excesso por meio de uma derivação da linha de retorno de lodo, tem-se:

$$\theta_c = \frac{V_{TA} \cdot X_{V,TA}}{Q_d \cdot X_{V,RET} + (Q - Q_d) \cdot X_{V,EFL}} \quad (\text{Eq. 4.19})$$

Onde:

θ_c : idade do lodo

V_{TA} : volume útil do tanque de aeração

Q : vazão média de esgoto

Q_d : vazão de descarte de excesso de lodo ativado

$X_{V,TA}$: concentração de Sólidos em Suspensão Voláteis no lodo do tanque de aeração

$X_{V,RET}$: concentração de Sólidos em Suspensão Voláteis no lodo da linha de retorno

$X_{V,EFL}$: concentração de Sólidos em Suspensão Voláteis no efluente final

A primeira parcela do denominador representa o descarte intencional de lodo em excesso, enquanto que a segunda representa a perda involuntária de sólidos com o efluente dos decantadores secundários.

Desprezando-se as perdas com o efluente final, caso de um lodo ativado bem equilibrado, tem-se:

$$\theta_C = \frac{V_{TA} \cdot X_{V,TA}}{Q_d \cdot X_{V,RET}} \quad (\text{Eq. 4.30})$$

Considerando-se a retirada de lodo diretamente do tanque de aeração e não pela derivação da linha de retorno:

$$\theta_C = \frac{V_{TA} \cdot X_{V,TA}}{Q_d \cdot X_{V,TA}} \Rightarrow \theta_C = \frac{V_{TA}}{Q_d} \quad (\text{Eq. 4.31})$$

Quando o lodo é retirado diretamente do tanque de aeração, apesar de se ter maior volume de lodo a ser descartado (em virtude da sua menor concentração em relação ao lodo sedimentado no decantador), desfruta-se de uma importante vantagem: não é necessário qualquer tipo de análise laboratorial para controlar a idade do lodo. É o chamado controle hidráulico do processo, em que para se manter uma idade do lodo de 25 dias, por exemplo, deve-se remover diariamente e diretamente do tanque de aeração 1/25 de seu volume, ou seja, 4%. Cabe ressaltar que quando a perda de sólidos com o efluente é significativa em termos de contribuição para redução da idade do lodo, tal perda deverá necessariamente ser considerada. A retirada de lodo ativado em excesso diretamente do tanque de aeração é tanto mais vantajosa quanto menor for o porte do sistema, sendo altamente recomendável. Mesmo que o tratamento de lodo não seja feito no mesmo local, para eliminar ou reverter a desvantagem do maior volume a ser transportado, para uma ETE de grande porte é possível incluir no sistema um pequeno adensador por gravidade.

O processo de lodo ativado pode operar em uma faixa ampla de concentração de sólidos em suspensão voláteis no tanque de aeração, podendo-se apontar valores entre 1 e 5 kg SSV/m³. O importante é respeitar a idade do lodo e a razão A/M planejadas, mas a possibilidade de variação na concentração de SSV no lodo do tanque de aeração confere flexibilidade ao processo, sendo um recurso de grande valia em situações de grande flutuação de carga, como nas estâncias turísticas. Em condições operacionais normais, a concentração de SSV costuma ser mantida em uma faixa mais estreita, entre 1,5 e 3,0 kg/m³. Já em processos de separação de sólidos que não sejam por sedimentação, a concentração de sólidos no tanque pode ser bem superior, limitada apenas pela transferência de oxigênio. São os casos de separação por membranas de microfiltração ou ultrafiltração.

Sedimentabilidade do lodo ativado

Normalmente, os problemas de mau funcionamento do processo de lodo ativado têm suas origens no reator biológico e suas consequências manifestam-se na etapa de separação de sólidos. Quando alguma condição ambiental é mal imposta no tanque de aeração, ocorre problema de sedimentabilidade no decantador secundário. A insuficiência de nutrientes ou a presença de carga tóxica, por exemplo, podem fazer com que apenas microrganismos com capacidade de adaptação a estas condições desfavoráveis de desenvolvam. É o caso das bactérias filamentosas que, quando controladas em baixas densidades populacionais, são úteis na estruturação dos flocos biológicos. Quando ocorre franco predomínio dessas bactérias no lodo do reator, porém, o resultado é a formação de uma malha de filamentos leves que tende a fazer o lodo flutuar no decantador secundário. É o chamado intumescimento filamentoso do lodo (*bulking sludge*), que pode levar o processo ao colapso. A imposição de idade do lodo muito alta também pode ser problemática em função da formação de flocos pequenos e leves quando a incidência de metabolismo endógeno é muito grande.

Na Tabela 4.16 são apresentadas as principais causas e microrganismos associados ao intumescimento do lodo.

Tabela 4.16 – Principais causas e microrganismos associados ao intumescimento do lodo

Causa	Filamento indicador
Baixa concentração de oxigênio dissolvido no tanque de aeração	<i>Sphaerotilus natans</i> , <i>H. hydrossis</i> , tipo I701
Esgoto séptico/sulfeto	<i>Thiothrix sp. Beggiatoa</i> , tipo O21N
Deficiência em nutrientes	<i>Thiothrix</i> , <i>Sphaerotilus natans</i> , O21N e, possivelmente, <i>H. hydrossis</i> , tipo 0041 e 0675
Baixo pH	Fungo
Razão A/M muito baixa (idade do lodo muito alta)	<i>M. parvicella</i> , <i>H. hydrossis</i> , <i>Nocardia sp.</i> , O21N, 0041, 0675, 0092, 0581, 0961, 0803

Fonte: Marais (2000)

Uma forma prática de se avaliar a sedimentabilidade do lodo ativado é por meio do Índice Volumétrico de Lodo, definido por:

$$IVL \left(\frac{mL}{g} \right) = \frac{\text{Sólidos sedimentáveis aos 30 min (mL/L)}}{SST \left(\frac{g}{L} \right)} \quad (\text{Eq. 4.32})$$

Um valor de referência para o IVL é 100 mL/g. Lodos em boas condições de sedimentação possuem valores mais baixos. Quando a concentração de sólidos em suspensão do lodo é muito elevada, o uso do IVL torna-se prejudicado. Nestes casos, é possível diluir o lodo de forma a resultar em SST = 2000 mg/L e proceder normalmente o teste do IVL (IVL₂₀₀₀). De acordo com Marais (2000), valores de IVL₂₀₀₀ acima de 250 mL/g são indicadores de intumescimento filamentosos do lodo.

A avaliação da sedimentabilidade do lodo ativado pode ser aprofundada pela determinação da velocidade de sedimentação por zona (VSZ), cronometrando-se a descida da interface lodo/líquido ao longo de 30 minutos. A VSZ é a declividade da reta $h \times t$. Também a Equação de Vesilind pode ser usada, obtendo-se na prática seus coeficientes, velocidade inicial e coeficiente de compressibilidade do lodo, por meio de procedimento padronizado (VON SPERLING, 2014). Outra determinação de grande interesse para o controle da operação dos decantadores secundários é a do fluxo de sólidos limite, que representa a máxima massa de SST que pode ingressar no decantador secundário por unidade de tempo e de área superficial (VON SPERLING, 2014).

O grande objetivo ou desafio da operação do processo de lodo ativado consiste em mantê-lo sempre bem floculado no tanque de aeração, para ter boas condições de sedimentabilidade no decantador secundário. Para isto, todas as condições ambientais devem estar bem controladas, caso contrário, uma por uma deverá ser investigada isoladamente, devendo-se aguardar de duas a três vezes a idade do lodo para avaliação de cada medida. Uma medida para auxiliar no problema de intumescimento filamentosos do lodo é a instalação de câmara seletora à cabeceira do tanque de aeração, onde são misturados o esgoto afluente e o lodo da linha de retorno (JORDÃO; PESSOA, 2011). Há critérios de dimensionamento de câmara seletora, mas esta unidade evoluiu para câmara anóxica de desnitrificação. É o processo de lodo ativado com câmara anóxica de pré-desnitrificação, em que o reator biológico possui a montante da aerada uma zona anóxica, onde são instalados misturadores. O objetivo é desnitrificar o nitrato formado na zona aerada, com uso do carbono orgânico rapidamente biodegradável do esgoto afluente. Para aumentar a eficiência do processo de desnitrificação, além do retorno de lodo normal do decantador secundário para a entrada da câmara anóxica, ocorre também a recirculação interna de lodo do compartimento aerado para o anóxico.

Processos mais arrojados de controle do intumescimento do lodo envolvem a oxidação dos filamentos dos microrganismos mediante aplicação de cloro ou peróxido de hidrogênio, em doses que não tragam prejuízos para o funcionamento das células (METCALF & EDDY, 2014). Esta condição deve ser observada impreterivelmente, pois é muito importante que não se perca a estabilidade do lodo ativado. O processo de lodo ativado sofre consequências desastrosas rapidamente quando ocorre interrupção na aeração; poucas horas são suficientes para ocasionar danos significativos ao lodo biológico, de forma que a manutenção de uma fonte geradora de energia alternativa é imprescindível.

4.3.2.2.5 Considerações finais

O processo de lodo ativado pode ser considerado a base do tratamento de esgoto, tendo se tornado ao longo dos tempos o grande “laboratório” para os desenvolvimentos cinéticos que relacionam o crescimento da biomassa com a utilização do substrato. O tratamento por lodo ativado resulta em um líquido bastante clarificado, com baixos valores de cor e turbidez, em função do seu potencial para remoção eficiente da maioria dos compostos orgânicos presentes no esgoto, como carboidratos, proteínas, lipídeos e surfactantes. Quando recebe filtração final quimicamente assistida, possui capacidade para produzir efluente que atenda aos padrões mais restritivos para lançamento em águas naturais e viabilize diversas modalidades de reúso. O coagulante mais empregado tem sido o Cloreto Férrico. Filtros de disco têm substituído os leitos convencionais de areia. É um processo compacto e flexível quanto a: i) condições operacionais, que podem ser variadas com o descarte de lodo; ii) associação com outros processos e iii) porte da estação, uma vez que tem aplicação igualmente no tratamento de grandes vazões de esgoto e para um pequeno condomínio ou sistemas de esgotos descentralizados.

Entretanto, o processo de lodo ativado enfrenta dois grandes desafios. O consumo de energia elétrica para aeração e recirculação de lodos é elevado e, quando não envolve digestores anaeróbios de lodo, tal qual a variante com aeração prolongada, não possui nenhuma etapa em que seja possível procurar recuperação de energia. Além disso, a produção de lodo ativado em excesso é muito grande, demandando custos para tratamento e, principalmente, para transporte e disposição final. Neste sentido, torna-se imprescindível o avanço nos processos de secagem na direção da “peletização” das partículas de lodo por meio de secagem térmica, habilitando o uso agronômico ou na construção civil.

Outra intervenção necessária diz respeito às águas removidas do lodo em seu tratamento. Quando a linha de tratamento de lodo envolve digestão anaeróbia, há tendência de ressolubilização dos nutrientes incorporados no líquido removido e que retorna para a entrada da ETE. A intervenção recomendada é a precipitação dos nutrientes mediante a formação de cristais de estruvita, que é um fertilizante comercial. Isto pode ser feito por meio da adição de magnésio, em condições controladas de reação. A estruvita, além do valor como fertilizante, caso não seja precipitada de forma planejada, ocorrerá espontaneamente, trazendo graves problemas de incrustação em tubulações.

4.3.2.3 *Biorreatores a membrana*

4.3.2.3.1 *Descrição*

A tecnologia de biorreatores a membrana (BRM) é geralmente descrita como a combinação do processo de degradação biológica com a separação sólido/líquido por membranas. De maneira geral, os BRM aeróbios operam de forma semelhante aos sistemas de lodo ativado convencional (LAC), sendo, no entanto, a etapa de sedimentação substituída pelo processo de filtração com membranas (JUDD; JUDD, 2011). Essa concepção permite reduzir a área necessária, pois não é preciso ter uma unidade específica para a sedimentação, além de proporcionar total retenção de biomassa no interior do reator, o que intensifica a ação de degradação microbiológica da matéria orgânica e nutrientes (SANTOS; MA; JUDD, 2011).

A substituição do decantador secundário pelas membranas proporciona ainda outras vantagens, tais como: a ausência de sólidos em suspensão no efluente; a maior capacidade de remoção de microrganismos patogênicos, devido à seletividade imposta pelas membranas às bactérias e até mesmo a alguns vírus; a possibilidade de operação com elevado tempo de retenção celular (θ_c), que promove uma redução significativa na produção de lodo excedente, permite a degradação de compostos de baixa biodegradabilidade e favorece o desenvolvimento de microrganismos de crescimento lento responsáveis pela remoção de nutrientes (HAI; YAMAMOTO; LEE, 2014).

O primeiro relato da aplicação desta tecnologia é atribuído a Smith, Gregorio e Talcott (1969), que utilizaram um módulo de membranas tubular externo acoplado a um LAC para a clarificação de efluentes domésticos. No entanto, esse modelo de BRM, considerado como de primeira geração, não mostrou grande

aplicabilidade devido ao alto custo das membranas, à pequena produção de permeado e ao elevado consumo de energia em função da necessidade de recirculação, ficando limitado principalmente a processos de tratamento de águas residuárias de pequena escala.

O grande avanço nos BRM, entretanto, ocorreu somente no final da década de 1980, quando Yamamoto (1989) propôs a utilização de membranas de fibra oca submersas no tanque de aeração do reator. Essa concepção permitiu obter uma operação mais estável do sistema, o que reduziu os custos de operação e, conseqüentemente, despertou o interesse do mercado para esta tecnologia. Em função disto, nos anos seguintes surgiram os primeiros BRM submersos comerciais, instalados inicialmente em pequenas unidades, tais como condomínios, e mais tarde em pequenas instalações municipais (JUDD; JUDD, 2011). Desde então, a utilização de BRM passou a ser considerada uma alternativa promissora para o tratamento de efluentes domésticos e industriais, o que levou ao aumento exponencial de sua aplicação e das pesquisas acerca do tema ao longo dos anos (MENG et al., 2012).

É importante destacar também que tal condição também impulsionou o surgimento de novas empresas ligadas a esta tecnologia, o que contribuiu expressivamente para o aumento da qualidade e para a redução do custo das membranas, permitindo que os BRM se tornassem mais competitivos frente aos processos convencionais de tratamento. De acordo com Young et al. (2014), as despesas de capital (CAPEX) para instalação de um BRM já são menores em relação às tecnologias convencionais de tratamento para algumas situações como, por exemplo, nos locais onde o valor da área para a construção da unidade de tratamento é elevado, ou em que se exige uma alta eficiência de remoção de nutrientes. Destaca-se que esse cenário tende a melhorar nos próximos anos, pois assim como ocorreu com as membranas de osmose reversa anteriormente, o custo de capital para instalação de um BRM pode ser reduzido consideravelmente em função da padronização dos produtos utilizados.

Estes fatores, aliados à implementação de padrões de lançamento de efluentes cada vez mais restritivos em diversos países, impulsionaram consideravelmente a utilização de BRM. De acordo com Judd (2016), já existem BRM instalados em mais de 200 países, e um crescimento anual desta tecnologia de cerca de 15% no mercado global tem sido regularmente relatado. Ainda de acordo com

este autor, o valor de mercado atual dos BRM já ultrapassa US\$ 1,2 bilhões, e possui projeção de alcançar US\$ 3 bilhões já em 2019.

No Brasil, entretanto, esta tecnologia ainda é considerada emergente, com poucas aplicações em escala real. Atualmente, pode se destacar a ETE Capivari II, instalada no município de Campinas, que emprega a tecnologia de BRM para tratar esgoto sanitário. A referida ETE, operada pela Sociedade de Abastecimento de Água e Saneamento (SANASA), foi concebida para tratar uma vazão total de 360 L/s, sendo o primeiro BRM em escala real da América Latina empregado para o tratamento de esgoto sanitário (PAGOTTO et al., 2014). Ainda no estado de São Paulo, se destaca também o projeto Aquapolo, voltado à produção de água de reúso para indústria petroquímica da região do ABC paulista. O projeto em questão, classificado entre os dez maiores empreendimentos do gênero no mundo, emprega a tecnologia de BRM associado a membranas de osmose reversa para gerar uma vazão de água de reúso equivalente ao consumo de 600 mil habitantes, economizando, assim, água potável que pode ser destinada à população (KULLMANN et al., 2011).

4.3.2.3.2 Principais configurações

Atualmente existem duas configurações básicas de BRM comerciais, cuja diferença é a posição do módulo no sistema: acoplado externamente ou submerso no próprio tanque reacional (Figura 4.25). Nos BRM com módulo externo, o líquido reacional do biorreator é bombeado ao módulo de membranas, que por sua vez promove a separação em duas linhas: a do permeado, que é removida, e a de concentrado, que retorna ao biorreator (METCALF & EDDY, 2014). Entretanto, a necessidade de recirculação implica em um alto gasto energético que acaba restringindo a utilização deste modelo de biorreator a sistemas de pequeno a médio porte (JUDD; JUDD, 2011).

Já nos BRM com módulo submerso, a retirada do efluente tratado ocorre por meio da diferença de pressão entre o lado do permeado e o da solução, enquanto as partículas (com tamanho maior do que os poros da membrana) são retidas no interior do sistema (METCALF & EDDY, 2014). Cabe destacar que como não é necessária a recirculação o consumo de energia nessas condições é bastante reduzido, o que tem motivado seu uso preferencial para aplicação em unidades de tratamento de efluentes.

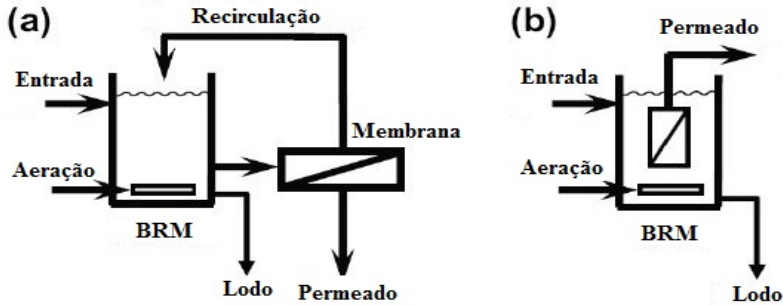


Figura 4.25 – Configurações básicas para biorreatores a membranas
Fonte: adaptado de JUDD e JUDD (2011)

Com relação ao módulo de membrana utilizado nos BRM submersos, este geralmente fica restrito aos de fibra oca (*hollow fiber*) e de placa plana (*flate sheet membrane*) (Figura 4.26). Tais módulos podem ser equipados com membranas de microfiltração (MF) ou de ultrafiltração (UF), as quais diferem entre si pelo tamanho médio dos poros: enquanto os poros das membranas de MF têm tamanho médio entre 0,1 e 1,0 μm , as membranas de UF são mais restritivas, com poros de tamanho variando entre 0,01 e 0,1 μm (HAI; YAMAMOTO; LEE, 2014). Cabe destacar que, apesar do aumento da eficiência com a utilização das membranas de UF, o consumo de energia também pode ser mais elevado, em função da necessidade da aplicação de uma maior pressão para realizar a filtração.

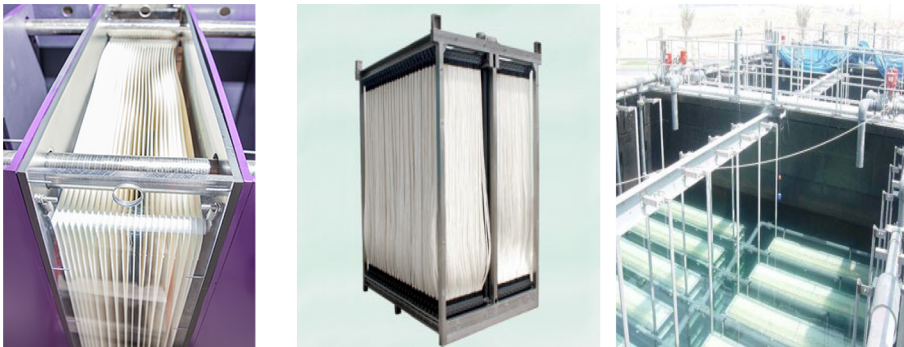


Figura 4.26 – Módulos de membranas: a) planas, b) fibra oca e c) no reator
Fonte: <http://www.thembrsite.com> (2018)

4.3.2.3.3 Diretrizes para projeto

Colmatação das membranas

O termo colmatação ou incrustação pode ser definido como a acumulação de substâncias sobre a superfície e/ou dentro dos poros da membrana, o que pode provocar a redução no fluxo de permeado quando em regime de pressão constante, ou o aumento da pressão transmembrana (PTM) quando em regime de fluxo constante (JUDD; JUDD, 2011).

Esse fenômeno interfere diretamente em diversos aspectos relativos ao desempenho do sistema, tais como: produtividade da membrana, vida útil das membranas, requisitos de aeração, frequência de limpezas físicas e químicas, dentre outros, podendo elevar consideravelmente os custos operacionais de um BRM (MANNINA; COSENZA, 2013). Desse modo, a colmatação tem sido considerada o principal obstáculo para difundir globalmente a utilização de biorreatores a membrana (MENG et al., 2009; DREWS, 2010; LIN et al., 2014; MENG et al., 2017).

Do ponto de vista operacional, a colmatação é comumente classificada em reversível e irreversível. A colmatação reversível é causada principalmente pela deposição de flocos do lodo sobre a superfície da membrana de modo a formar o *cake* ou torta. Esse tipo de colmatação pode ser parcialmente removido por métodos de limpeza física, como retrolavagem ou períodos de relaxamento da membrana (GUO; NGO; LI, 2012). A colmatação irreversível, por outro lado, é causada pela adsorção de compostos inorgânicos e de matéria orgânica dissolvida nos poros da membrana, além de uma parcela da torta que não pode ser removida por processos físicos; este tipo de incrustação é persistente e em geral só pode ser removida por métodos de limpeza química (JUDD; JUDD, 2011).

É geralmente aceito que a incrustação é resultado dos fenômenos de adsorção, bloqueio dos poros, formação de torta e polarização da concentração (LE-CLECH; CHEN; FANE, 2006). A polarização da concentração é definida como a acumulação de solutos ou de partículas em uma camada líquida fina adjacente à superfície da membrana. Esse acúmulo leva a camada de líquido à estagnação ao longo do tempo, obstruindo os poros e produzindo uma queda no fluxo do permeado, caracterizando assim o primeiro estágio do aparecimento da colmatação (JUDD; JUDD, 2011). A formação da torta, por sua vez, é causada pela

deposição de partículas e formação de um biofilme na superfície da membrana, o qual passa, após a formação da primeira camada, a atuar como uma membrana adicional. Essa “segunda membrana” atua positivamente aumentando a seletividade do sistema, entretanto faz com seja necessário um aumento na PTM para que o fluxo seja mantido constante.

Segundo Le-Clech, Chen e Fane (2006), a colmatção é influenciada, sobretudo, por quatro fatores: material da membrana, características do licor misto, características do efluente e condições operacionais adotadas. Quanto às características da membrana, o tamanho de poro e o material de fabricação, que condiciona a hidrofobicidade da membrana, são apontados como os principais agentes reguladores da colmatção. Com relação às condições operacionais, o tempo de retenção celular (θ_c), o tempo de detenção hidráulica (TDH), a taxa de aeração e o fluxo de permeação aplicado são considerados os parâmetros mais significativos (DREWS, 2010). Já no que concerne às características do licor misto e do efluente, a concentração de sólidos suspensos totais (SST), a relação alimento/microrganismo (A/M), a viscosidade e, principalmente, a concentração de substâncias poliméricas extracelulares (SPE ou, em inglês, EPS) e produtos microbianos solúveis (PMS ou SMP no inglês) são apontados como de maior importância, devido à sua elevada influência sobre os fenômenos de colmatção (PARK; CHANG; LEE, 2015).

Tempo de detenção hidráulica (TDH)

No que diz respeito à remoção de matéria orgânica e nutrientes no tratamento de esgotos sanitários, os BRM podem operar com variados TDH sem causar grandes prejuízos à eficiência do processo. Por outro lado, sabe-se que o TDH tem um impacto significativo nas propriedades do licor misto, uma vez que este parâmetro determina a carga orgânica volumétrica (COV) e, por consequência, a relação alimento/microrganismo (A/M) no reator. De maneira geral, a literatura aponta que quanto menor o TDH, maior é a produção de SPE e a liberação de PMS pelos microrganismos, o que afeta diretamente o processo de colmatção (DREWS, 2010; LIN et al., 2014; MENG et al., 2017). Entretanto, apesar do efeito adverso à colmatção, buscando uma maior produtividade do sistema, geralmente os BRM em escala real têm sido operados com baixos TDH, variando entre 2 a 5 h (PARK; CHANG; LEE, 2015).

Idade do lodo (θ_c)

A idade de lodo aplicada em BRM também é considerada um importante parâmetro operacional. Conforme anteriormente mencionado, os BRM podem ser operados com elevadas idades de lodo, entretanto, sabe-se que a operação com θ_c superior a 80 dias pode induzir um aumento expressivo da viscosidade, dificultando a transferência de oxigênio na massa líquida e o processo de filtração (KRAUME; DREWS, 2010). Por outro lado, idades de lodo muito baixas favorecem a produção de SPE, de PMS e podem prejudicar o processo de floculação do licor misto, o que também contribui para a ocorrência do processo de colmatção (VAN DEN BROECK et al., 2012; ISMA et al., 2014; PARK; CHANG; LEE, 2015). Dessa forma, Meng et al. (2009) sugerem idade de lodo para operação de BRM entre 20 e 50 dias.

Taxa de aeração da membrana (TAM)

Em BRM, o sistema de aeração é importante tanto para o fornecimento de oxigênio aos microrganismos quanto para a minimização do processo de colmatção das membranas. Assim, um parâmetro bastante importante a ser considerado no projeto é a taxa de aeração na membrana (TAM), a qual leva em consideração a vazão de ar aplicada pela área do módulo de membranas ($\text{m}^3/\text{m}^2.\text{h}$) ou pelo volume de permeado produzido (m^3 de ar/ m^3 de permeado) (MIYOSHI et al., 2015). Cabe destacar, também, que o sistema de aeração é responsável por 50% a 80% da energia total requerida em um BRM. Dessa forma, a fim de controlar a colmatção e promover a correta oxigenação da suspensão biológica a um custo energético mínimo, estudos recentes têm apontado para utilização de TAM inferiores a $1,0 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{h}$ (PARK; CHANG; LEE, 2015).

Fluxo de permeado (J_c)

O fluxo de permeado é calculado dividindo-se a vazão de permeado (Q) pela área da membrana (A), sendo geralmente expresso em $\text{L}/\text{m}^2.\text{h}$. Segundo Hai, Yamamoto e Lee (2014), os BRM submersos em escala real são geralmente operados com fluxos de permeado variando entre 15,0 e 35,0 $\text{L}/\text{m}^2.\text{h}$. Entretanto, cabe destacar que o fluxo a ser empregado em cada sistema depende de alguns fatores, como as características da membrana e a composição do material a ser filtrado. Nesse contexto, cabe destacar o conceito de fluxo crítico, considerado um dos parâmetros mais importantes na operação de BRM. Tal parâmetro consiste no maior valor de fluxo permeado em que não se observa

uma diminuição considerável do fluxo (ou aumento da PTM) ao longo do tempo (FIELD et al., 1995).

De maneira geral, acima do fluxo crítico a colmatação ocorre mais facilmente, pois nessa condição existe uma maior tendência de arraste das partículas durante a permeação, fazendo com que elas se depositem mais rapidamente sobre a superfície da membrana e impedindo que as condições hidrodinâmicas evitem a formação da torta (VAN DER MAREL et al., 2009). Dessa forma, a determinação do fluxo crítico anteriormente ao início da operação do sistema é de suma importância, pois fornece o subsídio necessário para definição do máximo valor de fluxo a ser empregado durante a operação do BRM.

4.3.2.3.4 Exemplo de pré-dimensionamento

Destaca-se que o dimensionamento do sistema de tratamento biológico de um BRM segue os mesmos princípios dos LAC, o qual pode ser encontrado na literatura especializada, e, portanto, não será abordado no presente capítulo. Entretanto, conforme anteriormente mencionado, deve-se lembrar que o BRM possui algumas particularidades – como a possibilidade de operação com reduzido TDH e elevada idade do lodo, o que permite uma redução expressiva no volume do reator –, que devem ser consideradas nos cálculos de dimensionamento.

Já o dimensionamento do sistema de filtração de um BRM consiste basicamente na determinação do fluxo de operação, do número de módulos de membrana e do requisito de aeração para o controle da colmatação. De maneira geral, é desejável empregar o máximo fluxo de operação possível, a fim de reduzir a área de membrana necessária ao sistema. Entretanto, sabe-se que elevados valores de fluxo podem resultar numa operação instável, em função da ocorrência do processo de colmatação. Assim, conforme anteriormente mencionado, o primeiro passo para determinação do fluxo de operação é a realização do ensaio de fluxo crítico, o qual fornecerá o subsídio necessário para escolha do fluxo máximo a ser empregado.

Sabe-se também que a pressão transmembrana é diretamente relacionada ao fluxo aplicado. Portanto, o dimensionamento do sistema de filtração, além de considerar o fluxo crítico, deve também considerar o fator de pico (proporção do fluxo de pico para o fluxo médio diário), além do tempo de pausa devido ao ciclo de filtração/relaxamento e de filtração/limpeza, de acordo com a Equação 4.33

$$J = \frac{J_c \cdot T_f \cdot T_o}{F_p} \quad (\text{Eq. 4.33})$$

Onde:

J: fluxo de operação (L/m². h)

J_c: fluxo crítico (L/m². h)

T_f: taxa de filtração = (tempo de filtração) / (tempo filtração + tempo de relaxamento)

T_o: taxa de operação = (tempo de operação) / (tempo de operação + tempo de limpeza)

F_p: fator de pico = (fluxo no horário de pico) / (fluxo médio diário)

O número de módulos de membrana pode ser determinado com base na vazão média diária, no fluxo de operação e na área de membrana por módulo, de acordo com a Equação 4.34.

$$\text{Número de módulos} = \frac{Q_m}{J \cdot A_m} \quad (\text{Eq. 4.34})$$

Onde:

Q_m: vazão média diária (L/h)

J: fluxo de operação (L/m². h)

A_m: área de membrana por módulo (m²)

Cabe destacar que se o fator de pico (F_p) for superior a 1,5 é altamente recomendável instalar um tanque de equalização de fluxo anterior ao BRM, uma vez que tal condição implicaria em um aumento considerável do número de módulos necessário ao sistema.

Com relação ao cálculo da vazão de ar (Q_{ar}) necessária para o controle da colmatação das membranas, devem ser consideradas: a área total das membranas, a taxa de aeração (TAM) (geralmente indicada pelo fabricante) e, nos casos em que a aeração for intermitente, o intervalo em que ela ficará ligada/desligada, de acordo com a Equação 4.35

$$Q_{ar} = TAM \cdot A_m \cdot Nm \frac{\text{tempo ligada}}{\text{tempo ligada} + \text{tempo desligada}} \quad (\text{Eq. 4.35})$$

Onde:

Qar: vazão de ar (m^3/min)

TAM: taxa de aeração da membrana ($\text{m}^3/\text{m}^2.\text{h}$)

Am: área de membrana por módulo (m^2)

Nm: número de módulos

Por fim, é importante ressaltar que os módulos de membrana podem ficar inseridos (submersos) dentro do tanque de aeração do sistema ou em um tanque em separado (tanque de filtração) mas com as membranas submersas. Esta última configuração tem sido mais utilizada, uma vez que o volume do tanque de filtração é bastante reduzido, permitindo que uma maior turbulência seja obtida aplicando-se a mesma taxa de aeração, o que permite um controle mais eficaz da colmatação.

Exemplo de pré-dimensionamento

Dados:

- Variante escolhida: Biorreator a membrana aeróbio submerso operando em regime contínuo
- População contribuinte: P = 1.000 hab
- Concentração média de DBO afluente = 450 mg/L
- Concentração média de DQO afluente = 900 mg/L
- Concentração média de NTK afluente = 70 mgN/L
- Temperatura do esgoto: T = 25 °C (média do mês mais frio)
- Vazão média de esgoto sanitário: $Q_{\text{méd}} = 121 \text{ m}^3/\text{dia}$
- Vazão máxima horária de esgoto sanitário: $Q_{\text{máx. horária}} = 217,2 \text{ m}^3/\text{dia}$

Dimensionamento:

- Carga de DBO = $121,2 \times 450 \times 10^{-3} = 54,54 \text{ kg}/\text{dia}$

- Razão A/M adotada: 0,12 kg DBO/kg SSV.dia (idade do lodo $\theta_c \sim 40$ dias)

- Cálculo do volume do tanque de aeração para SSVTA (X_V) = 10,0 kg/ m^3 :

$$V_{\text{TA}} = \frac{54,54}{0,12 \times 10,0} = 45,45 \text{ m}^3 \text{ (Para } H_U = 4,5 \text{ m, } A_S = 10 \text{ m}^2 \text{ e } V_U = 45 \text{ m}^3)$$

- Necessidade de oxigênio para os processos biológicos (N_{O_2}):

Demanda carbonácea = 1,5 (adotado) x Carga de DBO = $1,5 \times 54,54 = 81,81 \text{ kg O}_2/\text{dia}$

Demanda para a Nitrificação = 4,57 (adotado em função da esteq. da reação de nitrificação) x N_{disp}

$$N_{\text{disp}} = \text{NTK}_{\text{afluente}} - 0,1 \times \Delta X_V - Q_{\text{méd}} \times \text{N-Amoniaca}_{\text{efluente}}$$

$$\text{Carga de NTK} = 121,2 \times 0,07 = 8,5 \text{ kg N/dia}$$

$$\Delta X_V = \frac{V_{TA} \times X_V}{R_S} = \frac{45 \times 10,0}{40} = 11,25 \text{ kg SSV/dia}$$

$$\text{N-Amoniaca}_{\text{efluente}} = 0,2 \text{ mg/L (adotado)}$$

$$- N_{\text{disp}} = 8,5 - 0,1 \times 11,25 - 121,2 \times 0,0002 = 8,5 - 1,125 - 0,024 = 7,35 \text{ kg N/dia}$$

$$- \text{Demanda para a nitrificação} = 4,57 \times 7,35 = 33,6 \text{ kg O}_2/\text{dia}$$

$$- \text{Demanda total de oxigênio} = N_{\text{O}_2} = 81,8 + 33,6 = 115,4 \text{ kg O}_2/\text{dia}$$

$$- \text{Acréscimo de 40\% para o período de pico: } N_{\text{O}_2} = 1,4 \times 115,4 = 161,56 \text{ kg O}_2/\text{dia}$$

$$- \text{Capacidade de Transferência de Oxigênio do Sistema de Aeração}$$

Será utilizado sistema de aeração com difusores de membrana flexível e bolhas finas.

$$\eta = \eta_0 \times \lambda$$

Em que:

$$\eta_0: \eta_{\text{O},m} \times H_u = \text{capacidade de transferência de oxigênio de teste}$$

$$H_u: \text{altura do líquido no tanque reator } (H_u = 4,5 \text{ m})$$

$\eta_{\text{O},m} \approx 5\%$ por metro de profundidade, para vazão de ar até 50 NL/min por domo difusor flexível de bolha fina de 235 mm

$\lambda =$ coeficiente de correção para condições de campo

$$\lambda = \alpha \frac{(\beta C_{\text{sw}} - C_L) 1,024^{T-20}}{9,17}$$

coeficientes: $\alpha = 0,7$; $\beta = 0,95$; $C_{\text{sw}} = 7,7 \text{ mg/L } (T = 25^\circ\text{C})$; $C_L = 1,5 \text{ mg/L}$

$$\lambda = 0,7 \frac{(0,95 \times 7,7 - 1,5) 1,024^{25-20}}{9,17} \rightarrow \lambda = 0,51$$

$\eta_{\text{O},m} \approx 0,51 \times 0,05 = 0,026$ ou 2,6% por metro de altura. Para $H_u = 4,5 \text{ m}$, $\eta_{\text{O},m} = 2,6 \times 4,5 = 12\%$.

$N_{O_2} = 161,56 \text{ kgO}_2/\text{dia} = 6,7 \text{ kg O}_2/\text{h}$. Em campo: $6,5 / 0,12 = 55,8 \text{ kg O}_2/\text{h}$, ou $55,8/0,232 = 240 \text{ kg}_{Ar}/\text{h}$ (23,2% de O_2 no ar), ou $240 / 1,2 = 200 \text{ Nm}^3 \text{ ar/h} = 3,3 \text{ Nm}^3 \text{ ar/minuto}$.

- Determinação do fluxo de filtração empregado

O primeiro passo para determinação do fluxo de operação é a realização do ensaio de fluxo crítico, o qual fornecerá o subsídio necessário para escolha do fluxo máximo a ser empregado. Cabe destacar que o fluxo crítico é particular em cada sistema, pois depende das características do módulo de membranas, das condições operacionais adotadas e das características do licor misto. Sabe-se também que, a pressão transmembrana é diretamente relacionada ao fluxo aplicado. Portanto, o dimensionamento do sistema de filtração, além de considerar o fluxo crítico, deve também considerar o fator de pico (proporção do fluxo de pico para o fluxo médio diário), além do tempo de pausa devido ao ciclo de filtração/relaxamento e de filtração/limpeza:

$$J = \frac{J_c \times T_f \times T_o}{F_p} \quad (\text{Eq. 4.36})$$

Onde:

J: fluxo de operação ($L/m^2 \cdot h^1$)

Jc: fluxo crítico ($L/m^2 \cdot h^1$) (adotado = $25,0 L/m^2 \cdot h^1$)

Tf: taxa de filtração = (tempo de filtração) / (tempo filtração + tempo de relaxamento) (adotado = 9 min de filtração/1 min relaxamento)

To: taxa de operação = (tempo de operação) / (tempo de operação + tempo de limpeza) (adotado = 6,5 dias de operação/0,5 dias de limpeza)

Fp: fator de pico = (vazão máxima horária) / (vazão média diária)

$$J = \frac{25,0 \times 0,9 \times 0,93}{1,79} = 11,7 L/m^2 \cdot h^1$$

Entretanto, destaca-se que, se o fator de pico (Fp) for superior a 1,5, é altamente recomendável instalar um tanque de equalização de fluxo anterior ao BRM, uma vez que tal condição implicaria em um aumento considerável do número de módulos necessário ao sistema. Assim, considerando a vazão de entrada estável, o fluxo empregado seria:

$$J = 25,0 \times 0,9 \times 0,93 = 20,9 L/m^2 \cdot h^1$$

- Número de módulos

O número de módulos de membrana necessário pode ser determinado com base na vazão média diária, no fluxo de operação e na área de membrana por módulo. O módulo escolhido para o cálculo foi de fibra oca com tamanho médio de poro de 0,02 μm , área filtrante total de 51,1 m^2 e volume total de 0,05 m^3 (Zeeweed 1000 – Suez®).

Considerando a utilização do tanque de equalização:

$$\text{Número de módulos} = \frac{Q_m}{J \cdot A_m} \quad (\text{Eq. 4.37})$$

Q_m : vazão média diária (L/h)

J : fluxo de operação ($\text{L}/\text{m}^2 \cdot \text{h}^1$)

A_m : área de membrana por módulo (m^2).

$$\text{Número de módulos} = \frac{5050}{20,9 \times 51,1} = 5 \text{ módulos}$$

- Tanque de filtração

É importante ressaltar que os módulos de membrana submersa podem ficar inseridos dentro do tanque de aeração do sistema ou em um tanque em separado (tanque de filtração). Esta última configuração tem sido mais utilizada, uma vez que o volume do tanque de filtração é bastante reduzido, permitindo que uma maior turbulência seja obtida, aplicando-se a mesma taxa de aeração, o que permite um controle mais eficaz da colmatação.

A fim de estimar o volume necessário para o tanque de filtração (VTF), leva-se em consideração o volume ocupado por cada módulo:

$$V_{TF} = V_{\text{módulo}} \times \text{Número de módulos} = 0,685 \times 0,691 \times 0,107 \times 5 = 0,25 \text{ m}^3$$

Entretanto, a fim de possibilitar um espaçamento entre os módulos, optou-se pela utilização de um tanque de filtração com volume total de 1,0 m^3 (1,0 x 1,0 x 1,0 m).

- Demanda de aeração para o controle da colmatação das membranas

Com relação ao cálculo da vazão de ar necessária para o controle da colmatação das membranas, devem ser consideradas: a área total das membranas, a taxa de aeração (TAM) e o intervalo em que ela ficará ligada/desligada:

$$Q_{ar} = TAM \cdot Am \cdot Nm \frac{\text{tempo ligada}}{\text{tempo ligada} + \text{tempo desligada}} \quad (\text{Eq. 4.38})$$

Onde:

Q_{ar} : vazão de ar ($\text{m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$)

TAM: taxa de aeração da membrana ($\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$) = $1,0 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ (adotada)

Am: área de membrana por módulo (m^2)

Nm: número de módulos

$Q_{ar} = 1,0 \times 51,1 \times 5 \cdot 9 / (9+1) = 230 \text{ m}^3 \text{ ar/h}$, ou $230 / 1,2 = 192 \text{ Nm}^3 \text{ ar/h} = 3,2 \text{ Nm}^3 \text{ ar/}$
minuto.

- Tempo de detenção hidráulica do sistema

$$TDH = \frac{V_{reator} + V_{TM}}{J \times Nm \times Am} \quad (\text{Eq. 4.39})$$

Onde:

J: fluxo de operação ($\text{L}/\text{m}^2 \cdot \text{h}^{-1}$)

V_{TM} : volume do tanque de membranas (L)

Nm: número de módulos

Am: área de membrana por módulo (m^2)

$$TDH = \frac{45000 + 1000}{20,9 \times 51,1 \times 5} = 8,6 \text{ h}$$

i) Idade do lodo

Em BRM, devido à barreira física imposta pelas membranas, a perda de sólidos com o efluente final é desprezível. Esta é uma vantagem significativa desses sistemas, uma vez que a idade de lodo pode ser controlada de forma independente do tempo de detenção hidráulica. Para o controle da idade do lodo realiza-se descartes diários de um volume pré-estabelecido de licor misto do tanque de aeração:

$$\theta_c = \frac{v_{sistema}}{v_{descarte}} \quad (\text{Eq. 4.40})$$

Onde:

θ_c : idade do lodo (dias)

$v_{biorreator}$: volume total do sistema (m^3)

$v_{descarte}$: volume de descarte do lodo (m^3)

Vazão de descarte do lodo ativado em excesso

$$v_{descarte} = \frac{46}{40} = 1,15 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Quantidade de sólidos descartada por dia

$$\Delta x = v_{descarte} \times X = 1,15 \times 10,0 = 11,5 \text{ kgSST/dia}$$

Onde:

Δx : quantidade de sólidos descartada por dia (kg SST/dia)

X: teor de SST no reator (Kg/m³)

Coefficiente de produção celular (Y)

$$Y = \Delta x / X = 11,5 / 54,54 = 0,21 \text{ kg SST/kg DBO.dia}$$

4.3.2.3.5 Aspectos relacionados à construção, operação e manutenção

Considerando que o processo de colmatação é o principal fator complicador durante a operação de um BRM e que o mesmo não pode ser evitado, é evidente a necessidade de aplicação de métodos de minimização, além de procedimentos periódicos de limpeza da membrana.

De acordo com Drews (2010), existem duas técnicas principais aplicadas com eficiência para o controle da colmatação durante a operação de BRM: a retro-lavagem (bombeamento de permeado ou água no sentido contrário à filtração) e o relaxamento da membrana (períodos em que a filtração é interrompida, permitindo o arraste dos sólidos da superfície da membrana pelas bolhas de ar provenientes do sistema de aeração). Ambos os procedimentos têm por objetivo minimizar a formação da torta na superfície da membrana e permitem alcançar uma operação mais estável no BRM; entretanto, nos sistemas com membrana submersa, a segunda técnica mencionada tem sido mais utilizada em função do menor gasto energético. Judd e Judd (2011) comentam, ainda, que os parâmetros operacionais empregados no BRM auxiliam diretamente no controle da colmatação; taxas de aeração elevadas, por exemplo, resultam na remoção de grande parte da matéria orgânica aderida na superfície da membrana, enquanto a operação com baixo fluxo de permeado implica numa menor atração de sólidos para a superfície da membrana, o que retarda a formação da torta.

Quando os métodos de controle da colmatção supracitados não são capazes de restituir o fluxo ou a PTM a um nível aceitável, caracterizando a incrustação irreversível, faz-se necessária a aplicação de métodos de limpeza química. Diferentes produtos químicos podem ser utilizados para esse fim, respeitando as condições impostas pelo fabricante, tais como soluções básicas (hidróxido de sódio), soluções ácidas (clorídrico, sulfúrico, cítrico e oxálico) e oxidantes (hipoclorito e peróxido de hidrogênio), os quais atuarão de formas distintas na remoção da colmatção. Tais produtos agem quebrando as ligações formadas entre a superfície da membrana e os incrustantes por meio de mudanças drásticas do pH, e uma restauração completa do fluxo inicial da membrana pode geralmente ser atingida quando altos gradientes de concentração dos agentes químicos são utilizados, tais como NaOH 0,1% e cloro livre a 100 mg/L. Porém, cabe ressaltar que a realização de limpezas químicas deve ser evitada sempre que possível, uma vez que tal procedimento eleva o custo operacional, além de acarretar na geração de diversos resíduos tóxicos durante o processo. Adicionalmente, sabe-se que mesmo os agentes químicos recomendados pelos fabricantes podem reagir com a superfície da membrana, reduzindo a sua vida útil.

Entretanto, em alguns casos, nem mesmo o procedimento de limpeza química da membrana é capaz de restituir o fluxo ou a PTM à condição original. Este comportamento é agravado ao longo do tempo de operação, devido à acumulação de compostos na superfície e/ou dentro dos poros da membrana, podendo acarretar em uma perda considerável na produtividade do sistema ou aumento expressivo do gasto energético. Neste caso, a substituição do módulo de membranas deve ser considerada. Cabe lembrar que, dependendo da frequência de limpezas químicas e do modo de operação, a vida útil das membranas pode atingir até 10 anos (JUDD, 2017).

Por fim, destaca-se que as membranas usualmente empregadas em BRM são bastante suscetíveis ao rompimento devido a choques físicos, exigindo cuidados durante seu manuseio e operação. Nesse contexto, o monitoramento da turbidez no permeado é recomendado durante a operação do BRM, uma vez que elevados valores de tal parâmetro podem ser um indicativo do rompimento da membrana, o que acarretaria na necessidade de substituição.

4.3.2.3.6 Contribuições da RENTED

Experiência da UFSC

Na presente seção são apresentados os modelos de BRM estudados ao longo dos últimos 12 anos no Laboratório de Reúso de Águas (LaRA) do Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), incluindo as pesquisas desenvolvidas no âmbito da RENTED. A análise em questão tem como objetivo principal apresentar as vantagens e limitações observadas em cada sistema.

Biorreator a membrana convencional (BRM)

Este modelo de reator deu início às pesquisas nessa linha no LaRA e foi abordado em diversos estudos. De maneira geral, o sistema era composto por um único tanque contendo membranas de fibra oca submersas. Verificou-se que o BRM era bastante estável quanto à colmatção da membrana, especialmente quando operado com fluxo de permeado inferior a 10 L/m².h. Com relação à eficiência do tratamento, verificou-se que as remoções de DQO e de nitrogênio amoniacal também eram satisfatórias, atingindo valores superiores a 85%. Observou-se, ainda, em função da elevada seletividade da membrana, que o sistema era bastante eficiente quanto à remoção de turbidez e coliformes totais. Entretanto, cabe destacar que a remoção de fósforo e de nitrogênio total era limitada neste sistema devido à ausência de etapas anóxicas e anaeróbias que permitissem a remoção biológica destes nutrientes.

Biorreator a membrana em batelada sequencial (BRMBS)

Este modelo de BRM é bastante interessante, pois permite a realização de etapas aeróbias, anóxicas e anaeróbias em um único tanque, reduzindo expressivamente a área necessária ao sistema. Nos estudos realizados, verificou-se que este modo de operação permite alcançar elevada eficiência de remoção de nitrogênio total e matéria orgânica. Entretanto, observou-se que a remoção de fósforo é influenciada pela sazonalidade, sendo que maiores eficiências foram observadas nos meses mais frios. Destaca-se, ainda, que a eficiência de remoção de fósforo pode ser maximizada com a inclusão de uma etapa de pré-aeração ao longo do ciclo, anterior à etapa de filtração. Verificou-se, também, que aproximadamente 40 dias é a idade de lodo indicada para operação do sistema de modo a atingir elevada eficiência de remoção de poluentes e maior estabilidade quanto à colmatção. Observou-se ainda que a adição de auxiliares de

filtração, como o cloreto férrico (FeCl_3) e o *Membrane performance enhancer*[®] (MPE), permitem aumentar a capacidade de remoção de fósforo, além de melhorar a filtrabilidade do licor misto e, assim, retardar o processo de colmatação da membrana.

Biorreator a membrana em batelada sequencial com material suporte (BRMBS-MS)

A inclusão do material suporte possibilita um aumento na remoção de nitrogênio total, devido à existência de microzonas anóxicas que permitem a ocorrência do processo de nitrificação e desnitrificação simultâneas (SND) durante a etapa aeróbia. Cabe destacar que tal configuração também contribui para redução da colmatação, uma vez que a concentração de PMS é reduzida nesse tipo de reator; além disso, a presença do material suporte permite a existência de flocos maiores, os quais têm menor interação com a superfície da membrana.

Eletrobiorreator a membrana (e-BRM)

O diferencial deste sistema é a aplicação de uma corrente elétrica de baixa tensão entre dois eletrodos metálicos inseridos dentro no licor misto de um BRM. Tal configuração possibilita a ocorrência de processos eletrocínéticos, tais como: a eletrocoagulação, a eletro-osmose e a eletro-oxidação. Estes processos, por sua vez, resultam em um aumento considerável na filtrabilidade do licor misto e, conseqüentemente, em redução da colmatação. Além disso, possibilitam a remoção de fósforo via precipitação, em função das reações químicas com os íons metálicos liberados no meio. Cabe destacar, entretanto, que a aplicação da corrente elétrica resulta em um aumento de cerca de 20% no custo operacional. Além disso, a concentração de metais no lodo a ser descartada também é elevada.

4.3.2.4 Filtros Biológicos Percoladores (FBP)

4.3.2.4.1 Descrição

A utilização de filtros biológicos percoladores (FBP) para o tratamento de esgoto doméstico advém do final do século XIX, sendo a primeira aplicação no Brasil registrada em 1910 (JORDÃO; PESSÔA, 2014). Os FBP são reatores aeróbios não submersos, de biomassa aderida, que podem empregar diversos tipos de meio suporte como mecanismo para o estabelecimento do biofilme. Em síntese, o efluente é aplicado sobre o topo do meio suporte, percolando até os

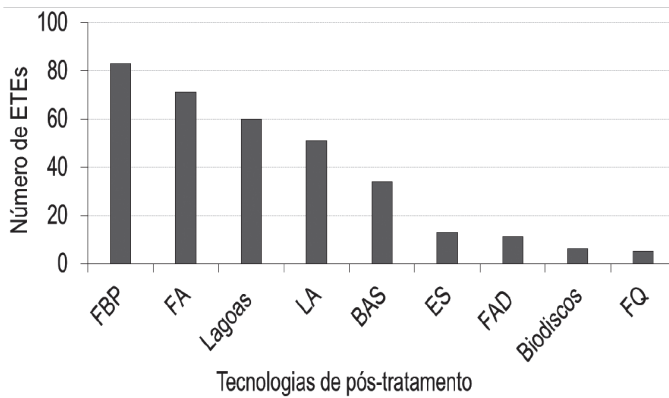
drenos de fundo. O escoamento do líquido pelo material de enchimento permite o crescimento de microrganismos (biofilme) que atuam no consumo da matéria orgânica e N-amoniacal, por exemplo. Uma das grandes vantagens dos FBP reside na não necessidade de aeração mecanizada, sendo que os requisitos de oxigênio são tipicamente atendidos a partir da circulação natural do ar (convecção) pelo interior do reator.

Os principais componentes de um FBP estão associados ao meio suporte, ao sistema de distribuição do efluente e ao sistema de drenagem de fundo. Estes aspectos encontram-se detalhadamente descritos em importantes livros-texto (JORDÃO; PESSÔA, 2014; METCALF & EDDY, 2016), sendo que o presente item aborda especificamente a possibilidade de utilização de meios suporte de retenção intersticial de biomassa, objetivando a melhoria de desempenho e a simplificação operacional de FBP aplicados a sistemas descentralizados de tratamento de esgoto.

Em sua concepção inicial, os FBP foram projetados para operarem pós-decantadores primários. Todavia, especialmente a partir dos esforços empreendidos no âmbito do Programa de Pesquisas em Saneamento Básico – PROSAB, os FBP começaram a ser sistematicamente investigados para o pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios (GONÇALVES et al., 2001). De fato, em sistemas descentralizados, normalmente a tecnologia de tratamento anaeróbio se constitui em peça chave (LETTINGA et al., 2001). Tal rota de tratamento encontra-se consolidada no Brasil, notadamente com a aplicação de reatores UASB. Não obstante, em geral o tratamento complementar para o atendimento a padrões de qualidade (p.ex.: lançamento e reúso) é necessário (CHERNICHARO, 2016). Neste caso, os sistemas UASB seguido por FBP são uma importante alternativa para o tratamento simplificado do esgoto doméstico.

Reconhecidamente, o tratamento de efluentes domésticos em processos anaeróbios e aeróbios em série explora as vantagens individuais destes sistemas, garantindo eficiência econômica (KASSAB et al., 2010). É importante destacar que ao longo dos últimos 15 anos os FBP têm se consolidado como uma das principais alternativas de pós-tratamento de efluentes de reatores UASB no Brasil. Em análise de aproximadamente 333 sistemas UASB+pós-tratamento nas regiões sul, sudeste e centro-oeste do Brasil, cerca de 25% das ETE inventariadas utilizavam FBP em seu fluxograma de tratamento (CHERNICHARO et al., 2017) (Figura 4.27). Observar que Chernicharo et al. (2017) analisaram con-

juntamente filtro biológico aerado de leito submerso (FAS) e biofiltro aerado submerso (BAS), sendo que, como o BAS predomina nos sistemas avaliados, apenas ele foi selecionado para constar na legenda da Figura 4.27. Certamente, a simplicidade e estabilidade operacional têm corroborado para a popularidade dos FBP.



Legenda:

FBP: Filtro biológico percolador. FA: Filtro anaeróbio. Lagoas: Lagoas de polimento. LA: Lodos ativados. BAS: Biofiltro aerado submerso. ES: Escoamento superficial. FAD: Flotação por ar dissolvido. FQ: Físico-químico

Figura 4.27 – Tecnologias mais utilizadas para pós-tratamento de efluentes de reatores UASB no Brasil

Fonte: Chernicharo et al. (2017)

4.3.2.4.2 Principais configurações e recentes avanços

O fluxograma típico de aplicação de FBP pós-reatores UASB contempla ainda a presença de uma etapa de decantação secundária (Figura 4.28). A biomassa que cresce aderida aos meios suporte convencionalmente utilizados (brita nº 4-5, aparas de conduítes cortadas ou anéis plásticos) tende a se desalojar continuamente à medida que cresce. Este efeito ocorre em função de uma conjugação de fatores, principalmente associados a: i) incremento da tensão de cisalhamento, ocasionada pela diminuição dos espaços para passagem do líquido entre os vazios do meio suporte; e ii) geração de zonas inativas no biofilme devido ao seu crescimento. Logo, o desprendimento da biomassa tende a elevar a concentração de sólidos no efluente do FBP, demandando a inserção de uma etapa de decantação secundária. Neste caso, o lodo aeróbio retido nos decantadores secundários precisa retornar ao reator anaeróbio para digestão

e adensamento antes de seguir para as etapas de desidratação e destinação final. Este é um aspecto de grande relevância, visto a necessidade de um rigoroso controle da massa de lodo no reator UASB em operações de retorno do lodo aeróbio (CHERNICHARO et al., 2014).

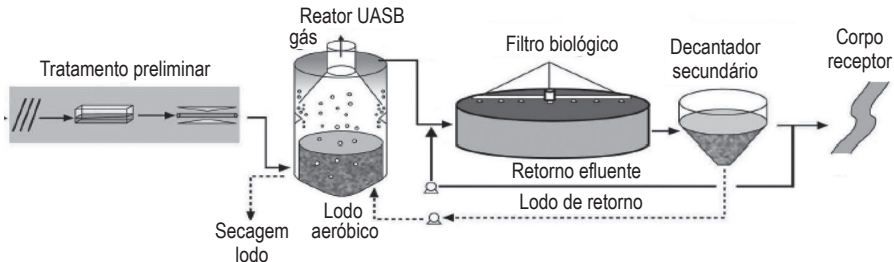


Figura 4.28 – Fluxograma típico do sistema UASB/FBP

Fonte: von Sperling (2014)

Entretanto, a operação de FBP sem a etapa de decantação secundária tem se mostrado uma importante alternativa para a simplificação de sistemas UASB/FBP (SILVA; GONÇALVES, 2005; PONTES; CHERNICHARO, 2006; ALMEIDA et al., 2011; CHERNICHARO; ALMEIDA, 2011), o que potencializa o uso da tecnologia no caso de ETE descentralizadas ou de menor porte. A maior simplicidade operacional advém basicamente da não necessidade do gerenciamento do lodo aeróbio no fluxograma da estação de tratamento de esgotos (Figura 4.29).

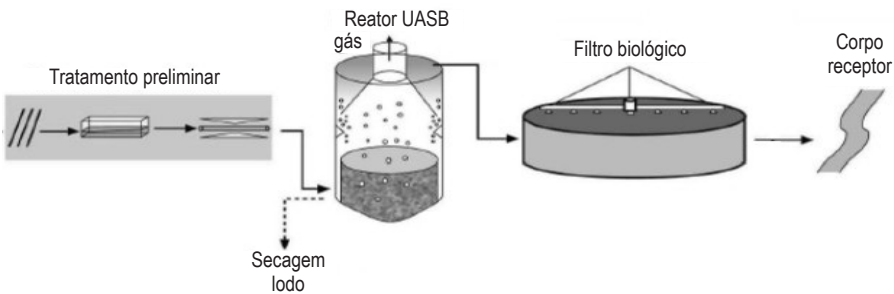


Figura 4.29 – Fluxograma simplificado do sistema UASB/FBP, sem a etapa de decantação secundária

Fonte: von Sperling (2014)

Cabe ainda ressaltar que as condições operacionais requeridas para a operação de sistemas UASB/FBP sem decantadores secundários assemelham-se às condições requeridas para a nitrificação nos FBP, notadamente pela aplicação

de reduzidas cargas orgânicas volumétricas (ALMEIDA et al., 2009, 2011). Neste caso, a possibilidade de eliminação do decantador secundário deve implicar em um redirecionamento de investimentos para a construção de maiores volumes reacionais de FBP e/ou aquisição de meios suportes com maior potencial de retenção da biomassa (por exemplo, meios suporte baseados em espuma de poliuretano).

Uma interessante alternativa é a configuração compacta do sistema UASB/FBP sem a etapa de decantação secundária. Esta possibilidade é apresentada no item 4.3.2.4.3.

Utilização de diferentes tipos de meio suporte em FBP

O tipo ideal de meio suporte para FBP é aquele que possua uma elevada área específica, baixo custo, elevada durabilidade e porosidade suficiente para minimizar o efeito de colmatção, bem como garantir uma boa circulação de ar (METCALF & EDDY, 2016). Nota-se, entretanto, que para aplicação de baixas cargas orgânicas volumétricas (inferiores a 1,0 kg DBO/m³.dia), o uso de meios suporte com maior área específica (p. ex: escória de alto-forno, anéis plásticos randômicos, 'Cross-flow', Rotopack[®]) não garante melhorias de desempenho (METCALF & EDDY, 2016; ALMEIDA, 2012). Este aspecto pode estar relacionado ao menor aproveitamento da área superficial visto a deficiência do molhamento efetivo do volume reacional. Neste caso, estratégias de recirculação seriam necessárias para o incremento das taxas de aplicação superficial.

A melhoria de desempenho de FBP a partir de meios suporte ainda é incipiente no Brasil, tendo em vista a relação custo-benefício da pedra britada e padrões legais mais flexíveis para o lançamento de matéria orgânica carbonácea e nitrogenada em corpos hídricos. No entanto, outros tipos de meios suporte podem contribuir para o aprimoramento do sistema UASB/FBP, em termos de simplicidade operacional e melhoria da qualidade do efluente.

A busca por meios suporte alternativos à pedra britada (50 a 100 mm) remonta a algumas limitações de FBP que empregam tal enchimento, a saber: i) sob condições de elevada carga orgânica aplicada, o crescimento do biofilme pode colmatar os interstícios do meio, causando colapso operacional; ii) baixa porosidade do volume reacional; iii) elevado peso específico da brita, culminando na necessidade de robustez estrutural do fundo falso que a sustenta. As duas primeiras restrições acarretam em redução da circulação de ar e, consequen-

temente, do suprimento de oxigênio à biomassa (DAVIS, 2010). Adicionalmente, ao passo que a granulometria do material utilizado é um aspecto de suma importância, a efetividade de seu controle depende de uma boa fiscalização de obra, de modo a evitar a colmatção do FBP e a consequente perda de sólidos no efluente ou o colapso operacional do sistema.

Uma alternativa promissora para a melhoria de desempenho de FBP tem sido o uso de espumas de poliuretano como meio suporte (KASSAB et al., 2010). Em síntese, as vantagens estão associadas à possibilidade de retenção de maior quantidade de biomassa, maior idade do lodo e maior TDH (TANDUKAR et al., 2005; TAWFIK et al., 2006). O desenvolvimento de meio suporte baseado em espuma de poliuretano no âmbito do grupo de pesquisas em tratamento de águas residuárias do DESA/UFGM iniciou-se em 2007, considerando as experiências com o sistema DHS (*Downflow Hanging Sponge*). A sequência de evoluções culminou no atual desenvolvimento e fabricação de protótipo em linha industrial. Este, por sua vez, é basicamente constituído por lâminas de espuma de poliuretano confinadas em estrutura plástica autoportante em polipropileno (PP) (Figura 4.30). A finalidade da estrutura plástica é garantir a integridade estrutural do meio suporte, visando ainda reduzir os custos com concreto armado associados aos volumes reacionais de FBP.

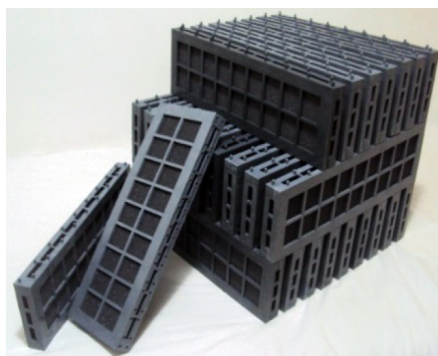


Figura 4.30 – Meio suporte baseado em espuma de poliuretano (*em fase de transferência de tecnologia*)

Fonte: Bressani-Ribeiro (2015)

O elevado tempo de percolação (≈ 2 h) e idade do lodo (> 100 d) são os principais aspectos associados à potencialidade de meios suporte de retenção intersticial, notadamente as espumas de poliuretano, em garantir incrementos expressivos quanto à remoção de matéria orgânica e N-amoniaco em sistemas de pós-trata-

mento de efluentes anaeróbios. O mecanismo de retenção intersticial, ao passo que corrobora para a elevada idade do lodo no sistema, favorece os processos de lise/hidrólise que proporcionam a redução de sólidos suspensos no efluente final. Nesse sentido, o primeiro passo na sequência de degradação da matéria orgânica é a adsorção, seguida pela hidrólise e difusão do substrato na superfície e interior dos poros da espuma de poliuretano (TAWFIK et al., 2010). Logo, o coeficiente de produção de sólidos tem sido reportado como similar à produção de lodo excedente em reatores anaeróbios (ALMEIDA, 2012; ONODERA et al., 2013). Uemura et al. (2012) reportaram o desenvolvimento de biofilme no interior dos poros e sobre a superfície da espuma de poliuretano, criando uma longa teia alimentar que está associada à menor produção de lodo no sistema.

As condições ambientais impostas pela utilização de FBP de taxa intermediária (Tabela 4.17), preenchidos com meio suporte de retenção intersticial de biomassa, propiciam o desenvolvimento de microrganismos oligotróficos, de crescimento lento e com estrutura celular complexa (MAC CONELL et al., 2015). A seleção ecológica ao longo da altura do FBP é basicamente induzida pelo notável consumo de substratos orgânicos nos compartimentos superiores do sistema (elevadas relações A/M), o que permite o desenvolvimento de microrganismos nitrificantes à medida que a atividade heterotrófica é reduzida, ao longo dos compartimentos intermediários e inferiores do filtro.

4.3.2.4.3 Diretrizes para projeto

Principais critérios de projeto consolidados para FBP com meio suporte de retenção intersticial: cargas orgânicas volumétricas (COV), taxas de aplicação hidráulica superficial (q_s) e altura do meio suporte

Notadamente, os principais parâmetros de projeto que interferem na remoção simultânea de matéria orgânica e nitrogênio amoniacal em FBP são a carga orgânica volumétrica (COV) e a taxa de aplicação hidráulica superficial (q_s). A COV, em particular, guarda estreita relação com a transferência de massa (substratos) para o biofilme. Em condições de maior disponibilidade de componentes orgânicos, a espessura do biofilme eleva-se devido ao crescimento de microrganismos heterótrofos, influenciando na disponibilidade de oxigênio para aqueles que realizam a nitrificação (STENQUIST, 1974).

Em síntese, os FBP podem ser categorizados conforme expresso na Tabela 4.17. Ressalta-se que tal classificação, consolidada em numerosos relatos da literatura, é baseada na experiência de operação de FBP pós-decantadores primários.

Tabela 4.17 – Classificação de FBP em função de características típicas de projeto e operação

Condições operacionais e características	Baixa taxa	Taxa intermediária	Alta Taxa	
Meio suporte	Pedra	Pedra	Pedra	Plástico
q_S (m ³ /m ² .dia)	1 – 4	4 – 10	10 – 40	10 – 75
COV (kg DBO/m ³ .dia)	0,07 – 0,22	0,24 – 0,48	0,4 – 2,4	0,6 – 3,2
Razão de recirculação ^a	0	0 – 1	1 – 2	1 – 2
Desprendimento do biofilme (<i>Sloughing</i>)	Intermitente	Intermitente	Contínuo	Contínuo
Profundidade (m)	1,8 – 2,5	1,8 – 2,5	0,9 – 3,0	3,0 – 12,2
Presença de moscas	Considerável	Médio	Pouco	Pouco
Remoção de DBO (%) <i>Efluente de decantador primário</i>	80 – 90	50 – 80	50 – 90	60 – 90
Remoção de DBO (%) ^b <i>Efluente de reator UASB</i>	55	-	45 – 65	-
Remoção de NH ₄ ⁺ -N	Intensa	Parcial	Parcial	Variável

Fonte: adaptado de Metcalf & Eddy (2003); Jordão e Pessoa (2014); Davis (2010); Almeida (2012).

^a Usualmente não adotada para FBPs pós-reactores UASB, visto que a concentração de DBO efluente desses reatores é tipicamente inferior a 100 mg/L.

^b Eficiências obtidas a partir de Nascimento (2001), Aisse (2002) e Frade (2003).

Observa-se que as condições operacionais impostas ao FBP devem levar em consideração o meio suporte utilizado, uma vez que o desempenho de tais unidades depende sobremaneira da combinação adequada entre o material de enchimento utilizado e as q_S e COV aplicadas. Sob esta perspectiva, as cargas hidráulicas são importantes principalmente para o efetivo molhamento do meio suporte e controle da espessura do biofilme, via tensão de cisalhamento (fenômeno de *sloughing*), ao passo que as cargas orgânicas são importantes no controle de taxas metabólicas, a exemplo da conversão da matéria orgânica carbonácea e nitrogenada (METCALF & EDDY, 2016).

Grande parcela das experiências reportadas na literatura refere-se à operação de FBP como unidades de pós-tratamento de efluentes de decantadores primários, com relação DBO/NH₄⁺-N em torno de 6,5 (WEF, 2000). Em se tratando de efluentes de reatores UASB, que obtém maior remoção de matéria orgânica (especialmente frações solúveis de DBO) comparativamente aos decantadores

primários, as relações $\text{DBO}/\text{NH}_4^+-\text{N}$ são da ordem de 2,0 (BRESSANI-RIBEIRO, 2015), o que pode favorecer o processo autotrófico de nitrificação.

Em um esforço de apresentar alguns parâmetros e critérios para o pré-dimensionamento de FBP aplicados ao pós-tratamento de efluentes anaeróbios, Gonçalves et al. (2001) apresentaram recomendações acerca das $q_{\text{Smédia}}$ (15 a $18 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{dia}$), $\text{COV}_{\text{média}}$ ($0,5$ a $1,0 \text{ kg DBO}/\text{m}^3\cdot\text{dia}$) e altura ($2,0$ a $3,0 \text{ m}$) para FBP com meio suporte de pedra britada. Todavia, para tais condições (FBP entre taxa intermediária e alta), espera-se somente uma remoção satisfatória de matéria orgânica e eventual ou nenhuma remoção de N-amoniacal.

A recente atualização da NBR 12.209 (ABNT, 2011) prevê como possibilidade de meios suporte para FBP: (i) a pedra britada; (ii) o seixo rolado; ou (iii) materiais plásticos. Neste caso, a adoção de outro material (p. ex: espumas de poliuretano) deve ser tecnicamente justificada, incluindo os parâmetros e critérios de projeto adotados. Adicionalmente, a possibilidade de operação sem a etapa de decantação secundária figura na referida norma técnica, todavia devendo ser criteriosamente justificada.

Os principais resultados e critérios de dimensionamento apresentados neste item para FBP pós-reactores UASB, preenchidos com espuma de poliuretano e sem decantadores secundários, advém da condução de pesquisas em escala de demonstração executadas pelo DESA/UFMG desde 2007, incluindo aquelas desenvolvidas no âmbito da RENTED. Na Figura 4.31 é possível verificar um exemplo de sistema compacto UASB/FBP. O reator UASB ao centro da imagem (volume útil = $16,8 \text{ m}^3$) está acoplado a duas unidades de FBP, operadas em paralelo. Este sistema compacto foi dimensionado para um equivalente populacional de aproximadamente 400 habitantes (demanda de área de aproximadamente $0,03 \text{ m}^2/\text{hab}$).

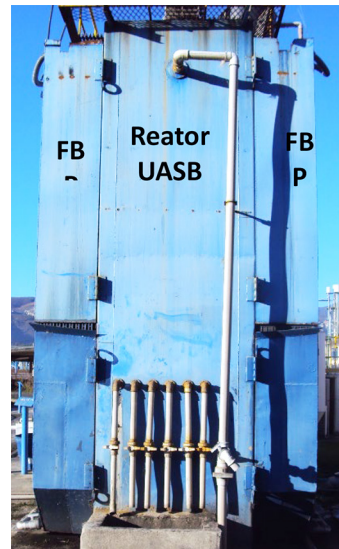


Figura 4.31 – Sistema compacto UASB/FBP

(EP \approx 400 hab.)

Fonte: Bressani-Ribeiro (2015)

É possível afirmar que COV da ordem de $0,25 \text{ kg DBO/m}^3 \cdot \text{dia}$ conduzem a eficiências de remoção de N-amoniaco superiores a 50%, considerando a utilização de meios suporte baseados em espuma de poliuretano (BRESSANI-RIBEIRO, 2015). Considerando que a configuração geométrica do meio suporte conduz a um preenchimento típico do volume reacional do FBP de aproximadamente 40%, esta COV efetivamente representa $0,63 \text{ kg DBO/m}^3_{\text{espuma}} \cdot \text{dia}$. Para tais cargas orgânicas aplicadas, a uma q_S entre $10\text{-}12 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$, Almeida (2012) identificou que o uso de espumas de poliuretano em FBP conduziu a níveis de confiabilidade da ordem de 95 a 99% para o atendimento dos padrões de qualidade de 100 mg SST/L e $20 \text{ mgNH}_4^+ \cdot \text{N/L}$, reforçando a potencialidade de simplificação do fluxograma operacional associada à remoção da etapa de decantação secundária. Em contrapartida, ressalta-se que sistemas operados sob q_S superiores a $15 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$ tendem a apresentar resultados insatisfatórios quanto ao atendimento ao padrão de lançamento de efluentes em termos de SST, provavelmente em virtude do incremento do fenômeno de *sloughing*.

De forma geral, as maiores taxas de remoção volumétrica de N-amoniaco parecem estar associadas a menores q_S (entre $10,0$ e $12,0 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$). A justificativa reside no fato de que cargas hidráulicas elevadas tendem a intensificar a perda de frações volumétricas do biofilme devido a intensificação das tensões de cisalhamento (VAN LOOSDRECHT et al., 1995).

De acordo com a NBR 12.209 (ABNT, 2011), não há critérios definidos para altura quando se preenche o volume reacional de FBP com tipologias de meio suporte diferentes da brita ou material plástico, havendo, entretanto, a necessidade de apresentação de justificativa técnica. Para FBP preenchidos com espuma de poliuretano pós-reatores UASB, sem a etapa de decantação secundária, objetivando a remoção conjunta de matéria orgânica e N-amoniaco, recomenda-se uma profundidade de meio suporte igual ou superior a $3,0 \text{ m}$ (CHERNICHARO; ALMEIDA, 2011). Estas diretrizes vão ao encontro dos resultados de caracterização de microrganismos associados ao ciclo do nitrogênio em porções inferiores de FBP utilizando espumas de poliuretano (MAC CONELL et al., 2015).

Síntese dos critérios e parâmetros de projeto

Na Tabela 4.18 é apresentada uma síntese dos principais critérios e parâmetros que norteiam o projeto de FBP preenchidos com espuma de poliuretano pós-reatores UASB e sem a etapa de decantação secundária. Sob tais condi-

ções, espera-se obter aproximadamente as seguintes eficiências globais (sistema UASB/FBP) de remoção: 88-97% de DBO, 80-87% de DQO, 78-91% de SST e 70-90% de NH_4^+ -N.

Tabela 4.18 – Cargas orgânicas volumétricas e taxas de aplicação superficial recomendadas para o projeto de FBP baseados em espuma de poliuretano, sem a etapa de decantação secundária

Critério/parâmetro de projeto	Faixa de valores recomendada	
	$Q_{\text{méd}}$	$Q_{\text{máx.díaria}}$
Taxa de aplicação superficial ($\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$)	6-11	13-15
Carga orgânica volumétrica (kg DBO/ $\text{m}^3.\text{dia}$) ^a	0,2-0,3	0,2-0,3
Carga orgânica volumétrica (kg DQO/ $\text{m}^3.\text{dia}$)	0,4-0,6	0,4-0,6
Altura do meio suporte (m)	3,0-4,0	3,0-4,0

^a Considerando o preenchimento típico de 40% do volume reacional pelo meio suporte baseado em espuma de poliuretano, as COV recomendadas variam entre 0,5-0,75 kg DBO/ $\text{m}^3_{\text{espuma.dia}}$

Requisitos de oxigênio e mecanismos de ventilação

Uma importante consideração sobre o requerimento de oxigênio em FBP associa-se à utilização de ventilação natural. Nestas condições, o mecanismo fundamental é a diferença de temperatura entre a atmosfera externa ao reator e o líquido que percola no meio suporte (METCALF & EDDY, 2016). Em situações de gradiente de temperatura positivo entre o ar externo e o efluente do FBP, o fluxo de ar será ascendente, configurando-se uma condição desfavorável à transferência de massa, visto a menor pressão parcial de oxigênio na região de maior demanda (topo do FBP). Todavia, Vieira (2013), avaliando as diferenças de taxa de transferência de oxigênio (TTO) entre FBP de laterais abertas e fechadas, observou que os gradientes de temperatura podem estar mais associados à indicação do sentido do fluxo de ar do que necessariamente à capacidade de aeração do meio interno. Complementarmente, os FBP de laterais fechadas tendem a propiciar tais gradientes térmicos e de pressão parcial, importantes para a renovação do ar interno (mecanismo de convecção), o que contribui para a efetiva transferência de OD ao seio líquido.

Ressalta-se que a efetiva transferência de oxigênio para filtros biológicos percoladores ainda é pouco explorada (METCALF & EDDY, 2016; VASEL; SCHROBILTGEN, 1991), sendo empíricos os critérios para dimensionamento. As experiências com FBP preenchidos com meio suporte autoportante de espuma de

poliuretano indicam ser suficiente a garantia de aberturas no fundo do filtro cuja área seja equivalente a aproximadamente 5% da área superficial do FBP.

Exemplo de pré-dimensionamento

Dados:

Neste tópico é apresentado um exemplo de pré-dimensionamento de um FBP pós-reator UASB utilizando meio suporte baseado em espuma de poliuretano, sem a etapa de decantação secundária. Neste caso, somente as etapas de gerenciamento do lodo anaeróbio (desidratação e destinação final) são consideradas. Os critérios e exemplo de pré-dimensionamento de reatores UASB, incluindo as etapas de gerenciamento de lodo, podem ser verificados em Chernicharo (2016). Os dados associados às características quali-quantitativas do esgoto sanitário são os mesmos reportados no item 4.3.2.1.4. Em vista da etapa de tratamento anaeróbio em reator UASB, os seguintes dados foram considerados:

- Eficiência esperada de remoção de DBO no reator UASB: 70%
- Concentração média de DBO afluente ao FBP: 135 mg/L

Dimensionamento:

a) Carga orgânica volumétrica (COV) adotada

Como discutido ao longo deste item 4.3.2.3, adotou-se uma COV = 0,25 kg DBO/m³.dia (0,63 kg DBO/m³_{espuma}.dia), objetivando a remoção conjunta de matéria orgânica e N-amoniacoal ao longo do volume reacional.

b) Cálculo do volume do reator (V_{reator})

$$V = \frac{Q_{\text{med}} \times S_0}{C_v} = \frac{120 \text{ m}^3 / \text{d} \times 0,135 \text{ kg DBO} / \text{m}^3}{0,25 \text{ kg DBO} / \text{m}^3 \cdot \text{d}} = 64,8 \text{ m}^3$$

c) Cálculo do volume de meio suporte (V_{espuma})

$$V_{\text{espuma}} = V_{\text{reator}} \times R_{\text{vespuma} / \text{Vreator}} = 64,8 \text{ m}^3 \times 0,4 = 26 \text{ m}^3$$

Em que:

$R_{\text{vespuma} / \text{Vreator}}$: razão entre o volume de espuma e o volume do reator (tipicamente 40% para a configuração de meio suporte adotada)

d) Determinação da altura do meio suporte

A altura adotada para o meio suporte foi de 4,0 m.

e) Cálculo da área superficial (A)

$$A = \frac{V}{H} = \frac{64,8m^3}{4,0m} = 16,2 m^2$$

f) Verificação da taxa de aplicação superficial (q_s)

$$q_s = \frac{Q_{méd}}{A} = \frac{120m^3/d}{16,2m^2} = 7,4 m^3 / m^2.d$$

$$q_s = \frac{Q_{máx.diária}}{A} = \frac{217,2m^3/d}{16,2m^2} = 13,4 m^3 / m^2.d$$

g) Geometria do FBP

Uma alternativa interessante seria adotar o sistema compacto UASB/FBP, o qual pode ser confeccionado (em fibra de vidro, por exemplo) em seção circular ou retangular. Considerando-se um reator UASB projetado para um TDH de 8 horas e altura de 4 metros (cálculos não apresentados), a sua seção em planta poderia ser de 4,0 × 2,5m. Neste caso, poderiam ser adotados dois FBP em paralelo (4,0 × 2,0 m), perfazendo a área total requerida. Um arranjo esquemático desta configuração é apresentado na Figura 4.32.

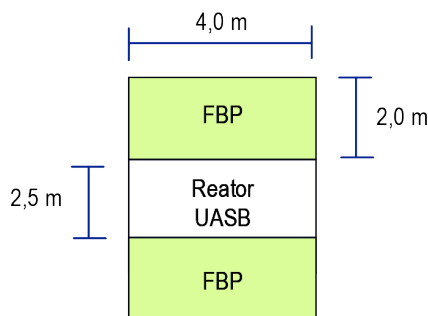


Figura 4.32 – Arranjo esquemático de sistema compacto UASB/FBP para EP = 1.000 habitantes

4.3.2.4.4 Aspectos relacionados à construção, operação e manutenção

Uma das principais vantagens associadas à utilização de FBP com meio suporte baseado em espumas de poliuretano é a possibilidade de eliminação da etapa de decantação secundária, a depender das condições operacionais impostas. Os decantadores secundários podem representar até 50% dos custos envolvidos na implantação de sistemas UASB/FBP (CHERNICHARO; ALMEIDA, 2011). Adicionalmente, o fato do meio suporte desenvolvido ser autoportante permite a eliminação da laje intermediária de fundo e estruturas robustas de concreto armado para a contenção do material de enchimento. Parte dos recursos associados a tais simplificações pode ser empregada na amortização dos custos de aquisição do meio suporte baseado em espumas de poliuretano.

A alimentação destes FBP pode ser realizada através de distribuidores fixos ou móveis. Nos primeiros, pode haver dificuldade na uniformidade da carga hidráulica sobre a superfície do FBP, todavia, em filtros de menor dimensão, este problema pode ser minimizado. Em vista do meio suporte autoportante de espuma de poliuretano induzir a uma configuração de FBP em seção retangular, a utilização de distribuidores móveis do tipo braços rotatórios deve ser adaptada.

No fluxograma UASB/FBP sem decantador secundário, a produção de lodo de excesso é exclusiva do reator anaeróbio, o qual já se encontra estabilizado, cabendo apenas a etapa de desidratação. Tal aspecto amplia a aplicabilidade de sistemas UASB/FBP no caso de sistemas descentralizados de tratamento de esgoto, bem como a possibilidade de operação com leitos de secagem, em vista do menor volume de lodo a ser desaguado.

Considerando a possibilidade de nitrificação com a aplicação de menores cargas orgânicas aos FBP, pode-se inferir que o requerimento de energia (kWh/m³_{esgoto tratado}) é consideravelmente inferior em comparação com os demais processos aeróbios que empregam aeração forçada. Neste contexto, Tandukar et al. (2007) observaram que a demanda energética associada ao processo de lodo ativado com aeração prolongada (6,35 kWh/kg DBO_{removida}) pode ser praticamente eliminada no caso da utilização de FBP com espuma de poliuretano. Tais resultados ressaltam a potencialidade da tecnologia para a redução de demandas energéticas, sem perdas significativas de desempenho.

Portanto, as simplificações em termos de projeto e gerenciamento do lodo, bem como a redução da demanda de energia para a remoção de matéria orgânica

e N-amoniacoal, podem ser importantes aspectos para a ampliação do uso de sistemas UASB/FBP sem decantadores secundários. Tais quesitos podem ser ainda mais relevantes no caso de sistemas descentralizados, principalmente quando a demanda de área é um importante fator.

4.3.2.4.5 Considerações finais

Os sistemas UASB seguidos por FBP preenchidos com espuma de poliuretano são capazes de promover, sem a presença da etapa de decantação secundária, o atendimento consistente a padrões de lançamento de matéria orgânica (60 mg DBO/L) e N-amoniacoal (20 mgNH₄⁺-N/L) sob cargas orgânicas volumétricas de até 0,3 kg DBO/m³.dia (0,75 kg DBO/m³_{espuma}.dia) e taxas de aplicação superficiais preferencialmente até 11 m³/m².dia.

Estas condições operacionais ideais para a operação sem a etapa de decantação secundária são adequadas ao estabelecimento consistente do processo de nitrificação. Podem ser esperadas as seguintes eficiências globais de remoção: 88-97% DBO, 80-87% DQO, 78-91% SST e 70-90% NH₄⁺-N. A demanda típica de área da configuração compacta do sistema UASB/FBP (0,03 m²/hab.), atrelada ao consumo energético reduzido (eventualmente nulo) e a simplicidade operacional são aspectos que reforçam a aplicabilidade da tecnologia para sistemas descentralizados. Adicionalmente, a possibilidade de utilização do biogás produzido no reator UASB nas imediações da ETE, para fins de aquecimento de água ou higienização do lodo anaeróbio, por exemplo, pode representar um importante atrativo.

Embora o potencial de sistemas UASB/FBP tenha sido consolidado por estudos em escala de laboratório e plena (população equivalente 30-1.000.000 habitantes), a aplicação de meios suporte autoportantes baseados em espuma de poliuretano ainda é limitada pela necessidade de estruturação da produção industrial em âmbito nacional.

4.3.2.5 Filtros Aerados

4.3.2.5.1 Descrição

O filtro aerado compõe o conjunto de alternativas para tratamento de esgoto por processo aeróbio com biomassa aderida. Difere do filtro biológico percolador (FBP) principalmente por trabalhar afogado e receber aeração artificial. Diversos tipos de material de enchimento podem ser empregados e algumas

configurações são possíveis. O fluxo de esgoto pode ser ascendente ou descendente, enquanto a entrada de ar se dá pelo fundo do reator. Nos reatores com biomassa aderida, ocorre a penetração do substrato solúvel e do oxigênio dissolvido em direção ao interior da película, onde se processam as reações de oxidação de matéria orgânica e, dependendo das condições, também de nitrogênio amoniacal. Os subprodutos das reações bioquímicas – gás carbônico, água e sais minerais – são lançados em contracorrente.

À medida que os compostos orgânicos são consumidos, ocorre o crescimento celular, levando à tendência de aumento de espessura do biofilme. Por outro lado, com o aumento da espessura, os microrganismos estabelecidos na parte mais interna do biofilme (isto é, mais próxima à superfície do material de enchimento) tendem a, por insuficiência de oxigênio ou de matéria orgânica, perder a propriedade de aderência e se descolarem do biofilme, fazendo com que o efluente seja caracterizado por possuir concentração de sólidos em suspensão relativamente elevada. Para melhorar a qualidade do esgoto tratado, estes sólidos devem ser separados, o que normalmente é feito mediante o emprego de decantador secundário ou por lavagens periódicas para controle de espessura do biofilme. Neste caso, o controle da espessura do biofilme pode ser feito mediante sobrecarga hidráulica com esgoto tratado ou sobreaeração. A quantidade de lodo produzido é elevada, fato característico de processos aeróbios. O lodo removido deve ser encaminhado para reator anaeróbio para sofrer estabilização bioquímica complementar.

No caso do emprego de decantador secundário, o filtro aerado pode operar com retorno de lodo, caracterizando o funcionamento como reator híbrido, isto é, com cultivo simultâneo de biomassa em suspensão e aderida. Este recurso pode ser decisivo, por exemplo, para aumentar a capacidade de um sistema que necessita de expansão com restrição de área suplementar. Por outro lado, como atualmente há disponibilidade de materiais de enchimento com área superficial específica bastante elevada, o uso de retorno de lodo deve ser avaliado em termos de significância, pois a contribuição com biomassa em suspensão poderá ser pouco significativa, não justificando o aumento da complexidade de operação do processo de tratamento.

Para dificultar a ocorrência de obstrução do filtro aerado, problema operacional que pode ser considerado gravíssimo, a Norma Brasileira NBR 12.209/11 da ABNT recomenda que esta etapa de tratamento seja precedida de remoção de

sólidos grosseiros e areia, além de decantação primária ou outra forma de remoção de sólidos sedimentáveis.

4.3.2.5.2 Principais configurações

Os filtros aerados são usualmente projetados nas duas modalidades: filtro biológico aerado de leito submerso (FAS) e biofiltro aerado submerso (BAS). A diferença é que no FAS a separação de sólidos é feita em decantador secundário (Figura 4.33), podendo-se recorrer ou não ao uso simultâneo do retorno de lodo para o cultivo também de biomassa em suspensão (Figura 4.44). Já no BAS (Figura 4.45), quando o biofilme tende a aumentar de espessura excessivamente, aumentando a perda de sólidos com o efluente, a operação normal é interrompida, procedendo-se à lavagem. Vale observar que em todas as modalidades de filtro aerado a operação sem separação de sólidos em decantadores secundários ou sistemas de lavagem, embora possível nos casos de menor nível de restrição para o lançamento no corpo receptor, resulta em perda de eficiência significativa. Destaca-se também que o modo operacional diferenciado das alternativas leva ao emprego de materiais de enchimento diferentes entre filtros aerados submersos e biofiltros aerados submersos. No meio técnico, e algumas vezes até no meio científico, as duas modalidades são misturadas, causando assim uma grande confusão de terminologia e concepção.

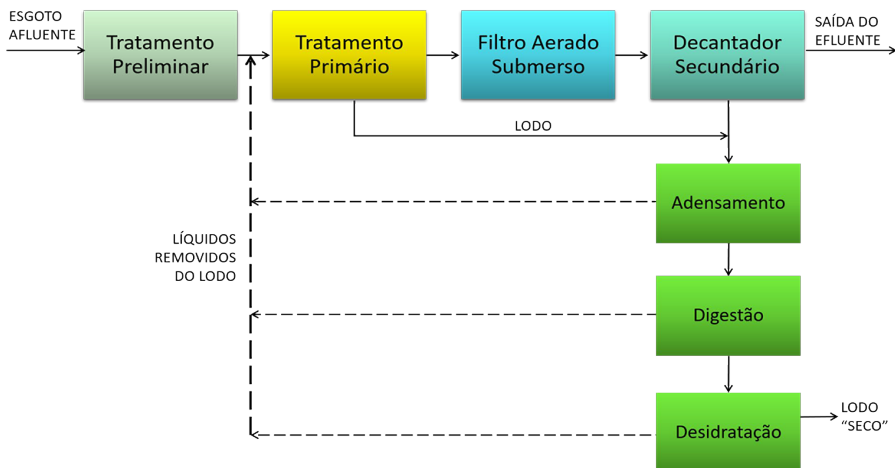


Figura 4.33 – Filtro biológico aerado de leito submerso (FAS) com decantador secundário e sem retorno de lodo

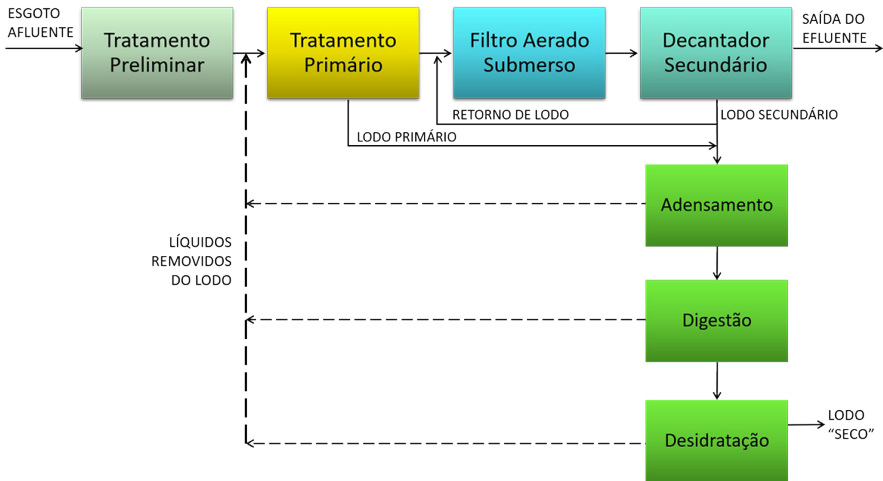


Figura 4.34 – Filtro biológico aerado de leito submerso (FAS) com decantador secundário e com retorno de lodo

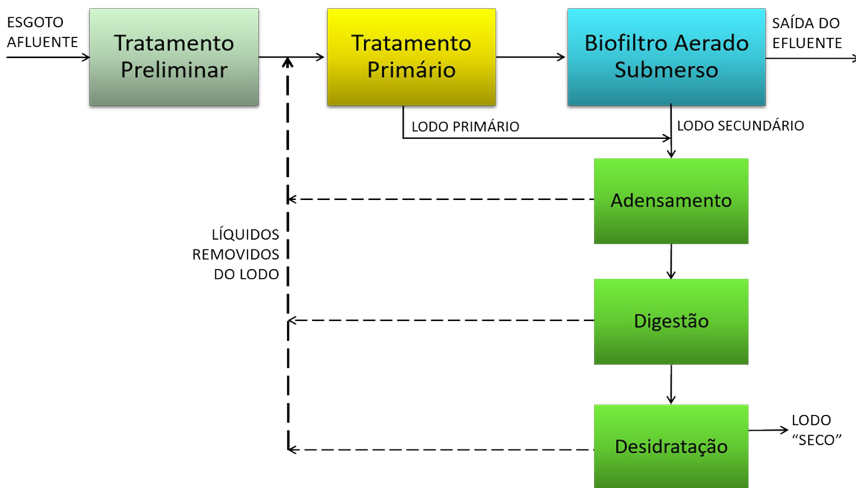


Figura 4.35 – Biofiltro aerado submerso (BAS)

No caso do emprego de reator anaeróbio do tipo UASB substituindo o decantador primário, é possível o envio do lodo aeróbio em excesso para digestão no próprio UASB, dispensando-se a necessidade de implantação de digestor específico para lodo. Contudo, esta operação deve ser bem administrada: não

se deve deixar que a altura do manto de lodo concentrado no UASB ultrapasse a 2,0 m de altura a partir do fundo e o envio de lodo aeróbio em excesso para o UASB deve ser distribuído, principalmente durante as horas noturnas de baixa vazão de esgoto.

4.3.2.5.3 Diretrizes para projeto

Os FAS mais antigos, que surgiram por evolução de filtros percoladores, foram preenchidos com pedra britada nº 4. É o material de enchimento mais barato, com boa margem em relação aos alternativos, apesar da elevação do custo para realização de trabalho complementar à britagem para a eliminação de pedras com faces planas. Além disso, a brita nº 4, dentre os materiais alternativos, é o que possui menor área superficial específica, de 50 a 70 m²/m³, disponibilizando menor área para formação de biofilme por unidade de volume de reator. Resulta ainda em menor volume de vazios (ocupa cerca de 50% do volume útil do filtro, enquanto que os materiais plásticos ocupam cerca de 5%) e em maior massa específica aparente, ou seja, o peso sobre a estrutura é maior. Este conjunto de propriedades desfavoráveis leva à necessidade de implantação de unidades de maior volume útil e que exigem obras mais onerosas, fundações e estrutura superior em concreto armado.

A evolução do material de enchimento orientou-se para o emprego de material de enchimento randômico, principalmente anéis plásticos com área superficial específica de cerca de 80-120 m²/m³. Vários outros materiais de enchimento vêm sendo testados em diversos países, incluindo o Brasil, onde o emprego de conduíte cortado, com área superficial específica da ordem de 150 m²/m³, tem sido utilizado com boas propriedades técnicas. Observa-se atualmente tendência para o emprego de módulos plásticos estruturados do tipo *cross-flow*, que pode ser montado na própria obra e que possui área superficial específica entre 120 e 250 m²/m³. Deve-se observar, no entanto, que módulos com área superficial específica tão alta quanto 250 m²/m³ são estruturas muito fechadas, mais sujeitas à obstrução e que, portanto, devem ser usados preferencialmente como tratamento terciário. Como tratamento secundário, são usados módulos com área superficial específica entre 120 e 150 m²/m³.

Para o BAS, por sua vez, de acordo com a NBR 12.209/11 da ABNT, o material de enchimento deve possuir área superficial específica superior a 350 m²/m³. Em sua evolução, aparecem minerais, como carvão granular e xisto expandido,

bem como sintéticos, como anéis de polipropileno, bolas de poliestireno e espuma de poliuretano.

A aeração será feita por tubos perfurados, com saídas laterais e horizontais de ar, ou por difusores de bolha grossa, sempre mais próximos à laje de suporte das pedras. A saída de ar deverá estar sempre acima da tubulação de alimentação de esgoto, para evitar subida do ar pela tubulação de alimentação. Na Tabela 4.19 são apresentados alguns parâmetros para o dimensionamento.

Tabela 4.19 – Parâmetros para o dimensionamento de filtros aerados

Parâmetro	Filtro biológico aera- do de leito submerso (FAS)	Biofiltro Aera- do Submerso (BAS)
Área superficial específica do enchimento (m^2/m^3)	< 250	> 350
Carga orgânica volumétrica (kg DBO/ m^3 .dia)	< 1,8	< 4,0
Carga orgânica sobre o biofilme (g DBO/ m^2 .dia)	< 15	< 15
Carga de nitrogênio sobre o biofilme (g N-NTK/ m^2 .dia)	< 1,0	-
Carga hidráulica para $Q_{méd}$ (m^3/m^2 .dia)	< 100 ^(a)	< 30 ^(b)
Taxa de aeração (Nm^3 ar/kg DBO)	> 30 ^(c)	> 30 ^(c)
Intervalo entre lavagens (h)	-	< 24
Taxa hidráulica de lavagem (m^3/m^2 .dia)	-	> 600
Taxa escoamento superficial no decantador secundário (m^3/m^2 .dia)	< 24	-

Legenda (a) Meio não estruturado (b) Meio estruturado (c) Somente para matéria orgânica
Fonte: NBR 12.209 (ABNT, 2011)

Considera-se a taxa de aplicação orgânica sobre o biofilme o principal critério para o dimensionamento de reatores com biomassa aderida. Os valores propostos abaixo de 15 g DBO/ m^2 .dia garantem DBO total do efluente da ordem de 40 mg O_2 /L, após decantador secundário ou por controle do biofilme com contra-lavagem. À medida que as taxas de aplicação são reduzidas, valores mais baixos podem ser esperados, podendo-se chegar a valores de DBO solúvel entre 10 e 20 mg/L, quando são aplicadas taxas da ordem de 5,0 g DBO/ m^2 .dia.

Nitrificação praticamente completa pode ser alcançada com taxas de aplicação de nitrogênio sobre o biofilme inferiores a 1,0 g N-NTK/ m^2 .dia. Porém, é importante ressaltar que se deve supor que o biofilme autotrófico não se superpõe ao heterotrófico, ou seja, o volume de material de enchimento necessário para a nitrificação deve ser somado ao determinado para a oxidação da matéria orgânica carbonácea.

Exemplo de pré-dimensionamento

Dados:

- Variante escolhida: Filtro biológico aerado de leito submerso (FAS) com decantador primário e digestor de lodo
- População contribuinte: $P = 1.000$ hab
- Concentração média de DBO afluente = 450 mg/L
- Concentração média de DQO afluente = 900 mg/L
- Concentração média de NTK afluente = 70 mgN/L
- Temperatura do esgoto: $T = 25$ °C (média do mês mais frio)
- Vazão média de esgoto sanitário: $Q_{\text{méd}} = 121$ m³/dia
- Vazão máxima horária de esgoto sanitário: $Q_{\text{máx. horária}} = 217,2$ m³/dia

Dimensionamento:

- a) Carga de DBO afluente ao decantador primário = $121,2 \times 450 = 54,54$ kg/dia
- b) Carga de NTK afluente ao decantador primário = $121,2 \times 0,07 = 8,5$ kg N/dia
- c) Cálculo do volume necessário de material de enchimento:

Será considerado o enchimento com material plástico com área superficial específica de 120 m²/m³. Será considerada a taxa de aplicação de DBO sobre o biofilme de 6 g/m².dia, visando à obtenção de DBO total do efluente da ordem de 20 mg/L e a taxa de aplicação de $1,0$ g N-NTK/m².dia para ocorrência da nitrificação do esgoto.

- Volume para remoção de matéria orgânica (V_{MO}):

Carga volumétrica de DBO = $6 \times 120 \times 10^{-3} = 0,72$ kg DBO/m³.dia

Carga de DBO após decantador primário (Ef. remoção = 30%): $0,7 \times 54,54 = 38,2$ kg DBO/dia

$$V_{\text{MO}} = \frac{38,2}{0,72} = 53 \text{ m}^3$$

- Volume para nitrificação ($V_{\text{nit.}}$):

Carga volumétrica de NTK = $1,0$ g N-NTK/m².dia \times 120 m²/m³ \times $10^{-3} = 0,12$ kg N-NTK/m³.dia

Carga de NTK após decantador primário (Ef. remoção de 10%) = $0,9 \times 8,5 = 7,7$ kg N/dia

$$V_{\text{nit.}} = \frac{7,7}{0,12} = 64 \text{ m}^3$$

- Volume útil total (V_U):

$$V_U = V_{\text{MO}} + V_{\text{Nit.}} = 53 + 64 = 117 \text{ m}^3$$

Para $H_U = 4 \text{ m}$, $A_S = 29,3 \text{ m}^2$. Para $D = 6 \text{ m}$, $A_S = 28,3 \text{ m}^2$ e $V_U = 113 \text{ m}^3$

- Verificação da Taxa de aplicação hidráulica:

$$q_{A,\text{méd.}} = \frac{Q_{\text{méd.}}}{A_S} = \frac{121,2}{28,3} = 4,3 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$$

$$q_{A,\text{máx. horária}} = \frac{Q_{\text{máx. horária}}}{A_S} = \frac{217,2}{28,3} = 7,7 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$$

Observa-se que para obtenção de eficiência elevada na remoção de DBO e nitrificação, o filtro opera em baixa taxa.

Alturas consideradas:

- Altura do fundo falso: 0,8 m
- Altura do leito: 4,0 m
- Camada de líquido sobre o leito: 0,3 m
- Borda livre: 0,3 m
- Altura total do FAS: 5,4 m

d) Necessidade de oxigênio (NO):

Demanda carbonácea = $1,5 \text{ kg O}_2 / \text{kg DBO}_{\text{REM}}$ (adotado)

Demanda carbonácea = $1,5 \times 121,2 \times (0,7 \times 450 - 30) = 51,8 \text{ kg O}_2/\text{dia}$

Demanda para a Nitrificação = $4,57 \times N_{\text{DISP}}$

- $N_{\text{DISP}} = \text{NTK}_{\text{afluente}} - 0,1 \times \Delta X_V - Q_{\text{méd}} \times \text{N-AMON}_{\text{efluente}}$

$\text{NTK}_{\text{afluente}} = 7,7 \text{ kgN}/\text{dia}$

$\Delta X_V = 0,6 \text{ kgSSV} / \text{kg DBO} = 0,6 \times 38,2 = 23 \text{ kgSSV}/\text{dia}$

$\text{N-AMON}_{\text{efluente}} = 2,0 \text{ mg/L}$ (adotado)

- $N_{\text{DISP}} = 7,7 - 0,1 \times 23 - 121,2 \times 0,002 = 7,7 - 2,3 - 0,2 = 5,2 \text{ mgN}/\text{dia}$

- Demanda para a nitrificação = $4,57$ (adotado) $\times 5,2 = 23,8 \text{ kgO}_2/\text{dia}$

- Demanda total de oxigênio = $NEC_{O_2} = 51,8 + 23,8 = 75,6 \text{ kgO}_2/\text{dia}$. Com acréscimo de 40% para o período de pico $\rightarrow NEC_{O_2} = 1,4 \times 75,6 = 113 \text{ kgO}_2/\text{dia}$

- Capacidade de transferência de oxigênio do sistema de aeração

Será utilizado sistema de aeração com difusores de membrana flexível e bolhas grossas.

$$\eta = \eta_{O,m} \times \lambda$$

Em que:

$\eta_{O,m} = \eta_{O,m} \times H_u$ = capacidade de transferência de oxigênio de teste

H_u = altura do líquido no tanque reator ($H_u = 4,0 \text{ m}$)

$\eta_{O,m} \approx 5\%$ por metro de profundidade, para vazão de ar até 50 NL/min por domo difusor flexível

de bolha fina de 235 mm

λ = coeficiente de correção para condições de campo

$$\lambda = \alpha \frac{(\beta C_{sw} - C_L) 1,024^{T-20}}{9,17}$$

coeficientes: $\alpha = 0,7$; $\beta = 0,95$; $C_{sw} = 7,7 \text{ mg/L}$ ($T = 25^\circ\text{C}$); $C_L = 1,5 \text{ mg/L}$

$$\lambda = 0,7 \frac{(0,95 \times 7,7 - 1,5) 1,024^{25-20}}{9,17} \rightarrow \lambda = 0,51$$

$\eta_{O,m} \approx 0,51 \times 0,05 = 0,026$ ou 2,6% por metro de altura. Para $H_u = 4 \text{ m}$, $\eta_{O,m} = 2,6 \times 4 = 10,4\%$.

$NEC_{O_2} = 112 \text{ kgO}_2/\text{dia} = 4,72 \text{ kgO}_2/\text{h}$. Em campo: $4,72 / 0,104 = 45,4 \text{ kgO}_2/\text{h}$, ou $45,4 / 0,232 = 196 \text{ kg}_{Ar}/\text{h}$ (23,2% de O_2 no ar), ou $196 / 1,2 = 163,1 \text{ Nm}^3\text{O}_2/\text{h} = 9.784 \text{ Nm}^3\text{O}_2/\text{minuto}$.

Taxa de aeração resultante: $163,1 \times 24 / 38,2 = 103 \text{ Nm}^3 \text{ ar/kg DBO em pico}$ ou $73,2 \text{ Nm}^3 \text{ ar/kg DBO em operação normal}$. Além de atender à vazão de ar, o soprador deverá possuir pressão suficiente para vencer a coluna líquida de 4 m (profundidade útil do tanque), mais a perda de carga na linha de ar.

e) Decantador secundário:

De acordo com a NBR 12.209/11 da ABNT, $q_{A,méd} < 24 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$

$$q_A = \frac{Q_{méd}}{A_S} \rightarrow A_S = \frac{Q_{méd}}{q_A} \rightarrow A_S = 121,2 / 24 = 5,1 \text{ m}^2$$

Para $D = 3,0 \text{ m} \rightarrow A_S = 7,1 \text{ m}^2$

Profundidade útil do decantador:

$$H_U = 3,0 \text{ m} \rightarrow V_U = 23,1 \text{ m}^3 \rightarrow TDH = \frac{V}{Q_{méd}} = \frac{23,1}{121,2 / 24} = 4,6 \text{ h}$$

f) Vazão de descarte de lodo biológico:

$$\Delta X = 0,8 \text{ kg SST/kg DBO} = 0,8 \times 38,2 = 30,6 \text{ kg SST/dia}$$

Para lodo com concentração de SST = 8 kg/m^3 , tem-se $Q_{\text{lodo}} = 30,6 / 8 = 3,8 \text{ m}^3/\text{dia}$

4.3.2.5.4 Aspectos relacionados à construção, operação e manutenção

Relativamente à construção, destaca-se inicialmente a necessidade de reconhecer as propriedades do material de enchimento a ser adquirido, por ser decisivo para o bom andamento do processo e por representar investimento significativo dentro do projeto. Sobretudo na aquisição de material plástico, anéis ou módulos estruturados, é preciso avaliar se o material é de boa qualidade, garantindo resistência mecânica ao longo de todo o período de projeto. No caso do emprego de brita nº 4, é essencial que a escolha das pedras seja verificada.

A maior preocupação durante a operação dos filtros aerados recai sobre a possibilidade de obstrução do leito. Para impedi-la, é fundamental operar adequadamente os tratamentos preliminar e primário. Por exemplo, quando se usa reator UASB a montante, é essencial que o controle do manto de lodo seja exercido de forma efetiva, para evitar a ocorrência de eventos de arraste excessivo de sólidos, impulsionados pelas bolhas de gás, que podem ser aprisionadas em mantos muito concentrados até adquirirem a pressão necessária para a liberação. As condições do lodo dos reatores UASB, por sua vez, dependem de uma boa escolha e operação das unidades que compõem o tratamento preliminar.

Deve-se lembrar que no caso dos filtros não há controle sobre a idade do lodo, que é autocontrolada pela perda de sólidos com o efluente.

Cabe, para filtros aerados a partir de um certo porte, a recomendação da racionalização do consumo de energia elétrica para a aeração, por meio da instalação de sensores de oxigênio dissolvido próximos à superfície do tanque. Estes sinais comandarão a abertura das válvulas do soprador de ar.

4.3.2.5.5 Considerações finais

Os filtros aerados constituem uma opção de tratamento de esgoto de interesse para diversos portes de estações e de operação mais simples do que a do lodo ativado, por não ser necessário exercer o controle da idade do lodo. O sistema de tratamento resulta em elevado grau de compactidade, especialmente quando são empregados materiais de elevada área superficial específica ou cultivo concomitante de biomassa em suspensão.

O uso de decantador de alta taxa também contribui para a redução do espaço ocupado pela ETE. No caso do biofiltro, não há decantador secundário e o sistema torna-se ainda mais compacto. A qualidade do esgoto tratado em filtros aerados é elevada, sendo possível, dependendo da taxa de aplicação, a obtenção de DBO solúvel abaixo de 10 mg/L e de DBO total entre 10 e 20 mg/L.

A nitrificação é possível, porém este processo demanda grande área para a formação de biofilme e o custo adicional de material de enchimento pode tornar o processo desvantajoso em relação ao lodo ativado. Além disso, o lodo ativado pode ser mais facilmente adaptado para ocorrência da desnitrificação.

Os filtros aerados têm evoluído no Brasil a partir de filtros percoladores preenchidos com brita e, devido ao peso da estrutura, foram projetadas unidades de baixa profundidade de leito, normalmente entre 2,0 e 2,5 m. Com o advento de outros materiais de enchimento muito mais leves, passaram a ser construídas unidades atingindo 4,0 m de profundidade de leito. Tendo em vista que os tanques de aeração de lodo ativado com ar difuso são construídos com 5,0 a 6,0 m de profundidade útil, os novos filtros estão sendo projetados atualmente também nesta faixa de altura do leito, para que não haja significativo desfavor econômico em razão da menor taxa de transferência de oxigênio.

4.3.3 Sistemas Naturais: Wetlands construídos

4.3.3.1 Descrição

Os *wetlands* construídos são também chamados sistemas alagados construídos, terras úmidas construídas, banhados artificiais, alagados artificiais, sistema de zonas de raízes, leitos plantados, leitos com macrófitas, filtros plantados, jardins filtrantes e outras variantes, além da denominação internacional de *constructed wetlands* ou *treatment wetlands*; trata-se de processos de tratamento de esgotos que consistem de unidades construídas, como lagoas, bacias

ou canais rasos (usualmente com profundidade inferior a 1,0 m), que abrigam plantas aquáticas e baseiam-se em mecanismos biológicos, químicos e físicos para tratar os esgotos. Os *wetlands* construídos usualmente possuem uma camada impermeável de argila ou membrana sintética no fundo e estruturas para controlar a alimentação, retirada do líquido e nível d'água. Dependendo do sistema, eles podem conter um meio suporte poroso e inerte, como brita, cascalho ou areia (VON SPERLING, 2014). No presente texto, serão utilizadas, indiscriminadamente, as duas formas de expressão (*wetlands* e *wetlands* construídos), dada a sua penetração na literatura técnica.

Os *wetlands* construídos possuem milhares de unidades implantadas no mundo, tratando principalmente esgotos de residências unifamiliares ou de pequenas comunidades. Em sintonia com o escopo do presente livro, será abordado o tratamento de esgotos domésticos de empreendimentos habitacionais, condomínios ou pequenos núcleos populacionais.

As **plantas** utilizadas nos *wetlands* construídos não removem diretamente a matéria orgânica dos esgotos, uma vez que são autótrofas, ou seja, sintetizam a própria matéria orgânica pela fotossíntese. Seu papel principal está associado, entre outros, (i) à disponibilização de sítios, principalmente no sistema radicular, para crescimento da biomassa bacteriana responsável pelos processos de conversão e remoção dos poluentes; (ii) ao aumento da capacidade de filtração; (iii) à extração de nutrientes (embora em quantidade limitada, não esgotando a carga disponibilizada pelos esgotos a serem tratados); (iv) à liberação de oxigênio pelo sistema radicular (embora esta quantidade seja pequena, comparada com o consumo associado à carga de DBO afluente) e (v) à liberação de exsudatos (compostos que auxiliam na remoção de constituintes de degradação mais difícil). No entanto, no contexto da aplicação descrita no presente livro, as plantas podem desempenhar um importante papel, associado à **função estética**. Podem ser selecionadas espécies que proporcionem uma agradável composição paisagística, integrada ao projeto arquitetônico do empreendimento.

As principais variantes tratadas neste capítulo tratam esgotos após uma etapa prévia de tratamento, constituída de tratamento primário, por tanques sépticos, ou secundário, por reatores anaeróbios de manta de lodo e fluxo ascendente ou reatores anaeróbios compartimentados. Podem ser empregadas também como uma etapa de polimento final após processos secundários mais avançados, como filtros biológicos percoladores ou lodos ativados. Finalmente, há

uma variante (Sistema Francês) que trata esgotos brutos. De qualquer forma, a eventual presença de uma etapa prévia de tratamento implicará na necessidade de que ela também esteja totalmente integrada ao projeto arquitetônico do empreendimento habitacional.

Os seguintes livros e manuais, usados como referências para o texto, abordam os *wetlands* construídos: Kadlec e Knight (1996), Campos (1999), OPS/OMS (1999), USEPA (2000), Philippi e Sezerino (2004), Crites et al. (2006), Kadlec e Wallace (2008), Hoffman et al. (2011), Matos e Matos (2017), Dotro et al. (2017). A remoção de organismos patogênicos está detalhada em Maiga et al. (2017). A literatura internacional, baseada na experiência principalmente em países de clima temperado, é bastante vasta, ao passo que a literatura nacional necessita ainda apresentar, de forma consolidada, os principais aspectos de projeto e operação aplicados às nossas condições de clima quente.

4.3.3.2 Principais configurações

A Figura 4.36 ilustra os dois principais tipos de *wetlands* construídos (escoamento superficial e escoamento subsuperficial), os quais possuem variantes em função do tipo de planta e do sistema de escoamento. Há ainda outras variantes, mas as mais utilizadas em nosso meio são as ilustradas na Figura 4.36, principalmente as de escoamento subsuperficial.

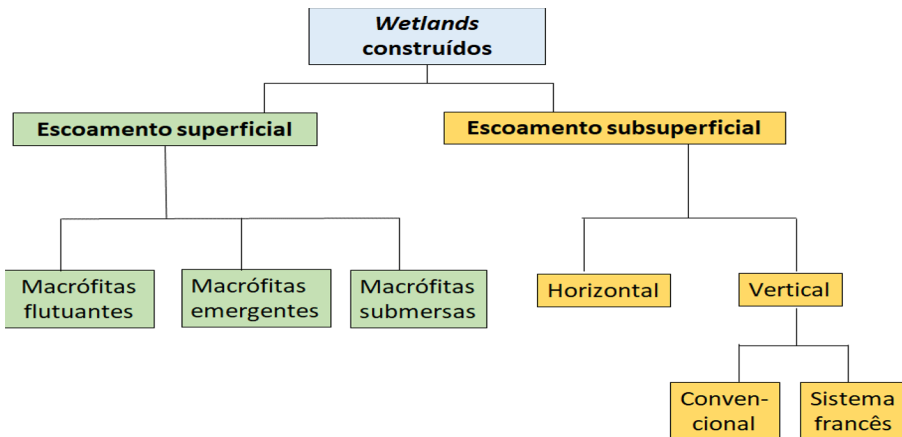


Figura 4.36 – Principais tipos de *wetlands* construídos
Fonte: Von Sperling (2014)

Uma breve descrição de cada variante é apresentada e ilustrada na Figura 4.37.

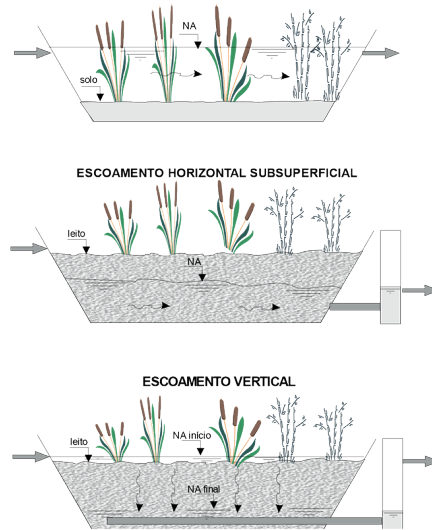


Figura 4.37 – Esquema de funcionamento das principais variantes de *wetlands* construídos

Fonte: Von Sperling (2014)

Wetlands construídos de escoamento horizontal superficial

Assemelham-se a sistemas alagados naturais em aparência, porque contêm plantas aquáticas e uma camada de solo no fundo. O nível d'água é aparente, e a água flui livremente entre as folhas e caules das plantas. Podem ter áreas abertas dominadas pelas plantas, ou apresentar ilhas com funções de habitat. Exemplos de gêneros de plantas utilizadas são: (a) emergentes: *Typha*, *Phragmites*, *Scirpus*; (b) submersas: *Potamogeton*, *Elodea* etc. (c) flutuantes: *Eichornia* (aguapé), *Lemna* (lentilha d'água). Plantas nativas são preferidas. Apresentam uma ecologia aquática bastante complexa.

A altura da lâmina d'água situa-se entre 0,6 a 0,9 m para as zonas vegetadas (ou menos, no caso de certas plantas emergentes) e 1,2 a 1,5 m para as zonas de água livre. São adequadas para receber efluentes de lagoas de estabilização e de outros processos de tratamento de esgotos. Nestas condições, ocupam uma área entre 1,5 a 3,0 m²/hab. No Brasil, não têm sido muito utilizadas para o tra-

tamento de esgotos, devido a preocupações com maus odores e com o desenvolvimento de mosquitos, em função da presença de água e da sombra proporcionada pelas plantas.

Wetlands construídos de escoamento horizontal subsuperficial

Não se assemelham a sistemas alagados naturais, porque não há água livre na superfície. Contêm um leito composto de pequenas pedras, brita, cascalho, escória siderúrgica ou areia, dando suporte ao crescimento de plantas aquáticas. O nível d'água permanece abaixo da superfície do leito, e os esgotos fluem em contato com as raízes e os rizomas das plantas (onde se desenvolve o biofilme bacteriano), não sendo visíveis ou disponíveis para a biota aquática. Exemplos de gêneros de plantas utilizadas têm sido: *Typha* (taboa), *Juncos*, *Scirpus*, *Carex*, *Phragmites*, *Cyperus* (papiro), *Helicornia*, *Zizania*, *Pennisetum* (capim elefante) e *Canna* (biri), entre outros.

A altura total do leito situa-se frequentemente entre 0,5 e 0,9 m, e a da água dentro do leito, entre 0,4 e 0,8 m, ou seja, o nível d'água está cerca de 0,10 m abaixo no nível superior do leito filtrante. O meio suporte deve ser de granulometria tal que permita o escoamento continuado dos esgotos, sem problemas de entupimento (por exemplo, brita 2). Grande parte da zona subsuperficial pode ser anaeróbia ou anóxica, com sítios aeróbios imediatamente adjacentes aos rizomas.

Pelo fato de não se ter lâmina d'água livre, há menor potencial de geração de maus odores e de surgimento de mosquitos e ratos. Estes são fatores bastante importantes para a aplicação em empreendimentos habitacionais. Com a composição paisagística advinda de plantas com valor estético, aliada à ausência da visualização e da percepção pelos moradores dos esgotos sendo tratados, tem-se que esta alternativa de escoamento subsuperficial é bastante atraente. No entanto, com o passar dos anos o leito tende a ficar colmatado, aumentando a perda de carga e podendo conduzir a escoamento superficial (esgoto aflorando acima do nível superior do leito), o que pode causar uma deterioração no elemento estético deste processo. Desta forma, é importante que medidas operacionais de limpeza ou substituição do leito colmatado sejam tomadas antes que isto ocorra. Ainda quanto à valorização estética, se a estação de tratamento de esgotos foi concebida para ter plantas visualmente agradáveis, compondo a noção de um jardim, é importante que haja uma jardinagem adequada, realizando os cortes das plantas e o controle de espécies invasoras.

Os sistemas de escoamento subsuperficial são adequados para receber efluentes de tanques sépticos, reatores anaeróbios e outros processos de tratamento de esgotos. A eficiência global de remoção de DBO é elevada (85 a 90%, ou mais) e o efluente sai bastante clarificado. Pelo fato de não se ter condições aeróbias na maior parte do leito, a expectativa de nitrificação é baixa. Ocorre remoção de nutrientes pelas plantas, mas esta rota é usualmente pouco importante, face à carga afluente, e a eficiência de remoção de N e P não é elevada.

No caso de recebimento de afluentes com teores elevados de sólidos, como efluentes de lagoas de estabilização, deve-se ter especial cuidado com a colmatção, em virtude da presença de algas. Para efluentes de tanques sépticos, os requisitos de área situam-se em torno de 2,0 a 6,0 m²/hab, enquanto que para efluentes de reatores anaeróbios estão entre 1,0 e 4,0 m²/hab.

A Figura 4.38 apresenta uma vista frontal de um *wetland* de escoamento horizontal subsuperficial, observando-se a zona principal (plantada com taboa – *Typha latifolia*) e a zona de saída do efluente. Esta unidade foi dimensionada para o tratamento de um equivalente populacional de 50 habitantes, e trata o efluente de um reator UASB.



Figura 4.38 – Vista frontal de um *wetland* construído de escoamento horizontal subsuperficial, tratando efluente de reator UASB, com um equivalente populacional de 50 habitantes, plantado com taboa
Fonte: Centro de Pesquisa e Treinamento em Saneamento – CePTS UFMG/Copasa (2018)

Wetlands construídos de escoamento vertical subsuperficial

Esta variante é tipicamente um filtro de areia, cascalho ou brita plantado com vegetação. Na variante mais comum, de escoamento vertical descendente, os esgotos são aplicados no topo do leito. No fundo do meio filtrante há uma série de dutos que recolhem os esgotos tratados. A operação assemelha-se à rotina de um filtro intermitente, com ciclos em batelada de dosagem e drenagem, diferindo, portanto, da operação dos sistemas de escoamento horizontal, que têm alimentação contínua. Sendo a dosagem intermitente, o escoamento é normalmente em meio não saturado hidraulicamente. Após a passagem do líquido, os poros são ocupados por ar, o que facilita a manutenção de condições aeróbias. A alimentação é alternada entre os leitos, com unidades em operação e unidades em descanso.

A concepção **convencional** de *wetlands* verticais é amplamente adotada em alguns países, usando principalmente leitos de areia e recebendo efluentes de tanques sépticos. Há uma importante variante, denominada **Sistema Francês**, desenvolvida pelo Cemagref/Irstea, da França, que recebe esgotos brutos, é composta por dois estágios em série (o 1º estágio com três unidades em paralelo e o 2º estágio com duas unidades em paralelo), e tem uma forma particular de operação (alternância dos leitos em alimentação e descanso, e alimentação dos esgotos em pulsos). O primeiro estágio objetiva principalmente a remoção da matéria orgânica e sólidos em suspensão, além de remoção parcial da amônia por nitrificação. O segundo estágio permite uma remoção complementar da amônia.

No entanto, no caso de empreendimentos habitacionais, deve ser analisado o impacto de se ter esgotos brutos (ou mesmo após tratamentos simples, como tanques sépticos) sendo aplicados na superfície de um leito plantado. Ainda que usualmente não haja problemas de maus odores, a unidade de tratamento deve estar segregada e protegida, para que não haja acesso de moradores ao local e contato direto com os esgotos.

Os *wetlands* verticais são eficientes na remoção de DBO (eficiências entre 85 e 90%, ou mais) e, por terem um ambiente aeróbio depois da passagem do líquido, quando o leito não está saturado, possibilitam a nitrificação. Certa desnitrificação ocorre em nichos anóxicos do biofilme que cresce no entorno do meio suporte. A remoção de nutrientes por incorporação na biomassa das plantas é baixa.

A Figura 4.39 apresenta uma vista superior do primeiro estágio do Sistema Francês, composto por três unidades em paralelo, plantado com o capim Tifton 85 (*Cynodon spp*) e tratando esgoto bruto com um equivalente populacional de 100 habitantes.



Figura 4.39 – Vista superior do primeiro estágio do Sistema Francês, composto por três unidades em paralelo e tratando esgoto bruto com um equivalente populacional de 100 habitantes

Fonte: Centro de Pesquisa e Treinamento em Saneamento – CePTS UFMG/Copasa (2018)

4.3.3.3. Diretrizes para projeto

Apresentam-se as diretrizes de projeto para as principais variantes cobertas neste capítulo: *wetlands* de escoamento horizontal subsuperficial, *wetlands* verticais convencionais e *wetlands* verticais segundo o Sistema Francês, retiradas principalmente da síntese de normativas de diversos países, apresentada em Dotro et al. (2017). É importante ressaltar que estes critérios de projeto ainda sofrem grande influência da literatura internacional, desenvolvida principalmente com base na experiência de aplicação de *wetlands* em regiões de clima temperado ou frio. É essencial que, com a ampliação da utilização de *wetlands* em nosso país, se consolidem os parâmetros de projeto associados às nossas condições climáticas.

Os valores apresentados a seguir visam apenas ao estabelecimento das dimensões principais de uma *wetland* pré-dimensionada. Não são apresentados cálculos para a estimativa da concentração efluente dos poluentes, pois estes demandariam a apresentação dos modelos cinéticos e hidráulicos do processo, o que está fora do escopo do presente texto. Tampouco são apresentados detalhes de projeto, que demandariam explicações mais detalhadas.

Wetland construído de escoamento horizontal subsuperficial

A Tabela 4.20 apresenta os principais parâmetros de projeto e operação de *wetlands* de escoamento horizontal subsuperficial. As principais dimensões físicas são ilustradas na Figura 4.40.

Tabela 4.20 – Principais parâmetros de projeto e operação de *wetlands* de escoamento horizontal subsuperficial

Parâmetro	Valor
Taxa de aplicação orgânica superficial máxima TAO_s (g DBO/m ² .dia)	5 – 15
Taxa de aplicação hidráulica superficial máxima TAH_s (m ³ /m ² .dia)	0,02-0,08 (efluentes de tanques sépticos) a 0,04-0,12 (efluentes secundários)
Taxa de aplicação orgânica máxima na seção transversal (g DBO/m ² .dia)	250
Altura do meio suporte (m)	0,50 – 0,90
Profundidade da lâmina de água (m)	0,40 – 0,80
Distância entre o nível de água e o topo do meio suporte (m)	~ 0,10
Relação comprimento / largura	2:1 – 4:1
Largura máxima de cada unidade (m)	25 – 30
Declividade longitudinal do fundo (%)	0 – 1
Granulometria do leito	~ brita 2
Tipo de alimentação	Contínua
Tipo de afluente aos <i>wetlands</i>	Vem de tratamento prévio

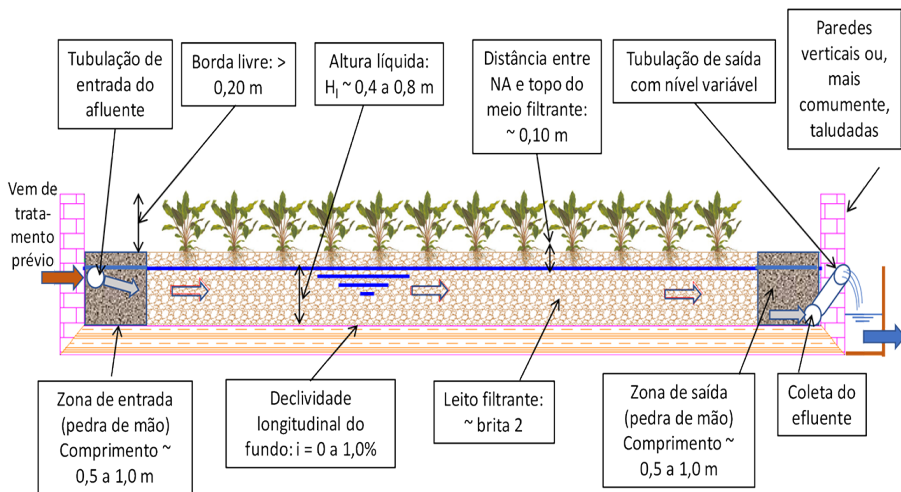


Figura 4.40 – Principais detalhes físicos de projeto de *wetlands* de escoamento horizontal subsuperficial (corte longitudinal)

Fonte: von Sperling (2018)

Wetland construídos de escoamento vertical (convencional)

A Tabela 4.21 apresenta os principais parâmetros de projeto e operação de *wetlands* construídos de escoamento vertical (convencional). As principais dimensões físicas são ilustradas na Figura 4.41.

Tabela 4.21 – Principais parâmetros de projeto e operação de *wetlands* de escoamento vertical (convencional)

Parâmetro	Valor
Taxa de aplicação orgânica superficial máxima TAO_s (g DBO/m ² .dia)	10 – 40
Taxa de aplicação hidráulica superficial máxima TAH_s (m ³ /m ² .dia)	0,20 (efluentes de tanques sépticos) a 0,50 (efluentes secundários)
Altura da camada de proteção superior (opcional) (m)	0,05 – 0,10
Altura da camada superior do meio filtrante (m)	0,40 – 0,60
Altura da camada intermediária, de transição (m)	> 0,10
Altura da camada inferior, de drenagem (m)	0,10 – 0,30
Borda livre (distância entre topo do meio suporte e nível do terreno (m))	0,10 – 0,30
Relação comprimento / largura	Não há restrições
Número de unidades	Múltiplos de 4
Unidades em descanso e operação	1 (ou 2) em descanso para cada 3 (ou 2) em operação
Área máxima de cada unidade (m ²)	400
Granulometria da camada de proteção superior (opcional) (mm)	Cascalho (4 – 8)
Granulometria do leito filtrante (camada superior) (mm)	Areia grossa (2 – 3)
Granulometria da camada de transição (intermediária) (mm)	4 – 8
Granulometria da camada drenante (inferior) (mm)	Cascalho
Tipo de alimentação	Intermitente
Número de bateladas por dia na unidade (batelada/dia)	4 – 12
Área superficial coberta por cada furo de distribuição (m ²)	1 – 2
Tipo de afluente aos <i>wetlands</i>	Vem de tratamento prévio

Obs: a utilização das taxas de aplicação orgânica e hidráulica conduzem ao cálculo da área dos leitos em operação. A área total do sistema deverá incluir a área dos leitos em descanso.

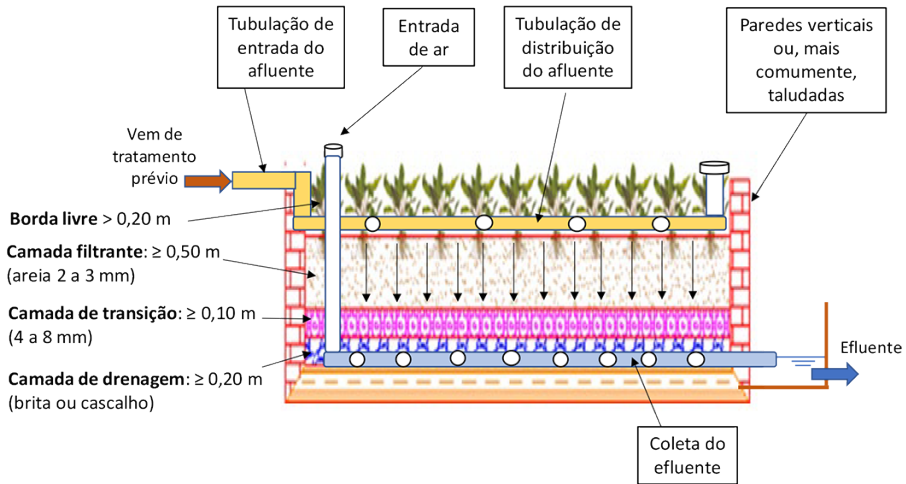


Figura 4.41 – Principais detalhes físicos de projeto de *wetlands* construídos de escoamento vertical convencional (corte longitudinal)

Fonte: von Sperling (2018)

Wetlands construídos de escoamento vertical (Sistema Francês)

A Tabela 4.22 apresenta os principais parâmetros de projeto e operação de *wetlands* construídos de escoamento vertical (Sistema Francês). O esquema operacional dos dois estágios do Sistema Francês é ilustrado na Figura 4.42, e as principais dimensões físicas são ilustradas na Figura 4.43. As taxas de aplicação da tabela permitem o cálculo da unidade em operação nos estágios 1 e 2. Calculadas as dimensões de cada unidade, devem ser adotadas três unidades iguais no 1º estágio e duas unidades iguais no 2º estágio (MOLLE et al., 2005). Há experiências em locais de clima quente, como o Brasil, da utilização de apenas o 1º estágio, como uma forma de reduzir a área e os custos de implantação (MANJATE et al., 2015). Deve-se ressaltar que a experiência brasileira com este sistema é ainda limitada, mas resultados advindos de estudos aprofundados conduzidos pela UFMG ao longo de nove anos (equivalente populacional de 100 habitantes) estão em consonância com os principais parâmetros de projeto propostos e eficiências de remoção esperadas. Naturalmente, mais estudos se fazem necessários para endossar as estratégias de projeto e operação.

Tabela 4.22 – Principais parâmetros de projeto e operação de *wetlands* construídos de escoamento vertical (Sistema Francês)

Parâmetro	1º estágio	2º estágio
Taxa de aplicação orgânica superficial máxima no leito em operação (g DBO/m ² .dia)	150	20
Taxa de aplicação hidráulica superficial máxima no leito em operação (m ³ /m ² .dia)	0,37	0,37
Altura da camada superior, do meio filtrante (m)	0,30 – 0,80	0,30 – 0,80
Altura da camada intermediária, de transição (m)	0,10 – 0,20	0,10 – 0,20
Altura da camada inferior, de drenagem (m)	0,20 – 0,30	0,20 – 0,30
Borda livre (distância entre o topo do meio suporte e o nível do terreno fora da unidade) (m)	> 0,40	> 0,25
Relação comprimento / largura	Não há restrições	Não há restrições
Granulometria do leito filtrante (camada superior) (mm)	2 – 6 (brita ou cascalho)	0,25 – 0,40 (para d ₁₀) (areia)
Granulometria da camada de transição (intermediária) (mm)	5 – 15	3 – 12
Granulometria da camada drenante (inferior) (mm)	20 – 60	20 – 60
Número de unidades	3	2
Unidades em descanso e em operação	2 em descanso e 1 em operação	1 em descanso e 1 em operação
Tempo em operação (d)	~ 3,5	~ 3,5
Tempo em descanso (d)	~ 7,0	~ 3,5
Duração total do ciclo (d)	~ 10,5	~ 7,0
Número de bateladas por dia na unidade em operação (batelada/dia)	8 – 24	8 – 24
Tipo de sustentação da tubulação de distribuição	Suspensa acima do leito	Apoiada na superfície do leito
Área superficial coberta por cada furo de distribuição (m ²)	< 50	-
Tipo de afluente aos <i>wetlands</i>	Esgoto bruto	Efluente do 1º estágio

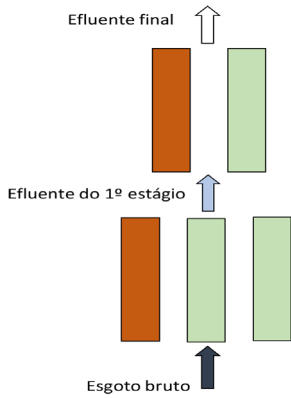


Figura 4.42 – Esquema operacional dos dois estágios do Sistema Francês, destacando as unidades em operação e em descanso em cada estágio

Fonte: von Sperling (2018)

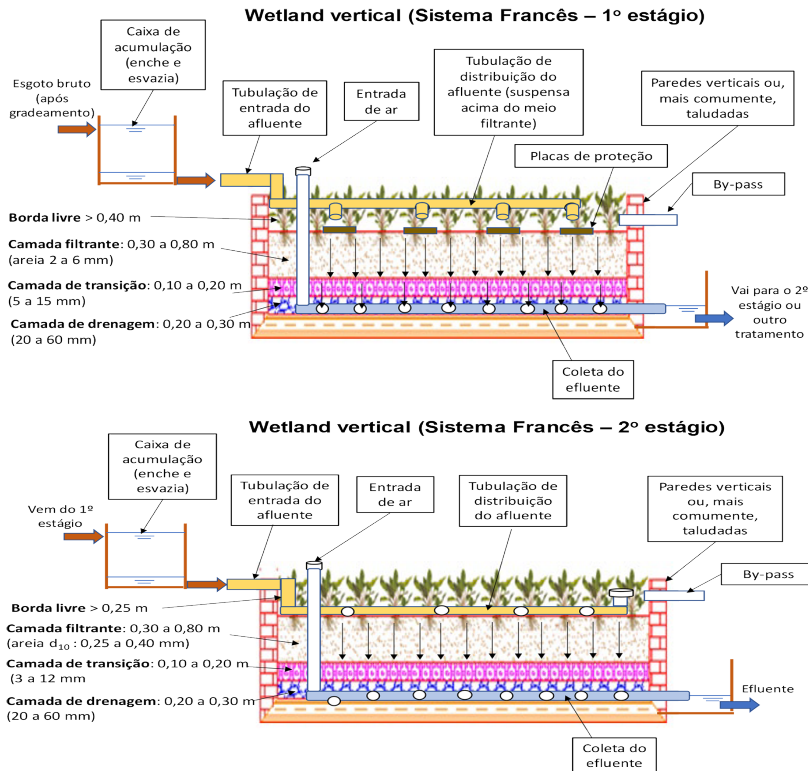


Figura 4.43 – Principais detalhes físicos de projeto de wetlands de escoamento vertical – Sistema Francês (corte longitudinal). Acima: 1º estágio; abaixo: 2º estágio

Fonte: von Sperling (2018)

Eficiências de remoção esperadas

A Tabela 4.23 apresenta uma síntese das eficiências de remoção esperadas nos diversos sistemas de *wetlands* construídos tratando esgotos sanitários.

Tabela 4.23 – Eficiências de remoção global esperadas nos principais sistemas de tratamento de esgoto sanitários incorporando *wetlands* construídos

Parâmetro	Sistemas com escoamento horizontal subsuperficial		Sistemas com escoamento vertical (convencionais)		Sistemas com escoamento vertical (sistema Francês)	
	Tanque séptico + escoamento horizontal	Tratamento secundário + escoamento horizontal	Tanque séptico + escoamento vertical	Tratamento secundário + escoamento vertical	Apenas o 1º estágio	Sistema completo (1º e 2º estágios)
DBO (%)	> 85	> 90	> 85	> 90	> 80	> 90
DQO (%)	> 80	> 85	> 80	> 85	> 75	> 85
SST (%)	> 85	> 90	> 85	> 90	> 80	> 90
N amoniacal (%)	< 30	< 30	> 85	> 90	> 50	> 80
N total (%)	< 50	< 50	< 20	< 20	< 40	< 50
Fósforo total (%)	< 20	< 20	< 20	< 20	< 20	< 30
<i>E. coli</i> (unidades log)	1–3	1–3	1–3	1–3	1–2	1–2

Fonte: Morvannou et al. (2015), Dotro et al. (2017), Maiga et al. (2017)

Exemplo de pré-dimensionamento

Dados:

- Variante escolhida: *wetland* construído de escoamento horizontal subsuperficial, tratando efluente de reator UASB
- População: 1.000 habitantes
- Vazão média de esgoto sanitário: $Q_{\text{méd}} = 121 \text{ m}^3/\text{dia}$
- Concentração de DBO do esgoto bruto: 450 mg/L
- Carga afluente de DBO do esgoto bruto: 54 kg DBO/dia

Dimensionamento:

Usar os parâmetros de projeto listados na Tabela 4.20.

a) Dados do efluente do reator UASB

Assumir eficiência de remoção de DBO de 70% no reator UASB. Assim, a concentração e a carga efluentes do reator UASB (afluentes aos *wetlands* de escoamento horizontal) serão:

Concentração de DBO afluente aos *wetlands* = Concentração de DBO do esgoto bruto \times (1 - Eficiência) = $450 \times (1-0,70) = 135 \text{ mg/L}$

Carga de DBO afluente aos *wetlands* = Carga de DBO do esgoto bruto \times (1 - Eficiência) = $54 \times (1-0,70) = 16,2 \text{ kg DBO/dia} = 16.200 \text{ g DBO/dia}$

b) Determinação da área superficial do *wetland*

Adotando-se uma taxa de aplicação orgânica superficial (TAO_g) de 8 g DBO/m^2 . dia (valor dentro da faixa apresentada na Tabela 4.20, de 5 a 15 g DBO/m^2 .dia) e com a carga orgânica afluente calculada de 16.200 g DBO/dia , a área superficial do *wetland* construído de escoamento horizontal é obtida por:

$$A = \text{Carga DBO} / \text{TAO}_g = (16.200 \text{ g DBO/dia}) / (8 \text{ g DBO/m}^2.\text{dia}) = 2.025 \text{ m}^2$$

A área superficial útil de 2.025 m^2 do leito filtrante corresponde a uma área *per capita* de $2.025/1.000 = 2,0 \text{ m}^2/\text{pessoa}$. A área total será superior, pois englobará toda a área da ETE, e não apenas a área útil do *wetland*.

c) Número de unidades em paralelo

Por flexibilidade, adotar 4 unidades em paralelo ($n = 4$)

Assim, a área superficial de cada unidade será $2.025/4 = 506 \text{ m}^2$

d) Determinação das dimensões de cada unidade

Adotando-se uma relação comprimento: largura (C:L) igual a 2:1, tem-se:

$$A = C \times L = \left[\left(\frac{C}{L}\right) \cdot L\right] \times L = \left(\frac{C}{L}\right) \cdot L^2 \therefore L = \sqrt{A/\left(\frac{C}{L}\right)} \text{ (Eq. 4.41)}$$

Com $C/L = 2$, tem-se:

$$\text{Largura } L = \sqrt{\frac{506}{2}} = 15,90 \text{ m}$$

$$\text{Comprimento } C = \left(\frac{C}{L}\right) \cdot L = 2 \times 15,90 = 31,80 \text{ m}$$

Altura útil da lâmina d'água: $H_{\text{útil}} = 0,60 \text{ m}$ (ver Tab. 4.20; valor entre 0,4 e 0,8 m)

Altura total do meio suporte: $H_{\text{total}} = 0,70 \text{ m}$ (0,60 m de altura útil e 0,10 m de altura acima do nível d'água)

Volume total do meio suporte: $V_{\text{total}} = n \times (C \times L \times H_{\text{tot}}) = 4 \times (31,80 \times 15,90 \times 0,70) = 1.416 \text{ m}^3$ ($1,4 \text{ m}^3/\text{hab}$)

e) Verificação da taxa de aplicação hidráulica superficial resultante

Considerando a vazão de $121 \text{ m}^3/\text{dia}$ e a área superficial total de 2.025 m^2 , a taxa de aplicação hidráulica superficial (TAH_s) resultante é:

$$\text{TAH}_s = \frac{\text{vazão}}{\text{área}} = \frac{121 \text{ m}^3/\text{d}}{2.025 \text{ m}^2} = 0,060 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$$

Este valor situa-se dentro da faixa de TAH_s proposta na Tabela 4.20 para efluentes secundários ($0,04$ a $0,12 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$). Neste caso, é aconselhável ficar próximo ao limite inferior da faixa (mais conservador), uma vez que o tratamento secundário utilizado (reator UASB) é menos eficiente do que outros processos secundários.

f) Verificação da taxa de aplicação orgânica na seção transversal

A carga de DBO aplicada a cada *wetland* construído é de $(16.200 \text{ g DBO}/\text{dia}) / (4 \text{ unidades}) = 4.050 \text{ g DBO}/\text{dia}$ por unidade

A área da seção transversal de cada unidade é:

$$\text{Área da seção transversal} = \text{Largura} \times \text{Altura útil} = L \times H_{\text{útil}} = 15,90 \times 0,60 = 9,54 \text{ m}^2$$

A taxa de aplicação orgânica resultante na seção transversal é:

$$\text{TAO}_{\text{seção transversal}} = \text{Carga} / \text{Seção transversal} = (4.050 \text{ g DBO}/\text{dia}) / (9,54 \text{ m}^2) = 425 \text{ g DBO}/\text{m}^2.\text{dia}$$

A taxa de aplicação orgânica na seção transversal máxima recomendada é de $250 \text{ g DBO}/\text{m}^2.\text{dia}$ (ver Tabela 4.20). Este valor visa minimizar o potencial de colmatação prematura da unidade, reduzindo o aporte de matéria orgânica que gerará sólidos biológicos que formarão um biofilme no entorno dos grãos do meio suporte, causando aumento da perda de carga. Como o valor obtido no dimensionamento é bem superior ao desta recomendação, o projetista deverá analisar se revê todo o dimensionamento, adotando taxas de aplicação mais conservadoras e que conduzam a maiores dimensões em cada leito, resultando em menores taxas orgânicas na seção transversal. Mas o atendimento a este critério implicaria grande incremento da área total requerida e do volume do meio suporte, aumentando os custos.

A opção proposta é a de se manter os valores calculados inicialmente, mas adotar um meio suporte com granulometria maior do que a adotada na Europa e

América do Norte. Neste caso, a proposta é de se utilizar brita 2 (dimensões de 19 a 25 mm), tal como sugerido na Tabela 4.20, o que deverá aumentar a condutividade hidráulica do sistema e reduzir a perda de carga.

Outra opção seria a adoção de uma declividade longitudinal no fundo de cada unidade, entre 0,5 e 1,0% (o topo do meio suporte mantém o nivelamento horizontal). Esta declividade de fundo compensa a maior perda de carga próximo à zona de entrada, onde o acúmulo de sólidos é maior, além de aumentar a área da seção transversal ao longo da unidade.

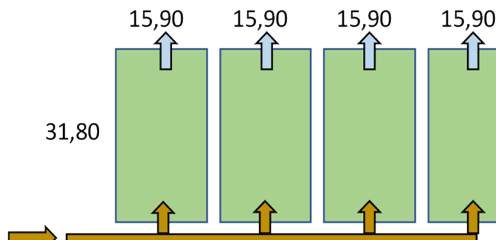
Ainda uma terceira possibilidade, praticada em alguns locais, seria ter a entrada e a saída pelas dimensões maiores, ou seja, ao longo da dimensão calculada para o comprimento, e o fluxo escoaria segundo a dimensão calculada para a largura. Neste caso, a área da seção transversal dobraria (uma vez que, neste exemplo, o comprimento é o dobro da largura), e a taxa de aplicação orgânica na seção transversal passaria para $425/2 = 213 \text{ g DBO/m}^2\cdot\text{dia}$, valor este abaixo do máximo recomendado, de $250 \text{ g DBO/m}^2\cdot\text{dia}$.

g) Arranjo das unidades

A Figura 4.44 mostra dois arranjos convencionais, em que a entrada é pela menor dimensão. Do ponto de vista de um reator biológico, esta é a melhor opção, mas do ponto de vista de perda de carga, é menos vantajosa. O arranjo convencional tem quatro unidades, cada uma com comprimento de 31,80 m e largura de 15,90 m, ou seja, relação comprimento/largura de 2:1. Nestas condições, a taxa de aplicação orgânica na seção transversal é igual à originalmente calculada, de $425 \text{ g DBO/m}^2\cdot\text{dia}$, superior ao máximo recomendado pela literatura ($250 \text{ g DBO/m}^2\cdot\text{dia}$).

a) Entrada pela menor seção; 4 unidades lado a lado

Relação comprimento/largura 2:1
 Carga transversal: 425 gDBO/m².d


b) Entrada pela menor seção

Relação comprimento/largura 2:1
 Carga transversal: 425 gDBO/m².d

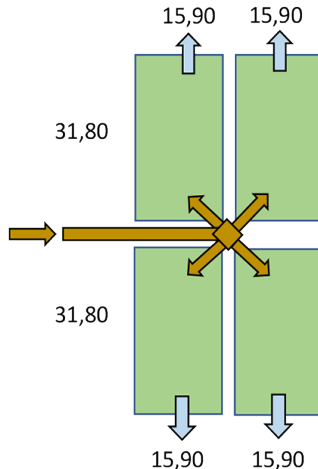


Figura 4.44 – Arranjos convencionais de *wetlands* com entrada pela menor seção

Fonte: von Sperling (2018)

A Figura 4.45 mostra dois arranjos alternativos, em que a entrada e a saída dos esgotos são pela maior dimensão de cada unidade, o que permite que a área da seção transversal dobre e, portanto, que a taxa de aplicação orgânica superficial seja reduzida para a metade, caindo para 213 g DBO/m².dia, atendendo ao máximo recomendado pela literatura. A Figura 4.45-c mantém as quatro unidades, sendo que o comprimento de cada uma é de 15,90 m e a largura é de 31,80 m, ou seja, relação comprimento/largura de 1:2 (ao invés de 2:1, como na Figura 4.44) A Figura 4.45-d mantém as mesmas dimensões de cada uma das quatro unidades, mas inclui três divisórias internas em cada unidade, fazendo com que haja quatro pequenas unidades dentro de cada unidade maior. A vantagem desta configuração é que a relação comprimento/largura de cada subunidade preserva a relação favorável de 2:1 (comprimento de 15,90 m e largura de 7,95 m).

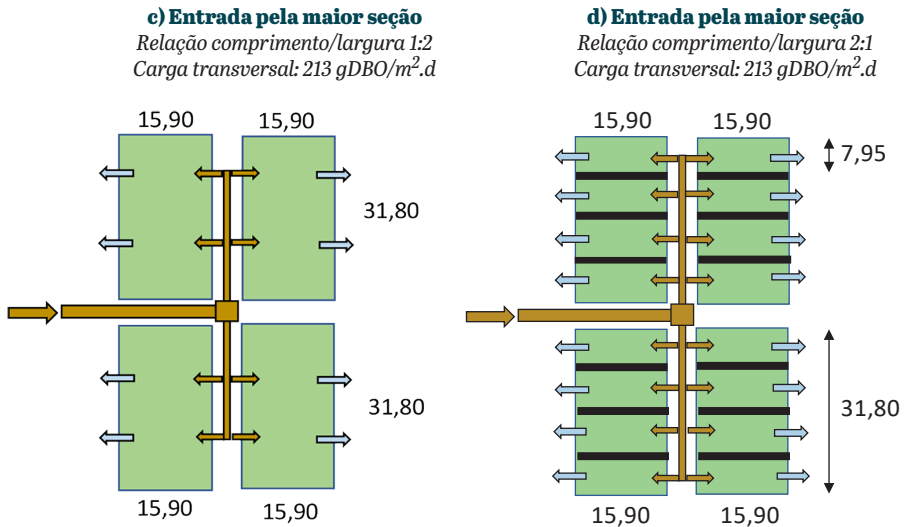


Figura 4.45 – Arranjos alternativos de *wetlands* com entrada pela maior seção
Fonte: von Sperling (2018)

h) Detalhes adicionais

A zona de entrada deverá ter pedra de mão ao longo de toda a largura de cada unidade, por uma extensão de 1,0 m. De forma similar, a zona de saída deverá ter também pedra de mão ao longo de toda a largura, por uma extensão de 1,0 m. Estes valores estão incluídos no comprimento total da unidade, calculado no item “d”.

A unidade poderá ser taludada, ao invés de ter paredes verticais. Como a altura da unidade é reduzida (meio suporte com 0,70 m e borda livre com 0,20 m, perfazendo um total de 0,90 m), o talude interno poderá ter uma declividade de 1:1 (horizontal:vertical) (a ser verificado em função do tipo de solo). As dimensões calculadas para cada unidade (comprimento de 31,80 m e largura de 15,90 m) correspondem às dimensões no fundo. As dimensões no topo do leito e na crista do talude serão:

- Comprimento no topo do leito filtrante: $31,80 + (1 \times 0,70) + (1 \times 0,70) = 33,20$ m
- Largura no topo do leito filtrante: $15,90 + (1 \times 0,70) + (1 \times 0,70) = 17,30$ m
- Comprimento na crista do talude: $31,80 + (1 \times 0,90) + (1 \times 0,90) = 33,60$ m
- Largura na crista do talude: $15,90 + (1 \times 0,90) + (1 \times 0,90) = 17,70$ m

A entrada do afluente deverá ser submersa, por meio de tubulação perfurada que garanta uma distribuição que conduza a uma boa distribuição ao longo de toda a largura. A saída deverá ser também por tubulação perfurada cobrindo toda a largura da unidade, e situada próximo ao fundo. O nível d'água na unidade deverá ser controlado por uma tubulação flexível ou com Joelho que permita rotação e conseqüente variação da altura da saída. Esta estrutura deverá estar em uma caixa de saída, externa à unidade.

Atenção deverá ser dada à divisão de vazão entre as quatro unidades, de forma a garantir uma distribuição equânime entre elas, ou seja, que cada uma receba $\frac{1}{4}$ da vazão total afluente. Isto pode ser alcançado por caixas divisoras de fluxo (com vertedores ou comportas ajustáveis), por tubulações principais (*manifolds*) com laterais ou por canais que se dividem longitudinalmente.

O fundo das unidades e os taludes internos deverão ser impermeabilizados com geomembrana. Para que a geomembrana não perfure com as pedras, ela poderá ser protegida, logo acima, com um geossintético tipo bidim.

A macrófita a ser utilizada deverá estar em consonância com o projeto paisagístico do empreendimento habitacional, além de ser adequada a este tipo de operação.

A eficiência global de remoção de DBO, desde a entrada do esgoto bruto e a saída do efluente final, deverá estar em torno de 85 a 90%.

4.3.3.4 Aspectos relacionados à construção, operação e manutenção

Construção

Os principais detalhes construtivos foram apresentados nas Tabelas 4.20 a 4.22 e nas Figuras 4.40 a 4.43. No caso dos *wetlands* horizontais, outros detalhes construtivos foram apresentados no exemplo constante do Item 4.3.3.3.

Operação

A alimentação dos *wetlands* construídos para escoamento horizontal se dá de forma contínua. Como se trata de um sistema natural simplificado, não há variáveis de controle operacional adicionais, como recirculações e aeração. A única variação que pode ser praticada é a alteração no nível da tubulação de saída. As unidades recebem efluente pré-tratado.

Já a operação das unidades convencionais de escoamento vertical segue o esquema de alimentação intermitente, em batelada, com alimentação em algu-

mas unidades e descanso em outras. Conforme apresentado na Tabela 4.21, há 1 (ou 2) unidades em descanso para cada 3 (ou 2) unidades em operação. O número de bateladas por dia está entre 4 e 12, ou seja, em média, uma batelada a cada 2 a 6 horas. O sistema recebe efluente previamente tratado.

Os *wetlands* construídos de escoamento vertical concebidos pelo Sistema Francês também têm alimentação intermitente (bateladas) e ciclos operacionais que incluem operação e descanso, com estratégias diferentes para o 1º e o 2º estágios. O esquema operacional está ilustrado na Figura 4.44, com detalhamento adicional para o 1º estágio na Figura 4.46. As bateladas do esgoto bruto ocorrem entre 8 e 24 vezes por dia, ou seja, em média, a cada 1 a 3 horas. Em locais de clima frio pode haver um intervalo entre bateladas ainda maior, mas em locais de clima quente deve-se levar em consideração que o esgoto bruto sofrerá decomposição no tanque de acumulação e é preciso evitar a geração de maus odores.

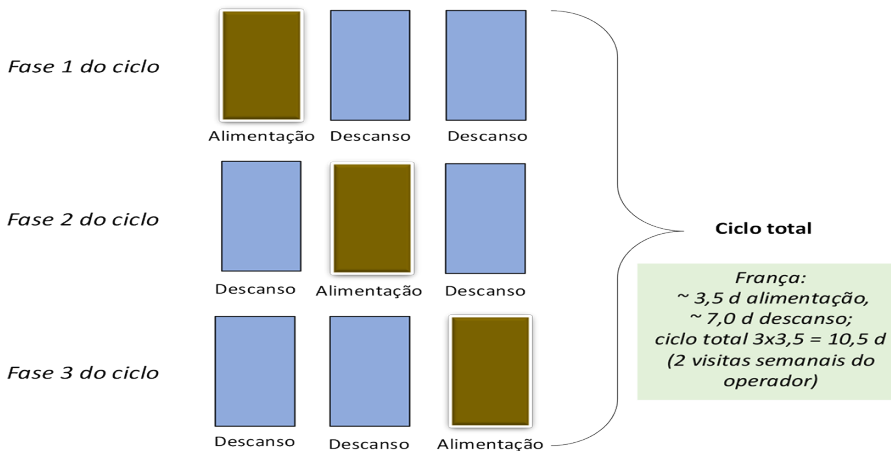


Figura 4.46 – Resumo da alternância da operação e descanso dos leitos do 1º estágio do Sistema Francês
Fonte: von Sperling (2018)

Manutenção

A manutenção dos *wetlands* construídos é bastante simples. Além das atividades relacionadas ao tratamento precedente, a manutenção usualmente está associada ao controle (corte, remoção e destinação) da vegetação cortada.

A maior preocupação nos sistemas de escoamento subsuperficial (principalmente de escoamento horizontal) é a colmatação do leito, que pode vir a ocorrer

rer após alguns anos de operação, dependendo das características do afluente, das cargas aplicadas e da granulometria do meio suporte, tal como discutido no exemplo do Item 4.3.3.3. No entanto, caso o dimensionamento seja cuidadoso com relação a estes aspectos e a operação tanto dos *wetlands* construídos quanto das unidades que os precedem seja realizada corretamente, a expectativa é de que problemas advindos da colmatação (como o escoamento superficial do líquido) demorem vários anos para ocorrer. O escoamento superficial do líquido poderá trazer problemas estéticos para a estação, mas não necessariamente implicará em deterioração da qualidade do efluente tratado.

Nos *wetlands* construídos de escoamento vertical, a operação intermitente e a alternância entre os leitos possibilitam digestão e secagem da camada de lodo na superfície do meio filtrante, o que minimiza problemas de colmatação superficial. Adicionalmente, as plantas desempenham um papel fundamental: com o vento, seu caule se movimenta, exercendo um efeito alavanca, que abre espaços na camada de lodo superficial, por onde o líquido afluente penetra, dirigindo-se para as camadas inferiores.

Nos *wetlands* construídos de escoamento horizontal, o lodo acumula-se dentro das unidades, o que pode causar a colmatação, mas não implica na remoção periódica do lodo. Nas unidades de escoamento vertical descendente, a maior parte do lodo se acumula na superfície. No caso particular do Sistema Francês, a taxa de acúmulo é da ordem de 1,5 a 2,0 cm por ano (menores valores em regiões quentes). Recomenda-se a remoção do lodo, juntamente com as plantas, quando este atingir uma espessura de 20 cm.

4.3.3.5 Considerações finais

Os *wetlands* construídos encontram grande aplicabilidade para o tratamento de esgotos gerados em sistemas descentralizados, inclusive os provenientes de empreendimentos habitacionais. Nessa modalidade de tratamento, destacam-se a agradável estética proporcionada pelas plantas do sistema, a boa eficiência na remoção de matéria orgânica e sólidos em suspensão, a robustez do sistema, a simplicidade de construção e operação/manutenção, a ausência de equipamentos eletromecânicos, a não necessidade de tratamento e disposição periódica de lodo e os reduzidos custos operacionais. As principais limitações, comuns a outros sistemas naturais de tratamento de esgotos, estão associadas à grande área requerida para o tratamento.

4.3.4 Tecnologias recentes de tratamento de esgotos

4.3.4.1 Granulação Aeróbia

A procura por soluções em tratamento de esgoto visando à elevada remoção de matéria orgânica e nutrientes associada a custos acessíveis, estabilidade e facilidade operacional, baixa demanda de área, menores produções de lodo etc. tem sido o tema central de muitas pesquisas de caráter científico. Muitas destas têm resultado em patentes, com a criação de novas tecnologias de tratamento de esgoto, inclusive com *scale-up* bem-sucedido em novos sistemas de tratamento operados em escala real com esgotos sanitários e industriais. Entre os recentes avanços alcançados nos últimos anos, destaca-se o uso de reatores em batelada sequenciais de grânulos aeróbios, também conhecido como tecnologia de lodo granular aeróbio (LGA).

O conceito de grânulos aeróbios foi estabelecido no congresso da IWA (*I Workshop on Aerobic Granular Sludge*) realizado em Munique, Alemanha, em 2004. Neste congresso, foi definido que grânulos aeróbios são agregados de lodos que não coagulam em baixas tensões hidrodinâmicas e que possuem velocidade de sedimentação superior aos flocos de lodos ativados. Além destas características foi estabelecido que, para ser considerado grânulo aeróbio, um agregado deve apresentar uma estrutura na qual a posição dos microrganismos não seja alterada rapidamente como nos flocos de lodos ativados.

4.3.4.1.1 Formação do LGA

Os grânulos aeróbios são cultivados preferencialmente em reatores em bateladas sequenciais (RBS). Há similaridades entre o processo de granulação e a tecnologia de lodos ativados operada em fluxo contínuo, sendo que a diferença básica está no fluxo, pois nos sistemas de LGA os reatores operam em fluxo intermitente. Dessa forma, todas as etapas de reação e decantação acontecem no mesmo tanque. Por conta disso, a tecnologia de lodo granular aeróbio tende a ocupar uma área muito menor quando comparado ao sistema de lodo ativado, proporcionando redução do custo de operação de uma planta de tratamento em pelo menos 20% e diminuição do espaço requerido em 75% (BASSIN, 2011).

Os RBS são operados em ciclos operacionais com as seguintes fases sequenciais (Figura 4.47): (a) enchimento, (b) reação, (c) sedimentação dos sólidos em suspensão, (d) descarga do efluente, e (5) repouso, seguido ou não de alguns ajustes (JORDÃO; PESSÔA, 2011).

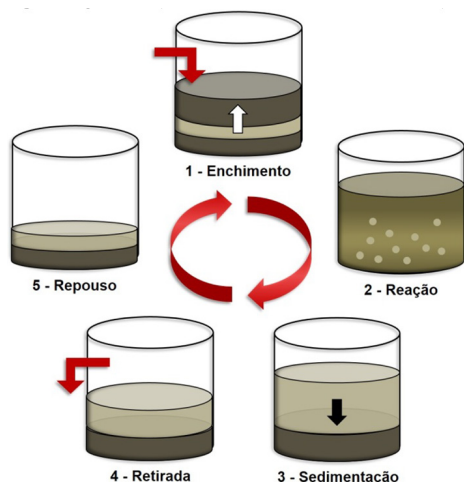


Figura 4.47 – Fases de operação de um RBS

Fonte: adaptado de Wagner (2015)

Ressalta-se que existem alguns sistemas que são denominados RBS com alimentação-descarte simultâneo. Nessa configuração, a fase de enchimento e retirada são condensadas em uma única etapa. Dessa forma, tal sistema é composto pelas seguintes etapas: (1) enchimento/descarte, (2) reação e (3) sedimentação.

O sistema LGA permite diversas adaptações nas fases dos ciclos, como a inserção de fase anaeróbia/anóxica na reação, realização do enchimento escalonado, alimentação-descarte simultâneos, entre outros. No processo de configuração do ciclo e duração das fases, vários parâmetros devem ser analisados, sendo os principais: tipo de afluente, carga orgânica, TDH, SST, SSV, temperatura e qualidade do efluente desejada. A principal desvantagem desse sistema está ligada às questões operacionais, pois necessita de elevado nível de sofisticação e de manutenção em função dos temporizadores e equipamentos automatizados.

4.3.4.1.2 Lodo Ativado x Lodo Granular Aeróbio

Em comparação aos flocos, os grânulos aeróbios possuem uma estrutura física resistente, regular e densa, elevada retenção de biomassa, excelente capacidade de sedimentação, elevada atividade, capacidade de tratar águas residuárias de alta concentração e suportar cargas de choque (LIN et al., 2003; LIU; TAY, 2004). Eles apresentam uma aparência bem definida e são visíveis como entidades separadas, de diâmetro maior do que 0,1 mm, após sedimentarem (LIU et al., 2009). A Tabela 4.24 mostra um comparativo entre lodo granular aeróbio (LGA) e flocos de lodo ativado (FLA).

Tabela 4.24 – Comparação das características de Lodo Granular Aeróbio (LGA) e Flocos Lodo Ativado (FLA)

Parâmetro	LGA	FLA
Tamanho	0,2 – 5,0 mm	50 – 300 µm
Velocidade de Sedimentação	25 – 70 m/h	7 – 10 m/h
Tipo/Forma	Regular, lisa e arredonda	Irregular e filamentososa
Estrutura	Densa e forte	Leve e facilmente desagregável
Espaço Reque- rido	Todas as reações ocorrem no mesmo tanque, ocasionando redução de operação em pelo menos 20% e diminuição do espaço em 75%	Demanda vários tanques (aeróbios, anóxicos), necessitando de elevados investimentos na implantação e operação, além de demandar maiores áreas
Vulnerabilidade do Sistema	Suporta altos valores de choques de carga, menos vulnerável à toxicidade de compostos químicos e metais pesados	Suporta baixos valores de choque de carga e maior vulnerabilidade à toxicidade de compostos químicos e metais pesados

Um atributo físico importante dos grânulos aeróbios é a sua velocidade de sedimentação. Conforme apresentado, os grânulos podem sedimentar com uma velocidade variando de 25 a 70 m/h, significativamente mais rápido do que os flocos, com 7 a 10 m/h (QIN; LIU; TAY, 2004). Devido à elevada capacidade de sedimentação, a separação entre a biomassa e o efluente tratado nos sistemas de grânulos aeróbios é bastante eficiente, resultando em um sobrenadante clarificado, com baixíssimas concentrações de sólidos em suspensão. A Figura 4.48 mostra a diferença de sedimentabilidade entre grânulos aeróbios (recipiente à esquerda) e os flocos do sistema de lodo ativado (recipiente à direita) com tempo de sedimentação inferior a 5 minutos.



Figura 4.48 – Diferença de sedimentabilidade entre LGA e FLA

Fonte: Nereda (2018)

4.3.4.1.3 Tecnologia de LGA

De maneira simplificada, a tecnologia de LGA é baseada na elevada sedimentação de grânulos aeróbios, os quais são formados sem necessidade de materiais suporte. Um dos pontos mais atrativos é a facilidade de reter altas concentrações de lodo sem necessidade de sedimentadores secundários, além de permitir a remoção de matéria carbonácea e de nutrientes (nitrogênio e fósforo) em um único reator biológico, utilizando os mesmos mecanismos do processo de lodo ativado convencional.

Os estudos voltados para o processo de granulação aeróbia ressaltam alguns fatores que afetam a produção de grânulos, entre os quais:

1. configuração de reator;
2. tempo de sedimentação;
3. velocidade de crescimento dos microrganismos;
4. estratégias de alimentação;
5. concentração de oxigênio dissolvido e intensidade de aeração;
6. concentração de substrato;
7. presença de cátions divalentes;
8. carga orgânica aplicada;
9. temperatura;
10. pH.

Para aplicações práticas, os RBS devem ter uma relação altura/diâmetro (H/D) elevada para melhorar a seleção de grânulos pela diferença na velocidade de sedimentação (BEUN et al., 1999). Outro ponto que se pode destacar é que esta condição proporciona uma trajetória de fluxo circular longa, ajudando no atrito hidráulico pela elevada turbulência. Com relação à concentração de OD, alguns autores afirmam que a granulação aeróbia apresenta melhores resultados com valores superiores a 2 mg/L (DE KREUK; VAN LOOSDRECHT, 2004), proporcionados pela elevada taxa de aeração, que devem resultar em valores recomendados de velocidade ascensional superiores a 1,2 cm/s.

No tocante aos principais parâmetros de projeto da tecnologia de LGA, destaca-se:

1. vazão;
2. volume de troca;
3. características do afluente;
4. estratégia de alimentação;

5. relação H/D;
6. velocidade ascensional do afluente e do ar;
7. duração do ciclo;
8. proporção das etapas do ciclo.

Ressalta-se que para o dimensionamento do RBS os valores dos parâmetros variam de acordo com o objetivo do tratamento, como remoção de nitrogênio, biodesfosfatação ou aproveitamento de produtos no âmbito do conceito da biorrefinaria.

Com relação aos mecanismos de remoção de nutrientes, observa-se que os processos da tecnologia de LGA são semelhantes aos utilizados no sistema de lodo ativado convencional, sendo que a principal diferença reside no fato de não ser necessário utilizar vários reatores, apenas a criação de diferentes zonas no interior do grânulo, ocasionadas pelo gradiente de penetração do oxigênio no mesmo (DE KREUK, 2006). Estas zonas são camadas concêntricas com diferentes condições operacionais que permitem a remoção simultânea de matéria orgânica e de nitrogênio, sendo que o último é removido por meio do processo combinado de nitrificação-desnitrificação (FIGUEROA et al., 2009). Caso a remoção de fósforo esteja entre os objetivos do tratamento, é essencial que o reator de LGA seja alimentado em condições anaeróbias, durante um período relativamente longo, a fim de favorecer o desenvolvimento de bactérias acumuladoras de fósforo (BASSIN, 2011).

Com a adequada automação do processo de LGA, consegue-se promover condições para as reações biológicas de nitrificação, desnitrificação e remoção de fósforo, a partir da incorporação das fases aeróbias, anóxicas e anaeróbias em uma única unidade operacional (GERARDI, 2010).

4.3.4.1.4 Critérios de dimensionamento

Por se tratar de uma tecnologia recente, os parâmetros de dimensionamento de projeto da tecnologia LGA ainda não estão bem definidos. Todavia, alguns valores são descritos pela literatura, conforme apresentado na Tabela 4.25.

Tabela 4.25 – Principais critérios e respectivos valores da tecnologia de LGA

Critério	Valor	Referências
Tempo _{min} sedimentação	15 min	Qin et al. (2004)
Relação H/D	> 4	Kong (2009)
OD	> 2 mg/L	De Kreuk e Van Loosdrecht (2004)
Velocidade superficial de ar	< 3,0 cm/s	Liu et al. (2005)
Ciclos (melhor nitrificação)	6 h – 12 h	Tay et al. (2001)
Duração dos ciclos (geração de maiores grânulos)	1,5 h – 4 h	Tay et al. (2007)
Temperatura ótima	> 20 °C	De Kreuk et al. (2005)
V _{min} Sedimentação	12 – 24 m/h	Beun et al. (1999)
Carga orgânica volumétrica mínima reportada	≥ 1,5 kg/m ³ x dia	Wagner (2015)
Concentração SST	0,88 a 16,2 g/L (Média: 6,8 g/L)	De Kreuk et al. (2005)
Relação SSV/SST	< 70%	Ni et al. (2009)
IVL ₃₀ /IVL ₁₀	< 0,9	Liu e Tay (2007)
IVL ₁₀	38 mL/g	De Kreuk e Van Loosdrecht (2006)
V _{afluente} ótima	1,0 m/h	Wagner (2015a)
V _{afluente} máxima	5,9 m/h	Wagner (2015a)
Troca volumétrica	< 30%	Bassin et al. (2011)
Relação F/M ótima	0,4 – 0,5 g DQO/g SSV.dia	Di Wu (2018)

Com relação ao tempo de detenção hidráulica (TDH), observa-se que o mesmo varia de acordo com a vazão média e o volume do reator, conforme a Equação 4.42.

$$TDH = \frac{V_u}{Q_{méd}} \quad (\text{Eq. 4.42})$$

Onde:

Q_d : vazão média de esgoto (m³/dia)

V_u : volume útil do reator (m³)

Para o cálculo da idade de lodo, vale a Equação 4.43, de acordo com Liu e Tay (2007).

$$\theta_c = \frac{X_{ssv} V_U}{X_d V_d + X_e V_e} \quad (\text{Eq. 4.43})$$

Onde:

θ_c : tempo de retenção de sólidos ou idade de lodo (d)

X_{ssv} : concentração de sólidos suspensos voláteis no reator (mg/L de SSV)

V_u : volume útil do reator (L)

X_e : concentração de sólidos suspensos voláteis no efluente tratado (mg/L de SSV)

V_e : volume de efluente tratado descartado do reator (L)

X_d : concentração de biomassa manualmente descartada (mg/L de SSV)

V_e : volume de biomassa descartada manualmente (L)

T_c : tempo de duração do ciclo (d)

Quando não há descargas manuais de lodo no sistema, a equação pode ser simplificada para (Equação 4.44):

$$\theta_c = \frac{X_{ssv} V_u}{X_e V_e T_c} \quad (\text{Eq. 4.44})$$

Ressalta-se que como há variação constante no volume de sólidos no reator e no efluente, o valor da retenção de biomassa oscila ao longo dos ciclos. São vários os fatores que ocasionam essa alteração, tais como: carga orgânica, velocidade ascensional, granulação, sedimentabilidade etc.

É importante destacar que mesmo com a estabilidade de todos os parâmetros citados, os grânulos possuem uma dinamicidade de crescimento e decaimento natural; assim, em todos os ciclos, o grânulo passa por contínua adaptação, acarretando em alterações nas concentrações de sólidos. Todavia, a literatura recomenda que a idade de lodo respeite o crescimento das bactérias de crescimento lento, tendo como referência as bactérias nitrificantes. Nesse contexto, apresenta-se a Tabela 4.26, que mostra o tempo mínimo de retenção de biomassa para crescimento de bactérias oxidadoras de amônia em função da temperatura.

Tabela 4.26 – Temperatura (T) e idade de lodo (θ_c , em dias), recomendados para nitrificação

T (°C)	Idade de lodo (θ_c)
30	7
25	10
20	15
15	20
10	30

Fonte: Gerardi (2006)

4.3.4.1.5 ETE com tecnologia de LGA

A patente do processo para tratamento de esgoto com LGA foi concedida no início dos anos 2000 a Mark Van Loosdrecht e Merle de Kreuk (VAN LOOSDRECHT; DE KREUK, 2004). Após a patente, a Universidade Técnica de Delft em parceria com a empresa Royal Haskoning DHV batizaram a tecnologia comercialmente como Nereda®. A primeira planta em escala real municipal foi inaugurada em 2011 na cidade de Epe e a segunda em 2013 em Garmerwolde, ambas na Holanda (GIESEN; THOMPSON, 2013).

Atualmente a tecnologia de LGA está difundida em todo o mundo com mais de 30 plantas sendo construídas, algumas das quais já estão em operação. No Brasil, a primeira planta Nereda® foi recentemente inaugurada (Maio/2016) no Rio de Janeiro pela parceria das empresas DHV, Foz Águas e Odebrecht Ambiental para tratar o esgoto de aproximadamente 480.000 pessoas. A Figura 4.49 mostra a construção da ETE Deodoro no Rio de Janeiro, a primeira com tecnologia Nereda® no Brasil.



Figura 4.49 – Construção da ETE Deodoro com tecnologia Nereda no Rio de Janeiro

Fonte: Roberti (2016)

Na aplicação da tecnologia de LGA como alternativa para tratamento de esgoto, um estudo de viabilidade econômica revelou que a mesma era bastante promissora, tanto em termos de custo de implantação quanto de operação. Comparada ao sistema de lodo ativado, a tecnologia de LGA apresentava uma redução de: 20-25% dos custos de operação, 23-40% da demanda energética e 50-75% de espaço (ADAV et al., 2008; BENGTTSSON et al., 2018; NEREDA®, 2018). Em relação a outras opções de tratamento como os biorreatores a membrana

(BRM), a demanda energética no LGA era de 35-70 % mais baixa (BENGTSSON et al., 2018).

A principal desvantagem do processo de tratamento por LGA reside no período de partida do reator, especialmente no processo de formação dos grânulos. Uma das soluções apresentadas nas ETE que utilizam essa tecnologia é a inoculação com grânulos advindos de outros sistemas em operação, reduzindo assim o tempo de formação dos grânulos. Outra problemática observada nessa tecnologia é a incerteza em critérios como estabilidade e robustez dos grânulos, tendo em vista que há muitos relatos de instabilidade e rompimento dos grânulos, devido a falhas operacionais e condições adversas, tais como temperatura e pH.

4.3.4.1.6 *Considerações finais*

Tendo em vista os pontos abordados, observa-se que a tecnologia de LGA apresenta várias vantagens sob o ponto de vista técnico-operacional, em comparação com tecnologias convencionais de tratamento de esgoto baseadas no crescimento disperso da biomassa. A velocidade de sedimentação dos grânulos, a elevada concentração de biomassa, capacidade de choque de carga e as altas taxas de remoção de matéria carbonácea e nutrientes demonstram a superioridade dessa tecnologia em relação a outras tecnologias aeróbias. Todavia, a composição do esgoto, clima, aspectos de projeto e operação dos sistemas etc. podem afetar diretamente a atividade dos microrganismos e, conseqüentemente, as eficiências alcançadas. Assim, recomenda-se que se proceda a uma avaliação de eficiência e confiabilidade nas ETE que já operam em escala real com a tecnologia de LGA, assim como ampliar os estudos com efluentes industriais, cuja avaliação é ainda pobremente reportada na literatura.

4.3.4.2 *Sistemas microaeróbios*

A microaeração ou micro-oxigenação consiste na adição de pequenas quantidades de oxigênio em biorreatores anaeróbios, usualmente a partir de ar atmosférico. Os sistemas microaeróbios vêm ganhando bastante destaque nos últimos tempos, principalmente se configurando como uma tecnologia *in-situ* de dessulfurização do biogás (remoção do gás sulfídrico H₂S) produzido em reatores anaeróbios a partir da redução do sulfato, além de permitir uma remoção parcial do sulfeto dissolvido. Muitas pesquisas foram conduzidas para digestores anaeróbios de lodo, resíduos sólidos urbanos, assim como para efluentes

com elevadas concentrações de sulfato, inclusive com relatos da utilização de oxigênio puro para atenuar a deterioração da qualidade do biogás produzido pelo aumento da concentração de oxigênio ou mesmo nitrogênio, quando se utiliza ar atmosférico como fonte de microaeração. A literatura ainda registra vantagens dos sistemas microaeróbios para resíduos complexos, por melhorarem a etapa da hidrólise da digestão anaeróbia, além de apresentarem menores custos de implantação, operação e manutenção em relação aos sistemas aeróbios aerados tradicionais.

Em compensação, a tecnologia em discussão também traz algumas desvantagens, principalmente porque é preciso (i) haver controle da quantidade de ar injetado no sistema para não prejudicar a produção de metano, já que as arqueias metanogênicas são anaeróbias estritas; (ii) evitar explosões devido ao poder combustível do metano e comburente do oxigênio; (iii) evitar a re-oxidação do sulfeto formado para espécies como o tiosulfato ou sulfato.

Uma classificação dos sistemas de aeração em função da dosagem de oxigênio é apresentada na Tabela 4.27 e na Figura 4.50.

Tabela 4.27 – Classificação dos sistemas de aeração em função da dosagem de oxigênio normalizado pela vazão de alimentação

Condição	$L O_2 / L$ alimentação
Aeração/oxigenação	102–218
Aeração limitada	2,6–6,4
Micro-oxigenação	0,03–1,27

Fonte: adaptado de Krayzelova et al. (2015)

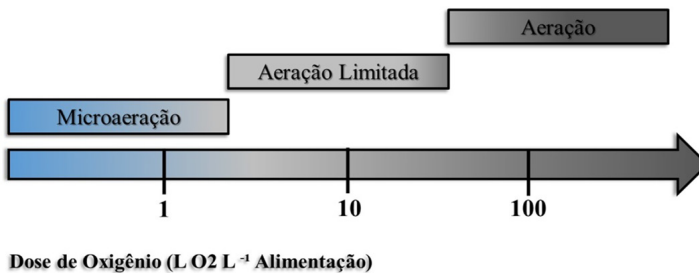


Figura 4.50 – Terminologia para a classificação dos sistemas de aeração em função da dosagem de oxigênio normalizado pela vazão de alimentação

Fonte: adaptado de Krayzelova et al. (2015)

A concentração de oxigênio dissolvido (OD) é um parâmetro de controle crucial no processo de microaeração, sendo que o incremento nas concentrações de OD muitas vezes é inferior a 0,1 mg/L, o qual é o menor limite de detecção da maioria dos eletrodos comerciais de OD. O potencial de oxi-redução (ORP) reportado em sistemas microaeróbios varia de -150 a -460 mV. A literatura cita que a ORP é mais indicada como parâmetro de controle do que a concentração de OD, tipicamente avaliada em sistemas aeróbios tradicionais.

Os principais pontos de observação para que haja uma microaeração eficiente e controlada são:

1. Ponto de dosagem de oxigênio e método de mistura;
2. Local de oxidação dos poluentes;
3. Taxa de dosagem de oxigênio;
4. Controle do processo microaeróbio (p. ex., controle da dosagem de oxigênio pela concentração de OD ou ORP etc.).

Além de preocupações no que concerne à eficiência do funcionamento do sistema, é de grande importância salientar a toxicidade do oxigênio aos microrganismos estritamente anaeróbios, como bactérias acetogênicas, arqueias metanogênicas e a maioria das bactérias redutoras de sulfato (BRS) (CIRNE et al., 2008). Apesar da toxicidade ser prevista, o sistema não apresenta perdas significativas de eficiência e estabilidade operacional em razão da inserção de oxigênio no meio, possivelmente porque:

1. As quantidades de oxigênio são baixas, o que faz com que o sistema se comporte como um reator anaeróbio tradicional;
2. Algumas espécies têm tolerância a determinados níveis de O_2 . Por exemplo, algumas espécies de microrganismos metanogênicos tem tolerância à exposição ao oxigênio em intervalos de tempo reduzidos (KATO et al., 1993a; ZITOMER; SHROUT, 2000);
3. Agregados podem compor uma barreira na forma de flocos e grânulos, com os microrganismos facultativos na camada mais externa e os metanogênicos mais no centro. É sabido que os organismos presentes nas camadas exteriores consomem rapidamente o oxigênio fornecido, impedindo a difusão para as camadas mais internas (KATO et al., 1993b; SHEN, GUIOT, 1995; BOTHERJU; BAKKE, 2011).

Recentemente, experimentos conduzidos na Universidade Federal do Ceará (UFC), vêm revelando resultados promissores dos sistemas microaeróbios na

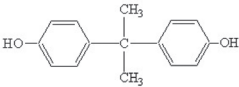
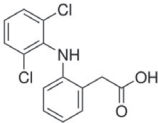
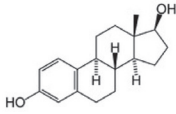
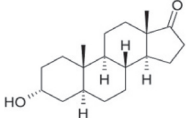
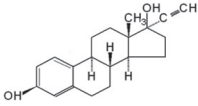
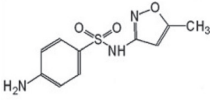
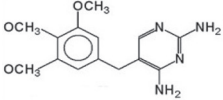
remoção de contaminantes de preocupação emergente (CEC, do inglês *contaminants of emerging concern*) como fármacos, hormônios e produtos de higiene pessoal, compostos BTEX, entre outros, além da aplicação na remoção de sulfeto gasoso e dissolvido em efluentes com baixa concentração de sulfato, como é o caso de esgotos sanitários, conforme apresentado no Capítulo 7.

A utilização de sistemas microaeróbios na remoção de CEC é ainda bastante incipiente, sendo usualmente reportados valores de remoções em sistemas tradicionais aeróbios e anaeróbios de tratamento de esgotos. Os sistemas microaeróbios apresentam muitas vantagens sobre os processos anaeróbios e aeróbios tradicionais em relação à remoção de CEC:

1. Maiores eficiências de remoção para a maioria dos CEC em comparação aos processos anaeróbios;
2. Muitas vezes compatíveis com as eficiências de remoção de CEC em condições aeróbias, contudo utilizando bem menos energia elétrica, produzindo menos lodo e com menores riscos de emissão de compostos orgânicos voláteis (VOCs, *volatile organic compounds*);
3. Melhoria na hidrólise de alguns compostos orgânicos mais recalcitrantes em condições anaeróbias;
4. Diminuição na concentração do sulfeto de hidrogênio, o qual pode ser tóxico para os microrganismos metanogênicos envolvidos na remoção de CEC;
5. Baixos custos para implantação e manutenção da tecnologia, já que não está muito sujeita a falhas.

A seguir são apresentados um quadro resumo dos principais CEC estudados no âmbito da RENTED pela UFC (cerca de 250 µg/L, cada), com informações sobre sua estrutura química e alguns dados relevantes, como fórmula molecular e massa molar (Tabela 4.28). A fonte de microaeração foi o ar atmosférico (1 mL/min, equivalente a uma relação Q_{ar}/Q_{af} de 0,1), o ponto de dosagem foi na linha de alimentação e o composto etanol como utilizado como fonte de carbono e energia (BUARQUE, 2017).

Tabela 4.28 – Contaminantes de preocupação emergente investigados pelo UFC na RENTED e suas características químicas

Micropoluente	Tipo	Fórmula Molecular	Massa Molecular ($g.mol^{-1}$)	Estrutura
Bisfenol A (BFA)	Difenol usado na produção de polycarbonato	$C_{15}H_{16}O_2$	228,28	
Diclofenaco (DCF)	Anti-inflamatório não-esteróide	$C_{14}H_{11}Cl_2NO_2$	296,14	
Estradiol (E1)	Hormônio sexual e esteróide	$C_{18}H_{24}O_2$	272,39	
Estrona (E2)	Hormônio estrogênico	$C_{18}H_{22}O_2$	270,37	
Etinilestradiol (EE2)	Estrogênio bioativo	$C_{20}H_{24}O_2$	296,40	
Sulfametoxazol (SMX)	Antibiótico	$C_{10}H_{11}N_3O_3S$	253,3	
Trimetoprima (TMP)	Antibiótico	$C_{14}H_{18}N_4O_3$	290,32	

Fonte: adaptado de Vidal (2015)

Os valores médios das eficiências de remoção obtidas nas fases anaeróbia e microaeróbia são apresentados na Tabela 4.29. Observa-se que durante a fase anaeróbia, foram observadas baixíssimas eficiências de remoção, sugerindo que essa configuração não foi efetiva na remoção de contaminantes de preocupação emergente. Por outro lado, quando a microaeração foi imposta, uma evidente melhoria nas eficiências de remoção foi verificada para todos os CEC

investigados. Tais resultados implicam que a implementação de oxigênio no meio reacional, mesmo que em baixas concentrações, é suficiente para promover a remoção de compostos recalcitrantes, possivelmente a partir de processos metabólicos e co-metabólicos.

Tabela 4.29 – Eficiências de remoção dos contaminantes de preocupação emergente investigados pela UFC na RENTED em sistemas anaeróbios e microaeróbios

	Tipo	Eficiência de remoção (%)	
		Anaeróbia	Microaeróbia
Micropoluentes (µg/L)	E1	9 (11)	54 (10)
	E2	6 (3)	53 (8)
	EE2	4 (3)	56 (7)
	BPA	8 (10)	58 (4)
	SMX	5 (3)	55 (6)
	TMP	-4 (19)	53 (6)
	DCF	6 (3)	53 (7)

Nota: valores entre parêntesis representam o desvio padrão

Fonte: Buarque (2017)

O impacto positivo da microaeração é corroborado pelas verificações feitas por Firmino (2013), que aplicou a microaeração em reatores UASB visando melhorar as eficiências no tratamento de águas residuais contaminadas com BTEX. Segundo esse autor, as pequenas quantidades de oxigênio no meio fazem com que as bactérias tenham mais facilidade em iniciar o processo de degradação desses compostos orgânicos, continuando a etapa seguinte de degradação em regime anaeróbio. Assim, provavelmente, alguns microrganismos, por meio de mono-oxigenases, podem ter convertido os hidrocarbonetos aromáticos em intermediários fenólicos menos recalcitrantes sob condições anaeróbias, o que refletiu positivamente no desempenho de remoção do reator. Trabalhos anteriores já relatavam o potencial e o aumento comprovado da biodegradação de compostos aromáticos com coculturas anaeróbias e aeróbias consorciadas (FIELD et al., 1995).

4.3.5 Tabela resumo comparando alguns aspectos das principais tecnologias de tratamento de esgotos abordadas no presente capítulo

A Tabela 4.31 contempla um resumo comparando alguns aspectos das principais tecnologias de tratamento de esgotos abordadas no presente capítulo.

Tabela 4.31 – Alguns aspectos das principais tecnologias de tratamento de esgotos abordadas no presente capítulo

N.	Tipo de sistema	Demanda de Área	Consumo de Energia	Custo de Implantação	Custo O&M	Resultados Esperados					
						Rem. Mat. Org. (DBO ₅) (%)	Condições p/ Nitrificação	Condições p/ Desnitrificação	Otimização p/ Rem. Biol. de P	Rem. C. ller.	Produção de Lodo
1	Tanque séptico (TS)	Baixa	Baixo	Baixo	Baixo	<50	Não	Não	Não	Baixa	Baixa
2	Tanque séptico modificado	Baixa	Baixo	Baixo	Baixo	<60	Não	Não	Não	Baixa	Baixa
3	TS seguido de filtro anaeróbico	Baixa	Baixo	Baixo	Baixo	<80	Não	Não	Não	Baixa	Baixa
4	Lodo ativado convencional	Baixa	Alto	Alto	Alto	>90	Sim	Não	Não	Baixa	Alta
5	Lodo ativado aeração prolongada	Baixa	Alto	Alto	Alto	>90	Sim	Não	Não	Baixa	Alta
6	Lodo ativado alta taxa	Baixa	Alto	Alto	Alto	>90	Sim	Não	Não	Baixa	Alta
7	Lodo ativado UCT Modificado	Baixa	Alto	Alto	Alto	>90	Sim	Sim	Sim	Baixa	Alta
8	Lodo ativado Bardenpho	Baixa	Alto	Alto	Alto	>90	Sim	Sim	Sim	Baixa	Alta
9	Lodo granular aeróbico	Baixa	Alto	Alto	Alto	>90	Sim	Sim	Sim	Baixa	Alta
10	Bioreator aeróbico a membrana	Baixa	Alto	Alto	Alto	>90	Sim	Não	Sim	Baixa	Alta
11	Bioreator anaeróbico a membrana	Baixa	Médio	Alto	Alto	>90	Não	Não	Não	Baixa	Baixa
12	UASB	Baixa	Baixo	Médio	Baixo	<70	Não	Não	Não	Baixa	Baixa
13	UASB seguido de Lodo Ativado	Baixa	Médio	Alto	Médio	>90	Sim	Não	Não	Baixa	Média
14	UASB seguido de filtro biológico percolador (FBP) de baixa taxa	Baixa	Baixo	Alto	Médio	>90	Sim	Não	Não	Baixa	Média
15	UASB seguido de FBP de taxa intermediária	Baixa	Baixo	Alto	Médio	>85	Parcial	Não	Não	Baixa	Média
16	UASB seguido de FBP de alta taxa	Baixa	Baixo	Alto	Médio	>80	Não	Não	Não	Baixa	Média
17	UASB seguido de filtro aerado de leito submerso (FAS)	Baixa	Médio	Alto	Médio	>90	Sim	Não	Não	Baixa	Média
18	UASB seguido de biofiltro aerado submerso (BAS)	Baixa	Médio	Alto	Médio	>90	Sim	Parcial	Não	Baixa	Média
19	TS + wetlands construídos de escoamento horizontal subsuperficial	Alta	Baixo	Baixo	Baixo	>85	Não	Parcial	Não	Alta	Baixa
20	UASB + wetlands construídos de escoamento horizontal subsuperficial	Alta	Baixo	Médio	Baixo	>90	Não	Parcial	Não	Alta	Baixa
21	TS + wetlands construídos de escoamento vertical convencional	Alta	Baixo	Baixo	Baixo	>85	Sim	Não	Não	Alta	Baixa
22	UASB + wetlands construídos de escoamento vertical convencional	Alta	Baixo	Médio	Médio	>90	Sim	Não	Não	Alta	Baixa
23	Wetlands construídos de escoamento subsuperficial vertical - Sistema Francês - 1 estágio	Alta	Baixo	Médio	Baixo	>80	Parcial	Não	Não	Média	Baixa
24	Wetlands construídos de escoamento subsuperficial vertical - Sistema Francês - 1 estágio	Alta	Baixo	Médio	Baixo	>90	Sim	Parcial	Não	Média	Baixa

4.3.6 Sistemas de Desinfecção

4.3.6.1 Introdução

A desinfecção de esgotos sanitários objetiva a remoção de patógenos presentes no efluente tratado, cujos limites são fixados pelos órgãos ambientais quer para padrões de lançamento quer para manutenção da qualidade da água no corpo receptor. Em termos de microrganismos patogênicos, a maior preocupação é com bactérias, vírus entéricos, protozoários e helmintos.

Os mecanismos de remoção envolvidos dependem das características do microrganismo patogênico em questão, pois alguns possuem tamanho e peso, como os protozoários (presentes na forma de cistos ou oocistos) e helmintos (presentes na forma de ovos), que podem ser mais facilmente removidos por sedimentação e filtração em sistemas biológicos de tratamento do que as bactérias e vírus, que têm tamanho muito reduzido. Por outro lado, a estrutura celular dos protozoários e helmintos, por ter uma membrana celular mais espessa, dificulta a ação de oxidantes como o cloro e até mesmo a radiação UV, fato que não acontece com as bactérias e vírus. O uso de membranas tem sido bastante empregado recentemente, em especial nos países desenvolvidos, para uma elevada garantia da qualidade microbiológica, chegando muitas vezes a remoções da ordem de 4 a 7 unidades logarítmicas.

A desinfecção de esgotos exige um conhecimento dos aspectos físico-químicos (pH, alcalinidade, DBO, sólidos suspensos, nitrogênio etc.) e, principalmente, dos parâmetros microbiológicos de avaliação das concentrações de organismos patogênicos ou de organismos indicadores.

No Brasil, devido às dificuldades e custos inerentes à identificação dos diversos organismos patogênicos, é prática comum a identificação e quantificação de organismos indicadores de contaminação, notadamente *Escherichia coli*, coliformes fecais (ou termotolerantes) e estreptococos fecais.

Vale lembrar que os organismos indicadores de contaminação, mais especificamente os coliformes e estreptococos fecais, são utilizados como parâmetros de monitoramento porque estes, além de fáceis de identificar, estão sempre presentes em grandes quantidades nas fezes de origem humana e de outros animais de sangue quente. Assim, a presença de coliformes e estreptococos fecais em uma amostra de água torna-se um forte indicativo de que aquela água

foi contaminada pelo lançamento de esgotos e deve, muito possivelmente, conter organismos patogênicos.

Trata-se, portanto, de uma determinação indireta do potencial da presença de organismos causadores de doenças, uma vez que os organismos indicadores são, em sua vasta maioria, habitantes do trato intestinal do homem e não são causadores de doenças. No caso específico dos esgotos, a matéria fecal é parte inerente da sua composição e, portanto, não há interesse em se atestar a ocorrência de contaminação fecal. Desta forma, os organismos indicadores assumem o papel de indicar não a contaminação fecal, mas a eficiência de remoção esperada para os organismos patogênicos.

A compreensão é de que elevadas eficiências de remoção de coliformes devem estar associadas a elevadas eficiências de remoção dos organismos patogênicos em si. No entanto, este pressuposto é válido tão somente para organismos patogênicos que são removidos pelos mesmos mecanismos que os coliformes, ou seja, aqueles nos quais predominam fenômenos de inativação e desinfecção propriamente dita. Este é o caso das bactérias patogênicas e vírus, mas não é o caso dos protozoários e helmintos, que são removidos por mecanismos distintos, nos quais predominam fenômenos físicos, como sedimentação e filtração. Em conclusão, coliformes podem ser indicadores adequados da remoção de bactérias patogênicas e vírus, mas não de protozoários e helmintos.

As composições microbiológicas típicas de esgotos brutos são apresentadas nas Tabelas 4.31 e 4.32. Alguns valores atuais obtidos no âmbito da RENTED foram apresentados no Capítulo 3.

Tabela 4.31 – Ocorrência típica de microrganismos patogênicos e microrganismos indicadores em esgotos brutos

Microrganismo	Contribuição per capita (org/hab.dia)	Concentração (org/100 mL)
Coliformes totais	10^9 - 10^{12}	10^6 - 10^9
Coliformes termotolerantes	10^8 - 10^{11}	10^5 - 10^8
Estreptococos fecais	10^8 - 10^9	10^5 - 10^6
Cistos de protozoários	$< 10^6$	$< 10^3$
Ovos de helmintos	$< 10^6$	$< 10^3$
Vírus entéricos	10^5 - 10^7	10^2 - 10^4

Fonte: Bastos (2003)

Tabela 4.32 – Remoções (unidades logarítmicas) típicas de microrganismos patogênicos e microrganismos indicadores segundo processos de tratamento de esgotos

Microrganismo	Tratamento secundário*	Filtração terciária	Membranas de microfiltração	Osmose inversa
Coliformes termotolerantes	0-2	0-1	1-4	4-7
<i>Salmonella sp.</i>	0,5-2	0-1	1-4	4-7
<i>Mycobacterium tuberculosis</i>	0-1	0-1	1-4	4-7
<i>Shigella sp.</i>	0-7-1	0-1	1-4	4-7
<i>Escherichia coli</i>	1-2	0-1	1-4	4-7
<i>Campylobacter</i>	1-2	0-1	1-4	4-7
<i>Cryptosporidium parvum</i>	1	0-3	1-4	4-7
<i>Entamoeba histolytica</i>	<0,1	0-3	1-4	4-7
<i>Giardia lamblia</i>	2	0-3	2-6	>7
Ovos de helmintos	<0,1	0-4	2-6	>7
Vírus entéricos	0,6-2	0-1	0-2	4-7

Obs.: 1 log = remoção de 90%; 2 log = remoção de 99%; 3 log = remoção de 99,9% e assim por diante.

* Podemos agrupar vários processos de alta taxa como lodo ativado, reator UASB, filtro aerado submerso, filtro biológico percolador etc.

Fonte: adaptado de Jordão e Pessoa (2014)

4.3.6.2 Métodos de desinfecção

A desinfecção pode ser realizada por meio de processos artificiais ou naturais, sendo os principais processos de desinfecção de esgotos sanitários em ETE descentralizadas mostrados na Figura 4.51.

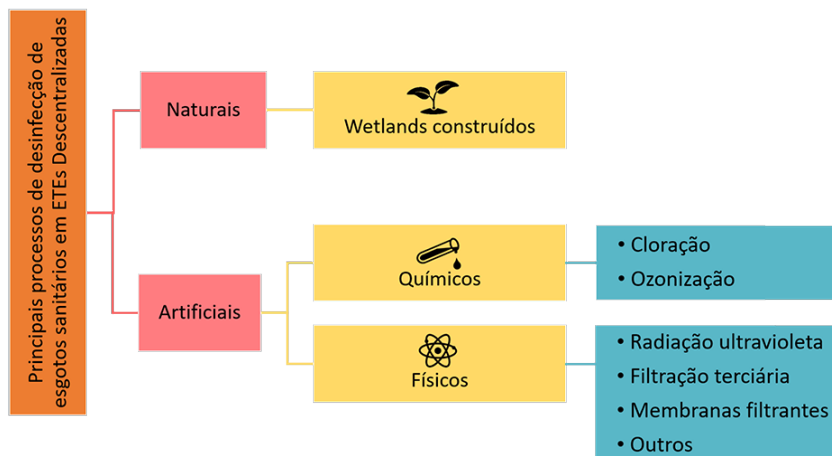


Figura 4.51 – Principais processos de desinfecção de esgotos sanitários em ETE descentralizadas

Tanto os processos artificiais como os naturais utilizam, isoladamente ou de forma combinada, agentes físicos e químicos para inativar os microrganismos patogênicos. Entre os agentes físicos, podem-se citar por exemplo a radiação UV, filtração terciária e filtração em membranas.

O agente químico mais utilizado na desinfecção de esgotos de ETE descentralizadas é o cloro, principalmente na forma de hipoclorito de sódio e de cálcio. No processo de disposição no solo, além dos agentes químicos e físicos naturalmente presentes, a ação de predação ou competição de outros organismos resulta na inativação de patógenos.

Um agente desinfetante ideal deve possuir um conjunto de características, conforme descrito na Tabela 4.33. Os mecanismos de desinfecção utilizando cloro, ozônio e radiação UV são apresentados na Tabela 4.34.

Tabela 4.33 – Características de um desinfetante ideal

Característica	Propriedades/resposta
Alteração das características da solução	Deve ser eficaz, com a mínima alteração das características da solução, como aumento da concentração de SDT
Disponibilidade	Deve estar disponível em grandes quantidades e a um custo razoável
Capacidade de remoção de odor	Deve ser capaz de remover odores enquanto atua como desinfetante
Homogeneidade	A solução deve apresentar composição uniforme
Interação com outros materiais	Não deve ser absorvido por outros compostos orgânicos e outros materiais que não sejam os microrganismos que se pretende inativar
Não devem ser corrosivos ou causar manchas	Não deve degradar metais ou manchar roupas ou dispositivos sanitários
Toxidade aos organismos superiores	Deve ser tóxico apenas para os microrganismos nas concentrações utilizadas
Penetração	Deve ter capacidade de penetrar através da superfície das partículas e células dos microrganismos
Segurança	Deve ser seguro durante o transporte, armazenagem, manuseio e uso
Solubilidade	Deve ser solúvel em água ou no tecido das células dos microrganismos
Estabilidade	Deve manter a sua ação desinfetante ao longo do tempo, principalmente durante a armazenagem
Toxicidade aos microrganismos	Deve ser eficaz mesmo em baixas concentrações
Toxicidade à temperatura ambiente	Deve ser eficaz em uma ampla faixa de variação de temperatura

Fonte: Metcalf & Eddy (2016)

Tabela 4.34 – Mecanismos de desinfecção utilizando cloro, ozônio e radiação UV

Cloro	Ozônio	Radiação UV
1. Oxidação direta da parede celular, com liberação do conteúdo da célula para o meio líquido	1. Oxidação direta da parede celular, com liberação do conteúdo da célula para o meio líquido	1. Danos ao DNA e ao RNA (formação de ligações duplas) no interior das células dos organismos
2. Modificação da permeabilidade da parede celular	2. Reações com os radicais produzidos na decomposição do ozônio	2. Os ácidos nucleicos nos microrganismos são os que mais absorvem energia nos comprimentos de onda variando entre 240-280 nm
3. Alteração do protoplasma da célula	3. Danos aos constituintes do ácido nucleico	3. Como o DNA e o RNA mantêm as informações para a reprodução dos microrganismos, os danos causados inativam os organismos
4. Inibição da atividade enzimática	4. Quebra das ligações carbono-nitrogênio, resultando na despolimerização	
5. Danos ao DNA e ao RNA		

Fonte: Metcalf & Eddy (2016)

No que se refere aos processos naturais e artificiais de desinfecção para ETE descentralizadas, as principais opções disponíveis são:

Cloração:

O cloro é largamente o desinfetante mais utilizado para águas e esgotos. É uma tecnologia mundialmente conhecida, normalmente aplicada nas formas de cloro gasoso, hipoclorito de sódio ou cálcio e outros compostos na forma líquida ou sólida (FERREIRA FILHO, 2017). O cloro, na forma de hipoclorito, geralmente tem sido utilizado nas instalações de menor porte e o cloro gasoso nas estações maiores. O dióxido de cloro torna-se interessante por reduzir os riscos de formação de compostos organoclorados, mas é economicamente inviável para ETE descentralizadas.

A ação desinfetante do cloro deve-se principalmente ao mecanismo de oxidação do material celular. Entretanto, trabalhos científicos relatam inibição enzimática e danificação do material genético como outros mecanismos da desinfecção com cloro. Os compostos de cloro, ao serem adicionados à água, reagem formando ácido hipocloroso (HOCl), que se dissocia em OCl^- e H^+ . A quantidade de HOCl e OCl^- em solução depende do pH e é chamada de cloro residual livre disponível. O cloro também reage com a matéria orgânica presente no esgoto, formando compostos organoclorados e cloraminas, conhecidos como cloro residual combinado (FERREIRA FILHO, 2017).

A utilização de cloro no tratamento de esgotos pode ser efetuada por meio da aplicação de uma solução de hipoclorito de sódio, comercializada na forma lí-

quida em bombonas com concentrações que podem variar de 10 a 15% como cloro livre (FERREIRA FILHO, 2017). A aquisição de cloro na forma de hipoclorito de sódio é mais cara em comparação ao cloro gasoso liquefeito; contudo, no tocante a ETE descentralizadas, cujo consumo de cloro é relativamente baixo, tal economia não é justificada, uma vez que o manuseio do hipoclorito de sódio como solução líquida é bastante facilitado e existe o envio da solução por meio de bombas dosadoras, ou mesmo ajuste a partir da regulação do registro colocado no tanque de preparo da solução.

A estabilidade da solução de hipoclorito de sódio é inversamente proporcional a sua concentração. Portanto, quanto maior a concentração da solução, menor é a sua estabilidade. Em razão disto, as soluções deste desinfetante são comercializadas em concentrações que variam de 10 a 15%. A estabilidade da solução é também dependente do pH, motivo pelo qual se adiciona soda cáustica para manter o pH da solução entre 12 e 13 (FERREIRA FILHO, 2017).

A meia-vida das soluções de hipoclorito de sódio diminui com o aumento da temperatura, e por isso não se recomenda um armazenamento muito prolongado da solução, superior a 20-30 dias (FERREIRA FILHO, 2017).

O hipoclorito de cálcio é comercializado na forma sólida, usualmente em tambores de 45, 135 e 360 kg, com concentração típica de cloro livre em torno de 65%. Por estar no estado sólido, sua aplicação requer a preparação de uma solução e o posterior envio na forma líquida para o ponto de aplicação. Sua aquisição pode ser na forma de pó, granular ou pastilhas. A solubilidade deste desinfetante varia com a temperatura, sendo usualmente aceito o valor de 200 g/L. Como a dissolução do hipoclorito de cálcio requer a adição de água, por conter íons cálcio em solução, é recomendável que a preparação da solução não apresente concentrações superiores a 40 g/L para não ocorrer a precipitação de cálcio na forma de carbonatos na linha de dosagem (FERREIRA FILHO, 2017).

Por envolver mão de obra necessária ao preparo da solução, a utilização do hipoclorito de cálcio na forma de pó ou granular é apenas vantajosa para pequenas ETE ou quando o uso do hipoclorito de sódio se mostrar menos atrativo.

O uso de hipoclorito de cálcio na forma de pastilhas vem ganhando bastante força pela simplicidade do processo, que não necessita o preparo de solução. Nesta forma, a água que entra em contato com a pastilha gera continuamente o

desinfetante, sendo requerida somente a verificação do tempo necessário para a troca da pastilha. As taxas de dissolução das pastilhas são da ordem de 0,2 a 0,35 g/L.h, no entanto, a especificidade de cada insumo adquirido deve ser verificada com os fabricantes.

Além da finalidade de desinfecção, a cloração pode ainda ser praticada com outros objetivos na ETE, tais como (JORDÃO; PESSÔA, 2014):

1. Controle de odor (3 a 5 mg/L de cloro, mas que pode variar a depender da concentração de sulfeto de hidrogênio, H₂S);
2. Facilitar a remoção de espuma em decantadores (2 a 5 mg/L de cloro);
3. Aumentar a eficiência da decantação (1 a 2 mg/L de cloro);
4. Reduzir a DBO ou DQO do efluente da ETE (até aparecer residual de cloro na saída do tanque de contato);
5. Elemento auxiliar ou corretivo nos processos de filtração biológica (abaixo de 10 mg/L de cloro) e de lodo ativado (entre 2 e 8 mg/L de cloro com um tempo de contato de 2 minutos para controle de lodo filamentoso);
6. Elemento auxiliar ou de controle no tratamento e disposição do lodo.

As dosagens típicas de cloro em ETE descentralizadas são apresentadas na Tabela 4.35, sendo os principais parâmetros de projeto de processos de cloração de desinfecção apresentados na Tabela 4.36. Por fim, a Tabela 4.37 apresenta os principais impactos dos constituintes presentes no efluente sobre o processo de desinfecção com cloro.

Tabela 4.35 – Dosagens típicas de cloro em ETE descentralizadas

Tipo de efluente	Concentração (mg/L)
Após filtração biológica	5-10
Após sistema de lodo ativado	5-10
Após filtração terciária	1-5
Após reator UASB	15-20

Fonte: Jordão e Pessôa (2014)

Tabela 4.36 – Principais parâmetros de projeto de processos de cloração de desinfecção

Parâmetro	Tanque de mistura	Tanque de contato
Tempo de detenção	2-20s	≥ 30min para $Q_{méd}$ ≥ 15min para $Q_{máx.horária}$
Gradiente de velocidade	1500-3000s ⁻¹	-
Número de chicanas	-	3-5 espaçamentos entre chicanas
Relação entre extensão total e largura	1 ou circular	10:1
Velocidade horizontal	-	2,5-7,5 cm/s
Descarga de fundo	Sim	Sim

Tabela 4.37 – Impacto dos constituintes presentes no efluente sobre o processo de desinfecção com cloro

Constituinte	Efeito
DBO, DQO, COT etc.	Os compostos orgânicos que contribuem para DBO e DQO podem exercer demanda de cloro. O grau de interferência depende dos grupos funcionais e da estrutura química desses compostos
MON (matéria orgânica natural)	Reduz a eficiência do cloro pela formação de compostos orgânicos clorados, que são medidos como cloro residual, mas não são eficazes para a desinfecção
Óleos e graxas	Podem exercer demanda de cloro
SST	Protege as bactérias associadas
Alcalinidade	Efeito mínimo ou nenhum
Dureza	Efeito mínimo ou nenhum
Amônia	Reage com o cloro para a formação de cloraminas
Nitrito	É oxidado pelo cloro, formação de N-nitrosodimetilamina (NDMA)
Nitrato	A dosagem de cloro é reduzida, porque não ocorre formação de cloraminas. A nitrificação completa pode resultar na formação do NDMA em função da presença de cloro livre. A nitrificação parcial, principalmente as variações diurnas, pode dificultar o estabelecimento da dosagem adequada de cloro
Ferro	É oxidado pelo cloro
Manganês	É oxidado pelo cloro
pH	Afeta a distribuição entre o ácido hipocloroso e o íon hipoclorito
Descargas industriais	Dependendo dos constituintes, pode resultar em variações diurnas ou sazonais na demanda de cloro

Fonte: Metcalf & Eddy (2016)

Exemplo de Dimensionamento:

Dados:

- População contribuinte: $P = 1.000$ hab
- Vazão doméstica de esgoto sanitário: $Q_{dom} = 120$ m³/dia
- Vazão média de esgoto sanitário: $Q_{méd} = 121,2$ m³/dia
- Vazão máxima horária de esgoto sanitário: $Q_{máx.horária} = 217,2$ m³/dia
- Temperatura do esgoto: $T = 25$ °C (média do mês mais frio)

Dimensionamento:

a) Tanque de mistura rápida:

TDH adotado = 10 s

Viscosidade cinemática do esgoto (ν) = 0,001 kg/m.s

Gradiente de velocidade adotado (G) = 1.500s⁻¹

Volume do tanque de contato (m^3) = $Q / TDH = (121,2 \text{ m}^3/86400\text{s}).(10\text{s}) = 0,01 \text{ m}^3$

A potência do misturador para o tanque de mistura rápida pode ser determinada através da equação 4.45

Potência do misturador (P) = $0,01 (m \cdot V \cdot G^2)$ (Eq. 4.45)

$P = 0,01 (0,001 \cdot 0,01 \cdot 1500^2) = 0,225 \text{ w}$

b) Tanque de contato:

TDH adotado = 30 min

Volume do tanque de contato (m^3) = $Q / TDH = (121,2 \text{ m}^3/1440\text{min}).(30\text{min}) = 2,5 \text{ m}^3$

Número de chicanas (N_c) = 3 (4 canais de escoamento)

Espaçamento entre chicanas (e_c) = 1,0 m

Relação entre extensão total e largura = 5

Extensão total do escoamento = $5 \times 1,0 = 5,0 \text{ m}$

Comprimento do tanque = $5 / 4 = 1,25 \text{ m}$

Área total = $1,25 \times (4 \times 1,0) = 5 \text{ m}^2$

Profundidade útil (H_u) = $V/A = 2,5 \text{ m}^3 / 5,0 \text{ m} = 0,5 \text{ m}$

Borda livre adotada = 0,5 m

Por fim é determinado a velocidade de escoamento do efluente no canal do tanque de contato, utilizando a equação 4.46.

$V_{esc} = Q / (H_u \cdot e_c)$ (Eq. 4.46)

Velocidade de escoamento = $Q / (H_u \cdot e_c) = (121,2 \text{ m}^3/86400\text{s}) / (0,5 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m}) = 0,0028 \text{ m/s}$ ou $0,28 \text{ cm/s}$

Ozonização:

Entre todos os agentes desinfetantes, o ozônio apresenta maior poder de desinfecção, sendo, inclusive, o único capaz de inativar cistos de protozoários resistentes à cloração (FERREIRA FILHO, 2017). O principal fator de interesse na utilização do ozônio é o impacto benéfico ao meio ambiente, pois não há formação de trihalometanos. Contudo, pouco se sabe sobre a possível formação de subprodutos.

O mecanismo de desinfecção do ozônio inclui: destruição parcial ou total da parede celular, levando à lise das células; reações com radicais livres (peróxido de hidrogênio e íon hidroxila) da decomposição do ozônio e danos a constituintes do material genético dos microrganismos patogênicos (METCALF & EDDY, 2016).

A maioria das aplicações tem sido em ETE de médio e grande porte, devido à complexidade da tecnologia e aos custos de operação e manutenção (GONÇALVES, 2003), que tornam essa opção pouco atrativa para ETE descentralizadas.

Radiação Ultravioleta (UV):

Houve recentemente muitos avanços no emprego de desinfecção com radiação ultravioleta (UV) no tratamento de esgotos, inclusive em ETE descentralizadas. O mecanismo primário da inativação de microrganismos consiste no dano direto aos ácidos nucléicos celulares (METCALF & EDDY, 2016).

O método possui como principal vantagem a eficiência e a simplicidade operacional, não requerendo qualquer adição de substância química ou aditivos, além de não gerar subprodutos tóxicos, como os do cloro (ex.: organoclorados, trihalometanos e outros). Contudo, dificuldades na produção de um efluente suficientemente clarificado, típicos na operação de sistemas biológicos de tratamento de esgotos, acabam por prejudicar a eficiência do processo de desinfecção. Quanto pior a qualidade do efluente, maiores doses de radiação são necessárias, com maior consumo de energia e menor eficiência. Pesquisas no âmbito do PROSAB mostraram boa inativação, mesmo com concentrações de SST de 40 mg/L. Além da concentração de sólidos, a eficiência depende das características do afluente, da intensidade da radiação UV aplicada, do tempo de exposição dos microrganismos à radiação e da configuração do reator. Uma outra desvantagem é que os tubos das lâmpadas, caso elas sejam imersas no líquido, precisam ser periodicamente limpos, por conta de acumulação de limo

e matéria graxa. Outro aspecto digno de nota é a inexistência de um residual após a desinfecção, algumas vezes requeridos em legislações estaduais e municipais – por exemplo, para lançamento em galerias de drenagem, conforme discutido no Capítulo 8. Contudo, com vistas à minimização de riscos de formação de subprodutos da desinfecção pelo uso de cloro, o qual requer inclusive uma etapa de descloração, a inexistência de residual após a desinfecção configura-se como uma grande vantagem do uso de radiação UV.

A fonte de energia UV é tipicamente uma lâmpada de vapor de mercúrio de baixa pressão, a qual emite cerca de 85% de sua energia no comprimento de onda de 253,7 nm, que está na faixa correspondente ao maior efeito bactericida. As lâmpadas UV são tubulares, costumam ter comprimento de 0,75 a 1,50 m e diâmetro de 1,5-2,0 cm. A vida útil das lâmpadas varia conforme o fabricante, estando na faixa de 1500 a 6000 h (JORDÃO; PESSÔA, 2014).

O conjunto de lâmpadas é normalmente montado em bandejas removíveis em canais, ou em dutos sob pressão, de forma que o esgoto possa estar exposto à radiação. Os reatores podem ser dos tipos (JORDÃO; PESSÔA, 2014):

- **Lâmpadas emersas:** não há contato com o esgoto: as lâmpadas ficam acima da superfície e o escoamento é na forma de canal. É também possível que sejam instaladas em bandejas removíveis em frente a tubos de Teflon, transparentes à luz UV, no interior dos quais o esgoto flui.
- **Lâmpadas imersas:** há o contato com o esgoto, sendo as lâmpadas encamisadas por tubos de quartzo, que apresentam baixa capacidade de absorção dos raios emitidos; podem ser aplicadas a escoamento em canais ou em dutos, e são montadas em conjuntos removíveis.

As doses típicas de radiação UV necessárias para atingir diferentes níveis de desinfecção de bactérias do grupo coliforme para diferentes tipos de efluentes são apresentadas na Tabela 4.38, sendo os principais impactos dos constituintes presentes no efluente sobre o processo de desinfecção por radiação UV apresentados na Tabela 4.39.

Tabela 4.38 – Doses típicas de radiação UV necessárias para atingir diferentes níveis de desinfecção de bactérias do grupo coliforme para diferentes tipos de efluentes

Tipo de efluente	Contagem inicial de coliformes (NMP/100 mL)	Dosagem de radiação UV (mJ/cm ²)	
		Padrão para o efluente (NMP/100mL)	
		1000	200
Efluente bruto	10 ⁷ – 10 ⁹	20 – 50	
Efluente primário	10 ⁷ – 10 ⁹	20 – 50	
Efluente de filtro percolador	10 ⁵ – 10 ⁶	20 – 35	25 – 40
Efluente de lodo ativado	10 ⁵ – 10 ⁶	20 – 30	25 – 40
Efluente de lodo ativado filtrado	10 ⁴ – 10 ⁶	20 – 30	25 – 40
Efluente nitrificado	10 ⁴ – 10 ⁶	20 – 30	25 – 40
Efluente nitrificado filtrado	10 ⁴ – 10 ⁶	20 – 30	25 – 40
Efluente microfiltrado	10 ¹ – 10 ³	5 – 10	10 – 15
Permeado de osmose inversa	0	–	–
Efluente de tanque séptico	10 ⁷ – 10 ⁹	20 – 40	25 – 50
Efluente de filtro de areia intermitente	10 ² – 10 ⁴	10 – 20	15 – 25

Fonte: Metcalf & Eddy (2016)

Tabela 4.39 – Impacto dos constituintes presentes no efluente sobre o processo de desinfecção por radiação UV

Constituinte	Efeito
DBO, DQO, COT etc.	Sem efeito ou com efeito limitado, a menos que as substâncias húmicas constituam uma maior parte da DBO
MON (matéria orgânica natural)	Tem alta capacidade de absorver a radiação UV
Oleos e graxas	Pode acumular sobre os tubos de quartzos das lâmpadas UV, pode absorver a radiação UV
SST	Absorve radiação UV, pode proteger as bactérias associadas
Alcalinidade	Pode ter impacto no potencial de incrustação. Também afeta a solubilidade de metais que podem absorver a radiação UV
Dureza	Cálcio, Magnésio e outros sais podem formar depósitos minerais sobre os tubos de quartzos, especialmente em temperaturas elevadas
Amônia	Sem efeito ou com efeito limitado
Nitrito	Sem efeito ou com efeito limitado
Nitrato	Sem efeito ou com efeito limitado
Ferro	Tem alta capacidade de absorver radiação UV, pode precipitar sobre os tubos de quartzos, ser aprisionado nos sólidos em suspensão e proteger as bactérias por absorção
Manganês	Tem alta capacidade de absorver radiação UV
pH	Pode afetar a solubilidade de metais e carbonato
SDT	Pode aumentar o potencial de incrustação e formação de depósitos minerais nos tubos de quartzos
Descargas industriais	Dependendo dos constituintes (corantes), pode resultar em variações de áreas ou sazonais na transmitância do efluente
Drenagem urbana	Dependendo dos constituintes, pode conduzir a variações de curta duração, ou sazonais, na transmitância do efluente

Fonte: Metcalf & Eddy (2016)

Wetlands construídos:

Os *wetlands* construídos estão descritos no item 4.3.3 deste capítulo, que enfoca o dimensionamento principalmente visando à remoção de matéria orgânica e sólidos em suspensão.

Em *wetlands* construídos de escoamento subsuperficial, os organismos patogênicos (bactérias, vírus, protozoários e helmintos) e os organismos indicadores são removidos ou inativados por meio de uma combinação complexa de fatores físicos, químicos e biológicos. Fatores importantes, que devem influenciar a remoção do patógeno, incluem filtração mecânica, temperatura, adsorção à matéria orgânica e adesão ao biofilme. Outros mecanismos de remoção incluem a exposição de patógenos a biocidas excretados por algumas plantas, a atividade antimicrobiana de excreções radiculares e a predação por nematoides e protistas. No entanto, as condições não são ótimas para se obter elevadas eficiências de remoção. Valores típicos encontram-se nas seguintes faixas, expressas em unidades logarítmicas (\log_{10}) removidas: bactérias: 1-3; vírus: 1-2; protozoários: ~2; helmintos: ~2 (MAIGA et al., 2017).

Avaliação geral:

As principais vantagens e desvantagens dos processos de desinfecção de esgotos sanitários mais aplicados a ETE descentralizadas são listadas na Tabela 4.40, e uma comparação detalhada entre os processos é resumida nas Tabelas 4.41 a 4.43.

Tabela 4.40 – Vantagens e desvantagens dos processos de desinfecção mais utilizados em ETE descentralizadas

Agentes	Processos	Vantagens	Desvantagens
Processos Naturais	<i>Wetlands</i> construídos	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Processo natural, sem mecanização ✓ Não gera efeitos residuais prejudiciais ✓ Operação simples ✓ A desinfecção ocorre paralelamente à estabilização da matéria orgânica e à remoção de nutrientes 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Necessita de muita área ✓ Desempenho depende das condições climáticas ✓ As eficiências de remoção de patógenos não são tão elevadas quanto as dos demais processos de desinfecção.
	Cloração	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Tecnologia amplamente conhecida ✓ Menor custo ✓ Cl residual prolonga a desinfecção e indica a eficiência do processo ✓ Efetiva e confiável para uma grande variedade de patógenos 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Cl residual é tóxico ✓ Todas as formas de cloro são altamente corrosivas e tóxicas ✓ As reações com Cl geram compostos potencialmente perigosos (trihalometanos) ✓ Aumenta os sólidos totais dissolvidos ✓ Alguns patógenos são resistentes ✓ O monitoramento e o registro da concentração requerem maior tempo do operador em comparação ao cloro
Processos Artificiais	Ozonização	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Oxida certos compostos orgânicos e inorgânicos ✓ Mais eficaz do que o cloro para inativação da maioria dos vírus, esporos, cistos e oocistos ✓ Requer menor tempo de contato do que o cloro (de 10 a 30 minutos) ✓ Necessita de menor espaço para instalação ✓ As propriedades de desinfecção não são afetadas pelo pH ✓ Não gera resíduos perigosos ✓ Normalmente não resulta em recrescimento das bactérias ✓ É gerado <i>in situ</i> com fácil armazenamento e manuseio ✓ Oxida sulfetos ✓ Eleva o oxigênio dissolvido (OD) no efluente tratado ✓ Em concentrações superiores às necessárias para desinfecção, o ozônio oxida compostos orgânicos 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Os gases de exaustão devem ser tratados ✓ Preocupações com a segurança ✓ Altamente corrosivo e tóxico ✓ Consumo elevado de energia para a geração ✓ Custo relativamente alto ✓ Altamente sensível do ponto de vista operacional e manutenção ✓ Mostrou-se eficiente para o controle do crescimento de organismos filamentosos, mas com custo superior ao do cloro
	Químicos	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Oxida vírus, esporos, cistos e oocistos ✓ Menos eficaz na inativação de alguns vírus, esporos e cistos quando utilizado na concentração para inativação de coliformes ✓ Forma subprodutos de desinfecção ✓ Oxida ferro, manganês e outros compostos inorgânicos (maior dosagem) ✓ Oxida vários compostos orgânicos (maior dosagem) 	

(Continua)

Agentes	Processos	Vantagens	Desvantagens
	Radiação Ultra-violeta	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Não necessita de geração, manuseio, transporte ou estocagem de produtos químicos ✓ Operação simples ✓ Tempo de contato muito curto (20-30 segundos) ✓ Menor demanda de espaço do que os outros processos ✓ Não utiliza produtos perigosos ✓ Não apresenta toxicidade residual ✓ Mais eficaz do que o cloro para a inativação da maioria dos vírus, esporos e cistos ✓ Não forma subprodutos de desinfecção ✓ Não aumenta a concentração de SDT do efluente 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Não apresenta ação residual ✓ Menos eficaz na inativação de vírus, esporos e cistos nas doses utilizadas para a inativação de coliformes ✓ Maior consumo de energia do que o cloro ✓ Os microrganismos podem se multiplicar por fotoreativação ou recuperação no escuro ✓ Necessita de controle da formação de biofilmes nos reatores de contato ✓ Necessita de um grande número de lâmpadas quando as utilizadas são de baixa pressão e baixa intensidade ✓ É sensível à turbidez e aos sólidos suspensos totais no esgoto ✓ Não possibilita o controle do crescimento de organismos filamentosos no tanque de aeração ✓ É mais caro do que a cloração
	Filtração Terciária	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Melhora significativamente a qualidade físico-química do efluente ✓ Realiza a remoção complementar de fósforo do esgoto ✓ Eficiente na remoção de ovos e larvas de helmintos e cistos de protozoários 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Eficiência variável e inespecífica em relação aos patógenos ✓ Requer produtos químicos de coagulação/floculação ✓ Funcionamento intermitente devido à lavagem dos filtros ✓ Demanda operacional com nível intermediário
			<p>Fonte: adaptado de Gonçalves (2003) e Metcalf & Eddy (2016)</p>

Processos Artificiais

Físicos

Tabela 4.41 – Aspectos importantes na seleção de um processo de desinfecção de esgotos

Critério	Cloração	Ozonização	Radiação UV	Wetlands construídos
Tamanho da ETE	Todos os tamanhos	Médio a grande	Todos os tamanhos	Pequeno
Nível de tratamento antes da desinfecção	Todos os níveis	Secundário	Secundário	Primário ou secundário
Complexidade relativa da tecnologia	Simples a moderada	Complexa	Simple a moderada	Simple
Confiabilidade	Muito boa	Boa	Boa	Regular
Sensibilidade à operação e manutenção	Mínima	Alta	Moderada	Muito pouca

Fonte: adaptado de Gonçalves (2003) e Metcalf & Eddy (2016)

Tabela 4.42 – Efetividade dos processos de desinfecção sobre os organismos patogênicos do esgoto sanitário

Critério	Cloração	Ozonização	Radiação UV	Wetlands construídos
Efeito bactericida	Bom	Bom	Bom	Regular
Efeito virucida	Ruim	Bom	Bom	Regular
Efeito sobre protozoários	Regular	Regular	Pouco	Bom
Efeito sobre helmintos	Regular	Regular	Pouco	Bom

Fonte: Adaptado de Gonçalves (2003) e Metcalf & Eddy (2016).

Tabela 4.43 – Tempo de detenção hidráulica, outras reações e impactos na qualidade do efluente tratado

Critério	Cloração	Ozonização	Radiação UV	Wetlands construídos
Tempo de detenção	Longo	Moderado	Curto	Longo
Incremento de OD	Não	Sim	Não	Sim
Reação com amônia	Sim	Sim (pH alto)	Não	Sim
Remoção de cor	Moderada	Sim	Não	Moderada
Sólidos dissolvidos	Aumento	Não atua	Não atua	Provavelmente diminui
Sólidos suspensos	Diminui	Diminui	Não atua	Diminui
Dependente de pH	Sim	Pouco	Pouco	Sim

Fonte: adaptado de Gonçalves (2003) e Metcalf & Eddy (2016)

4.4 CONTRIBUIÇÕES DA RENTED

Os principais sistemas de tratamento de esgotos não segregados investigados no âmbito da RENTED, assim como os valores de eficiências e principais conclusões das pesquisas realizadas são mostrados na Tabela 4.44. Os detalhes de cada estudo podem ser obtidos nas publicações científicas da rede disponibilizadas no sítio: www.rented.ufc.br.

Tabela 4.44 – Sistemas multifamiliares de alta taxa investigados no âmbito da RENTED com correntes não segregadas (continua)

ICT	Tipo de sistema	Escala	Local	Meio suporte/ Membrana ou Espécie de planta	Principais parâmetros de projeto considerados último na avaliação de cada sistema (TDR, COV, carga hidráulica, taxa de aplicação, idade de bedo, relação A/M, fator de carga etc.)	Eficiência global de remoção encontradas						Principais conclusões ou observações importantes		
						DBD (%)	DO2 (%)	NH4-N (%)	NT (%)	PT (%)	SO4 ²⁻ (%)		Outra (%)	Cr (r) (log)
UFPE	Reatores híbridos (UASB/ FAN)/aeróbio (LA-FA)	Real	ETE Mangara	Condute	Reator UASB-FA: TDH = 8 h; razão de recirculação = 0,34; COV = 0,051 kgO2/m ³ dia Reator aeróbio + filtro aeróbio submerso: TDH = 8 h; Concentração de oxigênio dissolvido = 4,0 ± 0,0 mg/L Reator Coan (nitr.) + FAN: TDH = 12 h; razão de recirculação = 1,5; taxa de aplicação = 0,04 m ³ /m ² dia; COV = 0,040 e 0,203 m ³ /mm, respectivamente; COV = 0,5kgO2/m ³ dia; VASc = 0,64 m/h	85	71	70	-	-	-	-	-	O reator híbrido apresentou satisfatória remoção simultânea de matéria orgânica e nutrientes. A remoção de nitrogênio foi baixa, provavelmente devido às duas fases com recirculação de efluentes dos reatores híbridos anaeróbios e aeróbios apresentando concentração de sólidos suspensos voláteis menores que 20 mg SSV/L, podendo-se concluir que o filtro anaeróbio e biofiltro aerado tiveram grande contribuição na retenção de sólidos no sistema. O reator complementando anaeróbio-aeróbio apresentou significativa remoção de nitrogênio, provavelmente devido à alta concentração de matéria orgânica e nitrogênio pode ser associado à remoção de 80% de matéria orgânica e a amonificação no primeiro compartimento do reator (anaeróbio). No entanto, a taxa de recirculação resultou em despreendimento da biomassa de meio suporte.
UFU	Reator anaeróbio/microaeróbio (UASB)/Coluna de absorção/FBP (condute)	Laboratório	UFU	Condute	UASB: TDH = 7 h; COV = 2,0 kgO2/m ³ dia; Vazão de microaeração: Relação O ₂ /O ₂ = 0,1 na linha de alimentação; Taxa de recirculação (TR) = 0,14 Coluna de absorção: TDH = 5h FBP: Tempo de percolação = 2 h; COV = 0,03 kgO2/m ³ dia; VAS = 0,32 m ³ /m ² dia	96	95	-	-	-	-	-	-	Não houve diferença significativa entre níveis de operação de UAO para sistema UASB-FBP nas diferentes fases de operação estudadas. O reator UASB mostrou-se ineficiente na remoção dos micropoluentes emergentes avaliados (Ibuprofeno, E1 e EE2, Plásticos/BPA, Fibras/SPX, TPF e DCP) quando operou sob condições anaeróbias, apresentando baixos percentuais de remoção. A adição de baixas concentrações de oxigênio no reator UASB garantiu elevadas eficiências de remoção (até 70%) para todos os micropoluentes emergentes sob condições microaeróbias. O FBP quando submetido a aeração natural foi pouco efetivo no processo de nitrificação, havendo a nitrificação parcial de apenas 10% dos nutrientes, haja vista que melhorou sob menor processo de nitrificação, convertendo maior parte (69%) do nitrogênio de meio em nitrato. O sistema UASB-FBP mostrou-se efetivo na remoção de micropoluentes, principalmente com a injeção de coluna de borbulhamento (até 86%). Não houve diferença significativa entre as fases de remoção UAO dos micropoluentes avaliados, sendo a remoção mais alta observada no UAO. Para os dados de balanço de enxofre, também não foram observadas diferenças significativas para os dados de remoção de sulfato e concentração de sulfeto dissolvido entre as duas tecnologias analisadas. Com relação aos níveis de sulfeto no biogás, o sistema de absorção alcalina incluída como etapa de tratamento do biogás apresentou remoção de 100% de sulfeto de hidrogênio e concentração de metano de 76,2% (V/V), enquanto que o sistema microaeróbio (reator R2) apresentou uma remoção média de 93% com concentração de metano de 52,4% (V/V), havendo assim diluição do metano gerado.
UFU	Reatores anaeróbios (UASB) com biocápsulas/FBP com absorção química e UASB microaeróbio	Laboratório	UFU	UFU	UASB: TDH = 10,5 h; COV = 2,0 kgO2/m ³ dia; Vazão de microaeração: Relação O ₂ /O ₂ = 0,04 no biopapas	90	-	-	-	-	92	-	-	Atendimento consistente aos padrões de lançamento de DBO e DBD, mesmo com a aplicação de cargas orgânicas nos riffs em torno de 0,40 kgO2/m ³ dia (2,0 kgO2/m ³ dia) e de nutrientes em torno de 0,04 kgN/m ³ dia (0,20 kgN/m ³ dia) e de amoníaco em torno de 0,04 kgNH4-N/m ³ dia (0,20 kgNH4-N/m ³ dia). Embora o decantador de alta taxa possa contribuir para um melhor desempenho na etapa de pré-tratamento (reator UASB) mesmo em condições de excesso de lodo, recomenda-se que as concentrações de ST na parte superior do compartimento de digestão não ultrapassem 1,0-1,5%.
UFMG	Reator anaeróbio (UASB)/FBP (espuma de polietileno)	Demonstração	CEFTS/ETE Aruanas	Melo suporte extrudado polietileno Spongacel (PP)/Espuma de polietileno	UASB: TDH = 8,6 h; COV = 1,43 kgO2/m ³ dia FBP: Tempo de percolação = 2 horas; COV = 0,03 kgO2/m ³ dia; VAS = 0,32 m ³ /m ² dia Espuma de polietileno: 0,4	87	81	37	37	-	-	-	4,3	
UFMG	Reator anaeróbio (UASB- decantador laminar)/FBP (espuma de polietileno)	Demonstração	CEFTS/ETE Aruanas	Melo suporte extrudado polietileno Spongacel (PP)/Espuma de polietileno	UASB: TDH = 8,6 h; COV = 1,43 kgO2/m ³ dia FBP: Tempo de percolação = 2 horas; COV = 0,03 kgO2/m ³ dia; VAS = 0,32 m ³ /m ² dia Espuma de polietileno: 0,4	89	84	44	35	-	-	-	4,4	

Tabela 4.45 – Sistemas multifamiliares de alta taxa investigados no âmbito da RENTED com correntes não segregadas (continua)

ICT	Tipo de sistema	Escala	Local	Meio suporte / Membrana ou Espécie de planta	Principais parâmetros de projeto considerados últimos na avaliação de cada sistema (TDH, COV, carga hidráulica, taxa de aplicação, idade de lodo, relação A/M, fator de carga etc.)	Eficiências globais de remoção encontradas							Principais conclusões ou observações importantes	
						DBD (%)	DOC (%)	N-NH ₄ (%)	NTK (%)	NT (%)	PT (%)	SO ₄ ²⁻ (%)		Outra (%)
UBPA	Reator UASB/Lodo Atirado	Real	ETE Spiciale	-	UASB: TDH = 8,0 h; COV = 0,2 kgO ₂ /m ³ .dia Lodo atirado: idade do lodo = 14 d; Relação A/M = 0,28 kg DBD/kg SSV.dia; Fator de carga = 0,21 kg DBD/kg SS.dia	89	85	63	72	88	3	42	4	-
UFES	Reator anaeróbio com membranas de lodo móvel de bofilme (MBBR) + membrana de microfiltração (Mb)	Real	UFES	Fibras oas de microfiltração - 0,4µm	MBBR - Mb: TDH= 8horas COV = 0,25 kg.DBO/m ³ .d COV = 0,30kg.DOO/m ³ .d COV = 0,17 kg.DBO/m ³ .d 0,2 kg.DOO/m ³ .d	69,2 (MBBR)	49,1% (Mb)	-	-	-	-	-	-	A maior eficiência de remoção do MBBMR foi durante a operação do biorreator com o TDH 8h, sendo a média de remoção de todos os parâmetros analisados de 78,2%. No entanto, com o biorreator operando com o TDH 4h, o sistema testado apresentou média de eficiência de remoção global de 69%. Quando analisado a eficiência de remoção dos componentes do MBBMR de forma individual, para o TDH 8h o MBBR apresentou eficiência média de remoção global de 52,6% e a membrana de 52,2%. Já com o TDH 4h, o MBBR apresentou eficiência de remoção global de 39,5% e a membrana de 46,8%.
UFSC	Lodo atirado e Biorreator a membranas submersas em batelada sequencial (BRMS) com esgoto sintético	Laboratório	UFSC	Fibras oas de microfiltração - 0,3µm	BRMS: TDH = 20 h Idade do Lodo = 30 d	96	99	-	-	-	-	-	-	Avaliação comparativa dos 2 sistemas utilizando esgoto sintético para remoção de hormônios.
UFSC	Biorreator aeróbio com membranas submersas em batelada sequencial - BRMS	Piloto	UFSC	Fibras oas de ultrafiltração - 0,08µm	BRMS: Idade de Lodo = 80/40/20 d TDH = 20 h COV = 0,89/0,99/0,92 kgO ₂ /L.dia	97	97	87	-	75	-	-	-	Avaliação de biorreator a membranas em batelada sequencial sobre diferentes condições operacionais.
UFSC	Biorreator com membranas em bateladas sequenciais com lodo móvel - BRMS-LM	Piloto	UFSC	Fibras oas de ultrafiltração - 0,04µm	BRMS-LM: Idade de Lodo = 15dias COV = 0,97/1,79 kgO ₂ /L.dia Fluxo crítico: 11,1 L/m ² .h TDH = 12/8horas	-	96	99	84	-	87	-	-	Avaliação de biorreator a membranas em batelada sequencial com material suporte sobre diferentes condições operacionais em comparação com sem suporte.
UFSC	Eletrobiorreator com membranas - EBMM com câmara de pré-densificação	Piloto	UFSC	Fibras oas de microfiltração - 0,3µm	EBMM: Idade de lodo = 30/15/8 d COV = 0,60/0,94/1,06 kgO ₂ /L.dia Fluxo crítico = 11,2 L/m ²	-	99	99	90	-	98	-	-	Avaliação do de eletrobiorreator a membranas sobre diferentes condições operacionais. Resultados apresentados operando com a câmara de pré-densificação.

Tabela 4.45 – Sistemas multifamiliares do tipo wetlands construídos investigados no âmbito da RENTED com correntes não segregadas (continua)

ICT	Tipo de sistema	Escala	Local	Espécie de planta	Principais parâmetros de projeto considerados durante a avaliação de cada sistema (TDM, COV, carga hidráulica, taxa de aplicação, idade de bodo, relação A/W, fator de carga etc.)	Eficiência global de remoção encontrada							Principais conclusões ou observações importantes			
						DBO (%)	DOQ (%)	NH ₄ ⁺ (%)	NTK (%)	NT (%)	PT (%)	SO ₄ ²⁻ (%)		Ovira (%)	CT for (log)	
					82-88	80	52-61	60-68	23	máxima			1,95	As eficiências de remoção foram calculadas em termos de carga. A operação do sistema TS/Vetiver sem recirculação e baixa carga afluente (2,4 kg DQO/m ² /dia no TS e 0,019 kg DQO/m ² /dia no VCV), possibilitou resultados semelhantes (com relação à remoção de carbono orgânico) em termos de carga, mas com uma carga mais elevada (média de 0,42 kg DQO/m ² /dia no TS e 0,047 kg DQO/m ² /dia no VCV). As concentrações de DBO no efluente final, em ambas as condições operacionais, atenderam ao padrão de lançamento estabelecido na resolução COMAMA 430/2011 (BRASIL, 2011), de 120 mg DBO/L ou remoção mínima de 60%. Além disso, a utilização de 50% de recirculação possibilitou melhor eficiência de remoção de carbono orgânico em comparação com o sistema de tratamento de plantas com Typha ou Cyperus.		
UFBA	Reator UASB/Wetlands construídos de fluxo horizontal subsuperficial com recirculação do efluente final	Real	EFE Voglielle	Brinã/Typha sp. (Taboa) e Cyperus alternifolius (Imbonêna)	TS: TDH = 2,3 d; COV = 0,24 e 0,42 kg DQO/m ² /dia; UASB: Taxa de aplicação superficial média de 69 a 90 kg DQO/m ² /dia, rotacionada em 8 pulsos por dia; Carga orgânica superficial: 0,019 a 0,047 kg DQO/m ² /dia; Taxa de recirculação de efluente de 0 a 50% (do efluente do VCV para o TS). UASB: TDH = 8,5 h; COV = 0,1 kg DQO/m ² /dia Wetlands: Taxa de aplicação hidráulica = 0,02 m ³ /m ² ·hora; Carga orgânica superficial = 0,08 kg DQO/(m ² ·dia); TDH = 32 h	85	76	18	24	81	14	58	UASB	-	2	Na fase de operação experimental significativa entre o desempenho das wetlands plantadas com Typha ou Cyperus.
UnB	Sistema Rio Verde, Goiás - multifamiliar pequeno	Real	Residência no FG	Capim Vetiver (Chyrsopogon zizanioides) / Brinã #2	Tanque séptico: TDH = 24 h; WC Vertical: Taxa hidráulica média: 140,6 l/m ² ·dia; Carga orgânica superficial média: 0,078 kg DQO/m ² ·dia; TDH = 2,1 d; WC Horizontal: Taxa hidráulica média: 4,9 l/m ² ·dia; Carga orgânica superficial média: 0,030 kg DQO/m ² ·dia; TDH = 5 d	75	87	-	54	-	42	-	-	-	Foi observada, até o momento, redução da matéria orgânica e nitrificação do esgoto bruto, em todo o sistema, mas ainda não se conseguiu observar qual é a respectiva participação de cada parte do processo (tanque séptico, reservatório intermediário, wetlands de fluxo horizontal, ou wetlands de fluxo vertical). Importantes conclusões foram obtidas a respeito dos mecanismos predominantes responsáveis pela remoção de matéria orgânica: adsorção, precipitação (amônio, fósforo, cálcio), sedimentação, amonificação, degradação aeróbia e anaeróbia etc.). Os resultados indicaram que o capim Vetiver adaptou-se bem às condições ambientais. As eficiências médias de remoção no efluente tratado final quanto à matéria orgânica carbonácea foram de 96% e 90%, para DBO e DOQ, respectivamente, 60% para P _{total} , 12% para P _{DQO} , 7% para S _T , 96% para S _{2O} , 75% para S _{4O} e 80% para S _{6O} . A remoção de nitrogênio foi de 95% para a remoção de N total, em média, de 40%, conforme termobacterianos, média de 2 a 3 unidades log, Escherichia coli, média entre 1 e 3 unidades log, Geobacillus sp., média de 99,995%, Cryptosporidium sp., média de 98,7%, Enterovirus, média de 99,6% e Ascovirus sp., mínimo de 0,10 ovo/L. A remoção de sulfetos propiciou a geração de efluente tratado sem odores desagradáveis. A diminuição da vazão aplicada e a elevação do nível de água no tanque séptico, em comparação com o sistema de tratamento de resmões dos parâmetros físico-químicos e microbiológicos. Com base no presente estudo, ficou evidente o benefício da associação de wetlands construídos com fluxo vertical e horizontal no tratamento de efluente de TS. O capim Vetiver apresentou-se com bom potencial de utilização em wetlands construídos para tratamento de esgoto doméstico.	
USP	TS + Wetlands construídos híbridos de fluxo subsuperficial vertical seguido de horizontal	Real	USP	Planta Capim Vetiver. Meio suporte: Brinã 1 e #2	Tanque Séptico: TDH = 5,8 d; WC Horizontal = 1,8 d (p/ Q média); TCH média = 89 mm/dia; TDH = 2,1 d (p/ Q média); TCO para o sistema WC-V + WC-H = 43,7 g DBO/m ² ·dia.	98	90	92	30	41	60	59	E. Coli: 1	2	O sistema em escala real operou com uma carga orgânica média de 1,5 m ³ /dia de esgoto doméstico. A remoção média final de DQO foi 90%, de NT foi 50%. A remoção média de E. coli obtida no experimento foi de 2,0 log e 1,3 log para coliformes totais. No tocante à análise da comunidade microbiana, a família mais representativa foi a Rhodospiraceae. Na zosteria do VCV aerado houve ocorrência da família Rhodospiraceae. Na zosteria do VCV não aerado houve ocorrência da família Rhodospiraceae. O custo de implantação, para o cenário onde os custos da água e de RS 28,7/m ³ com taxa de 10 anos e RS 14,2/m ³ para 20 anos no cenário em que se considera o custo da área de implantação. Para o cenário onde os custos da água e de implantação seriam nulos os valores seriam de RS 2,0/m ³ para 10 anos e RS 1,1/m ³ para 20 anos.	
USP	TS + Wetlands construídos de fluxo vertical seguido por wetlands de fluxo livre com aeração forçada	Real	USP	WC/V, Brinã e Planta, Canna x generis, Tanque com aeração: Cyperus sp.	WC Vertical: TDH 48h, TCO = 54 g DBO/m ² ·dia	-	90	28	-	51	40	-	E. coli: 2	1,3		

Tabela 4.45 – Sistemas unifamiliares investigados no âmbito da RENTED com correntes não segregadas (conclusão)

ICT	Tipo de sistema	Escala	Local	Méio suporte / Membrana ou Espécie de planta	Principais parâmetros de projeto considerados últimos na avaliação de cada sistema (TDH, COV, carga hidráulica, taxa de aplicação, índice de lodo, relação A/M, fator de carga etc.)	Eficiências globais de remoção encontradas						Principais conclusões ou observações importantes		
						BOD (%)	DOC (%)	N-NH ₄ ⁺ (%)	NTK (%)	NT (%)	PT (%)	SO ₄ ²⁻ (%)	Outra (%)	C, Fe (log)
UEPB	Estação Compacta (UASB/Filtro anaeróbio)/Filtro de areia	Real	Extrates	Pollutremo e Areia	<p>UASB: TDH = 8 h; COV = 0,47 kgDQO/m³ dia Filtro Anaeróbio: TDH = 9 h; COV = 0,16 kgDQO/m³ dia</p> <p>Filtro de areia: CHS = 400 g/m² dia; COV = 50 g/m² dia</p>	-	84	82	80	-	22	-	-	4,2
UEPB	UASB/ Filtro de areia	Real	Extrates	Areia	<p>UASB: TDH = 8 h; COV = 1,64 kgDQO/m³ dia Filtro de areia: CHS = 350 g/m² dia; COV = 90 g/m² dia</p>	-	83	83	78	-	24	-	-	2
UnB	Sistema Vicente Pires, DF - unifamiliar	Real	Residência real	Aparas de condute	<p>Tanque Imhoff: TDH = 2,46 d Filtro Anaeróbio descendente: TDH = 1,4 d Filtro Anaeróbio ascendente: TDH = 1,4 d</p>	83	81	-	-	-	18	-	-	-

BIBLIOGRAFIA

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 12.209*: Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos. 2. ed. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2011. 57 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 13.969*: Tanques sépticos – Unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos – Projeto, construção e operação. 1. ed. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1997. 60 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 6118*: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. 3. ed. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014. 238 p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 7.229*: Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos. 1. ed. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1993. 15p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 12.209*: Projeto e Construção de Estações de Tratamento de Esgoto. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2011.

ADAV, S. S.; LEE, D. J.; SHOW, K.Y.; TAY, J.H. Aerobic granular sludge: recent advances. *Biotechnology Advances*, v. 26, p. 411-423, 2008.

AISSE, M. M. *Tratamento de efluentes de reatores anaeróbios*. 2002. 284 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

ALMEIDA, P. G. S. *Remoção de matéria orgânica e nitrogênio em filtros biológicos percoladores aplicados ao pós-tratamento de efluentes de reatores UASB*. 2012. 204 p. Tese (Doutorado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.

ALMEIDA, P. G. S.; CHERNICHARO, C. A. L.; SOUZA, C. L. Development of compact UASB-TF systems for the treatment of domestic wastewater in small communities in Brazil. *Water Science and Technology*, v. 59, n. 7, p. 1431-1439, 2009.

ALMEIDA, P. G. S.; OLIVEIRA, S. C.; CHERNICHARO, C. A. L. Operação de filtros biológicos percoladores pós-reatores UASB sem a etapa de decantação secundária. *Engenharia Sanitária e Ambiental*, v. 16, p. 281-290, 2011.

ANA – Agência Nacional de Águas. *Atlas Esgotos*. Despoluição de bacias hidrográficas. 2017. 88 p. Disponível em: <atlasesgotos.ana.gov.br>. Acesso em: 14 maio 2018.

ANDRADE NETO, C. O. *Sistemas simples para tratamento de esgotos sanitários: experiência brasileira*. Rio de Janeiro: ABES, 1997. 301 p.

ANDREOLI, C.V. (coord.) *Lodo de fossa e tanque séptico: caracterização, tecnologias de tratamento, gerenciamento e destino final*. Rio de Janeiro: PROSAB/FINEP, 2009. 308 p.

AQUA ECO SOLUTIONS – TANQUES SÉPTICOS. DISPONÍVEL EM: <[HTTP://AQUAECOSOLUTIONS.COM/TANQUES-SEPTICOS/](http://AQUAECOSOLUTIONS.COM/TANQUES-SEPTICOS/)>. ACESSO EM: 16 DE JULHO DE 2018.

ARAÚJO, G. C. *Avaliação do pós-tratamento de efluentes de reatores UASB através de um sistema de aplicação superficial de esgotos no solo*. 1998. 130 p. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1998.

ASPYMA – Alternativas en Salud Pública y Medio Ambiente, S.A. de C.V. Tanque séptico. Disponível em: <<https://aspyma.mx/tanque-septico-2/>>. Acesso em: 16 de julho de 2018.

BASSIN, J. P. Tecnologia de granulação aeróbia (lodo granular aeróbio). In: DEZOTTI, M.; SANT'ANNA JR., G. L.; BASSIN, J. P. (Orgs.). *Processos biológicos avançados para tratamento de efluentes e técnicas de biologia molecular para o estudo da diversidade microbiana*. Rio de Janeiro: Interciência, 2011, p. 91-170.

BASTOS, R. K. X. (coordenador). Utilização de esgotos tratados em fertirrigação, hidroponia e piscicultura. Viçosa: FINEP/PROSAB, 2003. 267 p.

BENGTSSON, S., BLOIS, M., WILÉN, B., GUSTAVSSON, D. A comparison of aerobic granular sludge with conventional and compact biological treatment technologies. *Environ. Technol.* 13, p. 1479 – 1487, 2018.

BEUN, J. J. et al. Aerobic granulation in a sequencing batch reactor. *Water Research*, v. 33, p. 2283-2290, 1999.

BORGES, N. B. Aproveitamento dos resíduos gerados no tratamento preliminar de estações de tratamento de esgoto. 2014. 238 p. Tese (Doutorado em Ciências: Engenharia Hidráulica e Saneamento) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.

BRASIL. PLANSAB – Plano Nacional de Saneamento Básico. Brasília: Ministério das Cidades, Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental, 2013. 172 p.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente. *Resolução CONAMA nº 430*, de 13 de maio de 2011. Dispõe sobre as condições e padrões de lançamento de efluentes, complementa e altera a Resolução nº 357, de 17 de março de 2005, do Conselho Nacional do Meio Ambiente-CONAMA. Brasília: Conselho Nacional do Meio Ambiente, 2011.

BRASIL. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. *Probiogás*. Resultados do projeto de medições de biogás em reatores anaeróbios / Probiogás. Organizadores: Ministério das Cidades, Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit GmbH (GIZ). Autores: Carolina Cabral et al. Brasília, DF: Ministério das Cidades, 2016. 50 p.

BRESSANI-RIBEIRO, T. *Sistema UASB/FBP submetido a hidrograma típico de vazão*: avaliação do uso de meio suporte baseado em espuma de poliuretano e operação sem decantadores secundários. 2015. 157 p. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015.

BUARQUE, P. M. C. *Avaliação da remoção de micropoluentes emergentes e nitrogênio em sistemas anaeróbios e microaeróbios seguidos de filtros biológicos percoladores sujeitos à aeração natural e forçada*. 2017. 165 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil/Saneamento Ambiental) – Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2017.

CAMPOS, J. R. (coord.). *Tratamento de esgotos sanitários por processo anaeróbio e disposição controlada no solo*. Rio de Janeiro: PROSAB/ FINEP, 1999.

CAMPOS, J. R. *Alternativas para Tratamento de Esgotos – Pré-tratamento de Águas para Abastecimento*. Publicação nº 9. Americana: Consórcio Intermunicipal das Bacias dos Rios Piracicaba e Capivari, 1994.

CHERNICHARO, C.A.L., BRESSANI-RIBEIRO, T., PEGORINI, E., POSSETTI, G.R.C., MIKI, M.K., NONATO, S. (2018). Contribuição para o aprimoramento de projeto, construção e operação de reatores UASB aplicados ao tratamento de esgoto sanitário – Parte I: Tópicos de Interesse. *Revista DAE*, 214(66), 5-16.

CHERNICHARO, C. A. L.; RIBEIRO, T. B.; GARCIA, G. B.; LERMONTOV, A.; PEREIRA, C. B.; PLATZER, C. J.; POSSETTI, G. R. C.; JUDICE, M. A. M.; LEITES,

M. A. L.; ROSSETO, R. Panorama do tratamento de esgoto sanitário nas regiões Sul, Sudeste e Centro-Oeste do Brasil: tecnologias mais empregadas. *Revista DAE*, 213 (66), 5-19, 2018.

CHERNICHARO, C. A. L. Princípios do tratamento biológico de águas residuárias. 2. ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da Universidade Federal de Minas Gerais, 2016. v. 5: Reatores Anaeróbios. 379 p.

CHERNICHARO, C. A. L.; ALMEIDA, P. G. Feasibility of UASB/trickling filter systems without final clarifiers for the treatment of domestic wastewater in small communities in Brazil. *Water Science and Technology*, v. 64, n. 6, p. 1347-54, 2011.

CHERNICHARO, C. A. L.; LOBATO, L. C.; PAIVA JÚNIOR, C.; BARBOSA, E. V.; SOUZA, J. R.; SILVA, L. R.; JUDICE, M. A. M.; MORAES, O. J.; ALMEIDA, P. G.; GONÇALVES, T. C. F. Secondary sludge return for thickening and digestion in UASB reactors: Case study of ONÇA STP – Brazil. In: TALLER Y SIMPOSIO LATINOAMERICANO DE DIGESTIÓN ANAEROBIA, 11. Cuba, 2014. *Anais...* Havana: IWA, 2014.

CRITES, R. W.; MIDDLEBROOKS, E. J.; REED, S. C. *Natural wastewater treatment systems*. Boca Raton: CRC Press, 2006. 552 p.

DAVIS, M. *Water and Wastewater Engineering: Design Principles and Practice*. New York, NY: McGraw-Hill 2010. 1301 p.

DE KREUK, M. K.; VAN LOOSDRECHT, M. C. M. Selection of slow growing organisms as a means for improving aerobic granular sludge stability. *Water Science and Technology*, v. 49: p. 9-17, 2004.

DE KREUK, M. K. *Aerobic granular sludge scaling up a new technology*. 2006. Tese (Doutorado) – Delft University of Technology, Delft, 2006.

DE KREUK, M. K., HEIJNEN, J. J., VAN LOOSDRECHT, M. C. M. Simultaneous COD, nitrogen, and phosphate removal by aerobic granular sludge. *Biotechnology and Bioengineering*, v. 90, p. 761-769, 2005.

DOTRO, G.; LANGERGRABER, G.; MOLLE, P.; NIVALA, J.; PUIGAGUT, J.; STEIN, O.; VON SPERLING, M. *Treatment Wetlands*. IWA Publishing, 2017. v. 7. (Col. Biological Wastewater Treatment) Disponível em: <<http://www.iwapublishing.com/open-access-ebooks/3567>>. Acesso em: 14 maio 2018.

FERREIRA FILHO, S. S. Tratamento de água: concepção, projeto e operação de estações de tratamento. 1. Ed.; Rio de Janeiro: Elsevier, 2017. 463 p.

FIELD, J. A.; STAMS, A. J. M.; KATO, M. T.; SCHRAA, G. Enhanced biodegradation of aromatic pollutants in cocultures of anaerobic and aerobic bacterial consortia. *Antonie van Leeuwenhoek*, Holanda, v. 67, n.1, p. 47-77, 1995.

FIGUEROA, M.; VAL DEL RIO, A.; MORALES, N.; CAMPOS, J. L.; MOSQUERA-CORRAL, A.; MENDEZ, R. Nitrogen removal in aerobic granular systems. In: CERVANTES, F.J. (editor) *Environmental Technologies to Treat Nitrogen Pollution: Principles and Engineering*. London: IWA Publishing, 2009, p. 373-401.

FIRMINO, P. I. M. *Tratamento anaeróbio e microaeróbio de águas sintéticas contaminadas com BTEX*. 2013. 170 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil/Saneamento Ambiental) – Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2013.

FRADE, E. C. *Concepção e Avaliação de Desempenho de um Sistema Compacto Reator UASB/Filtro Biológico Percolador Utilizado para o Tratamento de Esgotos Sanitário*. 2003. 107 p. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2003.

GERARDI, M. H. *Troubleshooting the sequencing batch reactor*. 1. ed. New Jersey: John Wiley and Sons, 2010. 216 p.

GIESEN, A.; THOMPSON, A. Aerobic granular biomass for cost-effective, energy efficient and sustainable wastewater treatment. In: EUROPEAN WASTEWATER MANAGEMENT CONFERENCE, 7. 2013.

GONÇALVES, R. F.; CHERNICHARO, C. A. L.; ANDRADE NETO, C. O.; ALEM SOBRINHO, P.; KATO, M. T.; COSTA, R. H. R.; AISSE, M. M.; ZAIAT, M. Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios por reatores com biofilme. In: CHERNICHARO, C. A. L. (coordenador). *Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios*. Rio de Janeiro: FINEP/PROSAB, 2001. 544 p.

GONÇALVES, R. F. (coordenador). *Desinfecção de efluentes sanitários*. Vitória: FINEP/PROSAB, 2003. 438 p.

GONÇALVES, T. C. F. *Avaliação da Prática de Retorno de Lodo Secundário sobre o Desempenho de Reatores UASB em Escala Plena: Estudo de Caso da ETE*

Laboreaux. 2015. 73 p. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015.

HOFFMANN, H.; PLATZER, C.; WINKER, M.; VON MUENCH, E. *Technology review of constructed wetlands: subsurface flow constructed wetlands for greywater and domestic wastewater treatment*. Eschborn: Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) GmbH. Sustainable sanitation – Ecosan Program, 2011.

JORDÃO, E. P.; PESSÔA, C. A. *Tratamento de esgotos domésticos*. 7. ed. Rio de Janeiro: ABES, 2014.

KADLEC, R. H.; KNIGHT, R. L. *Treatments wetlands*. Boca Raton: Lewis Publishers, 1996.

KADLEC, R. H.; WALLACE, S. D. *Treatment wetlands*, 2. ed.; Boca Raton: CRC Press, 2008.

KASSAB, G.; HALALSHEH, M.; KLAPWIJK, A.; FAYYAD, M.; VAN LIER, J. B. Sequential anaerobic-aerobic treatment for domestic wastewater – a review. *Bio-resour. Technol.*, v. 101, n. 10, p. 3299-310, 2010.

KATO, M. T.; FIELD, J. A.; LETTINGA, G. High tolerance of methanogens in granular sludge to oxygen. *Biotechnology and Bioengineering*, v. 42, n.5, p. 1360-1366, 1993a.

KATO, M. T.; FIELD, J. A.; LETTINGA, G. Methanogenesis in granular sludge exposed to oxygen. *FEMS Microbiology Letters*, v. 114, p. 317-323, 1993b.

KUJAWA-ROELEVELD, K.; FERNANDES, T.; WIRYAWAN, Y.; TAWFIK, A.; VISSE, R. M.; ZEEMAN, G. Performance of UASB septic tank for treatment of concentrated black water within DESAR concept. *Water Science and Technology*, v. 52 n. 1-2, p. 307-313, 2005.

LAGE & Filhos – Fossa séptica. Disponível em: <<http://www.lagefilhos.com.br/2015/index.php/fossa-septica/>>. Acesso em: 16 de julho de 2018.

LETTINGA, G. *My anaerobic sustainability story*. Amsterdam: LeAF, 2014. 198 p.

LETTINGA, G.; VAN LIER, J. B.; VAN BUUREN, J.C.L.; ZEEMAN, G. Sustainable development in pollution control and the role of anaerobic treatment. *Water Science and Technology*, v. 44, n. 6, p. 181-188, 2001.

LETTINGA, G.; HUISSHOFF POL, L. W. UASB process design for various types of waste water. *Water Science and Technology*, v. 24, n. 8, p. 87-107, 1991.

LIN, Y. M.; LIU, Y.; TAY, J. H. Development and characteristics of phosphorous-accumulating granules in sequencing batch reactor. *Applied Microbiology and Biotechnology*, v. 62, n. 4, p. 430-435, 2003.

LIU, Y. Q.; TAY, J. H. Influence of cycle time on kinetic behaviors of steady-state aerobic granules in sequencing batch reactors. *Enzyme and Microbial Technology*, v. 41, n. 4, p. 516-522, 2007.

LIU, Y.; WANG, Z. W.; QIN, L.; LIU, Y. Q.; TAY, J. H. Selection pressure-driven aerobic granulation in a sequencing batch reactor. *Applied Microbiology and Biotechnology*, v. 67, p. 26-32, 2005.

LIU, Y.; TAY, J. H. State of the art of biogranulation technology for wastewater treatment. *Biotechnology Advances*, v. 22, n. 7, p. 533-563, 2004.

LOBATO, L. C. S.; CHERNICHARO, C. A. L.; PUJATTI, F. J. P.; MARTINS, O. M.; MELO, G. C. B.; RECIO, A. A. R. Use of biogas for cogeneration of heat and electricity for local application: performance evaluation of an engine power generator and a sludge thermal dryer. *Water Science and Technology*, v. 67, n. 1, p. 159-167, 2013.

LOBATO, L. C.; CHERNICHARO, C. A.; SOUZA, C. L. Estimates of methane loss and energy recovery potential in anaerobic reactors treating domestic wastewater. *Water Science and Technology*, v. 66, n. 12, p. 2745-2753, 2012.

MAC CONELL, E. F. A.; ALMEIDA, P. G. S.; MARTINS, K. E. L.; ARAÚJO, J. C.; CHERNICHARO, C. A. L. Bacterial community involved in the nitrogen cycle in a down-flow sponge-based trickling filter treating UASB effluent. *Water Science and Technology*, v. 72, n. 1, p. 116-122, 2015.

MAIGA, Y.; VON SPERLING, M.; MIHELICIC, J. Constructed *Wetlands*. In: HAAS, C.; MIHELICIC, J.; VERBYLA, M. (eds). *Management of Risk from Excreta and Wastewater*. Part 4 of Global Water Pathogens Project, eds. J. B. Rose and B. Jiménez-Cisneros. Michigan State University / E. Lansing, MI / UNESCO, 2017. Disponível em: <<http://www.waterpathogens.org/book/constructed-wetlands>>. Acesso em: 15 maio 2018.

MANJATE, E. S.; LANA, L. C. O.; MORAES, D. C.; VASCONCELLOS, G. R.; MACIEL, G. R. M.; VON SPERLING, M. First stage of the French vertical flow cons-

tracted *wetland* system: experiments with the reduction of surface area and number of units. *Journal of Water, Sanitation and Hygiene for Development*, v. 5, n. 1, p. 50-55, 2015. doi: 10.2166/washdev.2014.009

MARAIS, G. Sludge Bulking in Activated Sludge Systems. In: SEMINÁRIO INTERNACIONAL TRATAMENTO DE ÁGUAS SERVIDAS, Porto Alegre, 30 nov. a 02 dez. 2000.

MATOS, A. T.; MATOS, M. P. *Disposição de águas residuária no solo e em wetlands construídos*. Viçosa: Editora UFV, 2017. V371 p.

METCALF & EDDY. Tratamento de efluentes e recuperação de recursos. Porto Alegre: Editora AECOM, 2016.

METCALF & EDDY. *Wastewater Engineering: Treatment and Reuse*. 4. ed. New York: Mc Graw-Hill, 2014.

METCALF & EDDY. *Wastewater Engineering: Treatment and Reuse*. 3. ed. New York: Mc Graw-Hill, 2003.

MOLLE, P.; LIENARD, A.; BOUTIN, C.; MERLIN, G.; IWEMA, A. How to treat raw sewage with constructed *wetlands*: an overview of the French system. *Water Science and Technology*, v. 51, n. 9, p. 11-21, 2005.

MOREIRA, H. C. *Biogás em estações de tratamento de esgotos: os principais legados da cooperação técnica Brasil-Alemanha*. 2017. 174 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana e Ambiental) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

MORVANNOU, A.; FORQUET, N.; TROESCH, S.; MOLLE, P. Treatment performances of French constructed *wetlands*: Results from a database collected over the last 30 years. *Water Science and Technology*, v. 71, n. 9, p. 1333-1339, 2015.

NASCIMENTO, M. C. P. *Filtro biológico percolador de pequena altura de meio suporte aplicado ao pós-tratamento de efluente de reator UASB*. 2001. 181 p. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001.

NI, B. J. et al. Granulation of activated sludge in a pilot-scale sequencing batch reactor for the treatment of low-strength municipal wastewater. *Water Research*, v. 43, n. 3, p. 751-761, 2009.

ONODERA, T.; MATSUNAGA, K.; KUBOTA, K.; TANIGUCHI, K.; HARADA, H.; SYUTSUBO, K.; OKUBO, T.; UEMURA, S.; ARAKI, N.; YAMADA, M.; YAMAUCHI, M.; YAMAGUCHI, T. Characterization of the retained sludge in a down-flow hanging sponge (DHS) reactor with emphasis on its low excess sludge production. *Bioresource Technology*, v. 136, p. 169-175, 2013.

OPS – ORGANIZACIÓN PANAMERICA DE LA SALUD; OMS – ORGANIZACIÓN MUNDIAL DE LA SALUD. *Sistemas de tratamiento de aguas servidas por medio de humedales artificiales*. Santafé de Bogotá: OPS/OMS, 1999. 217 p.

PHILIPPI, L. S.; SEZERINO, P.L. *Aplicação de sistemas tipo wetlands no tratamento de águas residuárias*: utilização de filtros plantados com macrófitas. Florianópolis: Ed. do autor, 2004. 144 p.

PONTES, P. P.; CHERNICHARO, C. A. L.; VON SPERLING, M. Kinetics of concentration decay of specific organic matter in UASB reactors operating with and without return of aerobic sludge. *Environmental Technology*, v. 1, p. 1-9, 2014.

PONTES, P. P. *Reatores UASB aplicados ao tratamento combinado de esgotos sanitários e lodo excedente de filtro biológico percolador*. 2003. 198 p. Tese (Doutorado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2003.

PONTES, P. P.; CHERNICHARO, C. A. L. Avaliação de desempenho de um sistema reator UASB – Filtro Biológico Percolador operando com e sem decantador secundário. In: CONGRESSO INTERAMERICANO DE INGENIERIA SANITÁRIA Y AMBIENTAL, 30. *Anais...* Punta del Este: AIDIS, 2006.

PONTES, P. P.; CHERNICHARO, C. A. L. Characterization and removal of specific organic constituents in an UASB-trickling filter system treating domestic wastewater. *Environmental Technology*, v. 32, n. 3, p. 281-287, 2011.

QIN, L; LIU, Y; TAY, J. H. Effect of setting time on aerobic granulation in sequencing batch reactors. *Process Biochem.*, v. 39, p. 579-584, 2004.

ROSA, A. P.; CONESA, J. A.; FULLANA, A.; MELO, G. C.; BORGES, J. M.; CHERNICHARO, C. A. L. Energy potential and alternative usages of biogas and sludge from UASB reactors: case study of the Laboreaux wastewater treatment plant. *Water Science and Technology*, v. 73, n. 7, p. 1680-1690, 2016.

ROSENFELDT, S.; CABRAL, C. B. G.; PLATZER, C. J.; HOFFMANN, H.; ARAUJO, R. A. Avaliação da viabilidade econômica do aproveitamento energético do biogás por meio de motor-gerador em uma estação de tratamento de esgoto. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 28. Rio de Janeiro, 2015. *Anais...* Rio de Janeiro: ABES, 2015.

ROTOGINE – Tanque séptico de fundo de plano. Disponível em: <http://www.rotogine.com.br/site/?page_id=401>. Acesso em: 16 de julho de 2018.

SILVA, G. M.; GONÇALVES, R. F. Desempenho de um sistema UASB + filtro biológico percolador sem etapa de decantação tratando esgoto sanitário. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 23. Campo Grande, 2005. *Anais...* Campo Grande: ABES, 2005.

SOUZA, M. E.; VIEIRA, S. M. M. Uso de reator UASB para tratamento de esgoto sanitário. *Revista DAE* v. 46, n. 145, p. 165-168, 1986.

TANDUKAR, M.; OHASHI, A.; HARADA, H. Performance comparison of a pilot-scale UASB and DHS system and activated sludge process for the treatment of municipal wastewater. *Water Research*, v. 41, n. 12, p. 2697-705, 2007.

TANDUKAR, M.; UEMURA, S.; MACHDAR, I.; OHASHI, A.; HARADA, H. A low-cost municipal sewage treatment system with a combination of UASB and the “fourth-generation” downflow hanging sponge reactors. *Water Science and Technology*, v. 52, n. 1-2, p. 323-329, 2005.

TAWFIK, A.; EL-GOHARY, F.; OHASHI, A.; HARADA, H. Optimization of the performance of an integrated anaerobic-aerobic system for domestic wastewater treatment. *Bioprocess Biosyst. Eng.*, v. 33, p. 779-785, 2010.

TAWFIK, A.; OHASHI, A.; HARADA, H. Sewage treatment in a combined up-flow anaerobic sludge blanket (UASB)-down-flow hanging sponge (DHS) system. *Biochemical Engineering Journal*, v. 29, n. 3, p. 210-219, 2006.

TAY, J.-H.; LIU, Q.-S. LIU, Y. Microscopic observation of aerobic granulation in sequential aerobic sludge blanket reactor. *Journal of Applied Microbiology*, v. 91, p. 168-175, 2001.

UEMURA S.; SUZUKI, S.; MATUYAMA, Y.; HARADA, H. Direct treatment of settled sewage by DHS reactors with different sizes of sponge support media. *Int. J. Environ. Res.*, v. 6, n. 1, p. 25-32, 2012.

USEPA – UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. *Process design manual: land treatment of municipal wastewater. Supplement on rapid infiltration and overland flow.* Technology Transfer. Cincinnati: U. S. Environmental Protection Agency, 1984.

USEPA – UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. *Manual. Constructed Wetlands Treatment of Municipal Wastewaters.* EPA/625/R-99/010. Cincinnati: USEPA, 2000. 165 p.

VAN HAANDEL, A.; MARAIS, G.; *O Comportamento do Sistema de Lodo Ativado.* Editoração Eletrônica, 1999.

VAN LOOSDRECHT, M. C. M.; EIKELBOOM, D.; GJALTEMA, A.; MULDER, A.; TIJHUIS, L.; HEIJNEN, J. J. Biofilm structures. *Water Science and Technology*, v. 32, n. 8, p. 35-43, 1995.

VASEL, J. L.; SCHROBILTGEN, P. Oxygen Transfer in trickling filters. *Water Research*, v. 25. n.1, p. 53-60, 1991.

VIDAL, C. B. *Desreguladores endócrinos presentes em matrizes ambientais: análise por SPE-HPLC e remoção com argila pilarizada.* 2015. 159 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil/Saneamento Ambiental) – Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2015.

VIEIRA, P. C. *Estudo do comportamento de um filtro biológico percolador com laterais abertas aplicado ao pós-tratamento de efluente de reator UASB.* 2013. 278 p. Tese (Doutorado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2013.

VON SPERLING, M. *Princípios do tratamento biológico de águas residuárias.* 4. ed. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2014. v. 1: Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos. 472 p.

WAGNER, J. *Processo de granulação aeróbia em reatores em bateladas sequenciais em condições de baixa carga orgânica.* 2015. 191f. Tese (Doutorado em Engenharia Ambiental) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Santa Catarina, 2015.

WAGNER, J.; WEISSBRODT, D. G.; MANGUIN, V.; COSTA, R. H. R.; MORGENROTH, E.; DERLON, N. Effect of particulate organic substrate on aerobic granulation and operating conditions of sequencing batch reactors. *Water Research*, v. 85, p. 158-166, 2015a.

WEF – WATER ENVIRONMENT FEDERATION. *Aerobic Fixed-Growth Reactors: a special publication*. Alexandria: WEF, 2000. 340 p.

WEF – WATER ENVIRONMENT FEDERATION. *Design of Municipal Wastewater Treatment Plants*. Manual of Practice No. 8, ASCE Manual and Report on Engineering Practice No. 76. Alexandria: WEF, 1998.

WEF – WATER ENVIRONMENT FEDERATION. *Preliminary Treatment for Wastewater Facilities*. Manual of Practice OM-2. Alexandria: WEF, 1994.

WHO – WORLD HEALTH ORGANIZATION. *Health guidelines for use of wastewater in agriculture and aquaculture*. Technical Report Series. 778. Geneva: WHO, 1989.

Tecnologias de tratamento de correntes de esgotos segregadas aplicadas a empreendimentos habitacionais

Ricardo Franci Gonçalves, André Bezerra dos Santos, Luciano Matos Queiroz e Thiago Keller Franci

5.1 INTRODUÇÃO

Um dos pilares do conceito de saneamento voltado para a recuperação de recursos é a segregação das correntes que compõem o esgoto sanitário. Trata-se da separação próxima da fonte de geração da urina, das fezes e das águas cinza. Conforme descrito no Capítulo 1, as águas cinza resultam do uso da água potável nos chuveiros, banheiras, lavatórios, máquinas de lavar, tanques e pia de cozinha (Figura 5.1).

A coleta segregada das águas cinza requer que a edificação possua uma rede coletora de águas residuárias duplicada: uma para águas negras e outra para as águas cinza (Figuras 5.2 e 5.3). A rede de coleta de águas negras conecta-se à estação de tratamento de esgotos (ETE), enquanto a rede de coleta de águas cinza conecta-se à estação de tratamento de água cinza (ETAC). Após a ETAC, a água de reúso é bombeada para um segundo reservatório (caixa d'água), a partir do qual pode alimentar as bacias sanitárias e ser usada na rega de jardins, limpeza de áreas comuns etc. Um outro detalhe importante é que o reúso pode ser praticado somente quando desejado, pois o sistema de alimentação das bacias sanitárias pode também ser conectado ao reservatório de água potável da edificação.

A justificativa para adoção dessa configuração de segregação de correntes e tratamento separado está no fato de que as águas cinza podem ser tratadas mais facilmente para se produzir água de reúso. Ademais, possuem menores concentrações de matéria orgânica, óleos e graxa e microrganismos patogênicos do que as águas negras. A recuperação de nutrientes e de biogás é interessante sob o ponto de vista econômico apenas em situações muito específicas, pois as águas cinza normalmente são bastante diluídas em termos de matéria orgânica e nutrientes.

O reúso desse tipo de água residuária resulta em economia de água potável, economia de energia elétrica e menor produção de esgoto sanitário nas edifi-

cações. Considerando uma escala macro, resulta em preservação dos mananciais de água, porque diminui a quantidade de água captada e o lançamento de esgoto sanitário tratado. A revisão da literatura sobre segregação de correntes de esgotos e tratamento descentralizado conduzida por Singh et al. (2015) informa que a viabilidade econômica e ambiental do tratamento descentralizado de esgotos é maior quando ocorre a segregação de correntes na fonte, pois isso reduz as dimensões das tubulações, obras de escavação e a demanda energética do transporte dos esgotos.

Porém, no Brasil, deve-se admitir que essas práticas não constituem realidade e sequer estão presentes na maioria dos Planos Municipais de Saneamento Básico (PMSB) elaborados a partir da promulgação da Lei Federal nº 11.445/2007, que estabeleceu as diretrizes nacionais para o saneamento básico (BRASIL, 2007). Ausência de um padrão construtivo adequado, carência de recursos humanos para operação de sistemas de correntes segregadas, alguns gargalos tecnológicos e logísticos, ausência de normas técnicas específicas para dimensionamento e a característica monopolista da prestação dos serviços de saneamento podem ser elencados como barreiras que precisam ser transpostas para a implantação em larga escala da segregação de correntes e aproveitamento dos recursos oriundos dessa prática no Brasil.

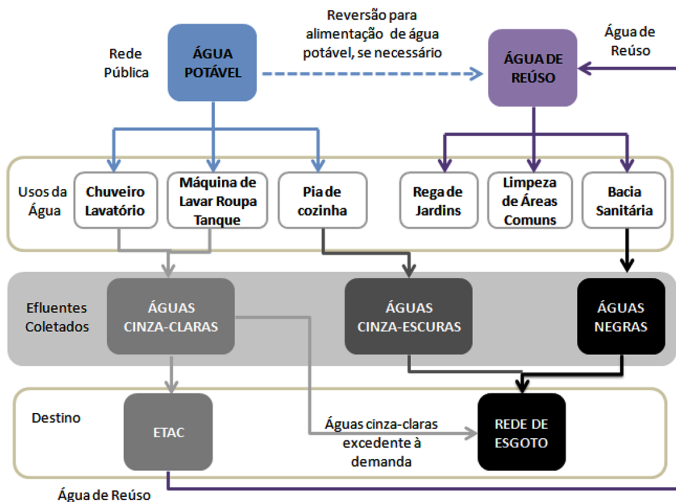


Figura 5.1 – Exemplo de fluxograma de água potável, águas cinza e águas negras em uma edificação

Fonte: Aguiar (2010)

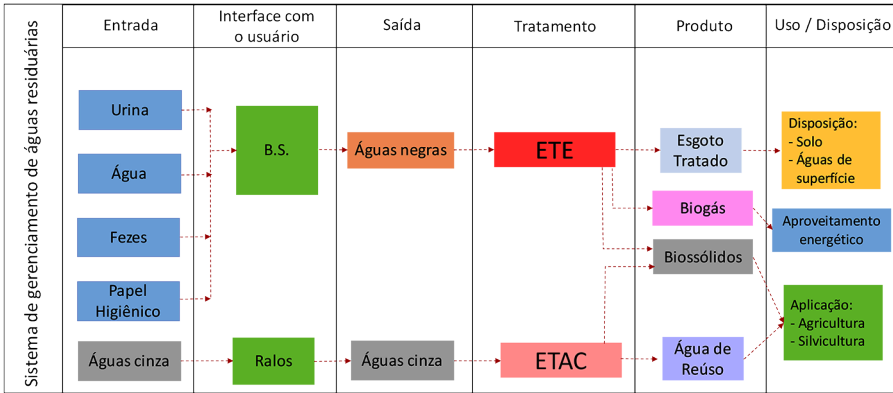


Figura 5.2 – Sistema hidrossanitário com segregação de águas cinza e reúso de água
 Fonte: Fardin (2016)

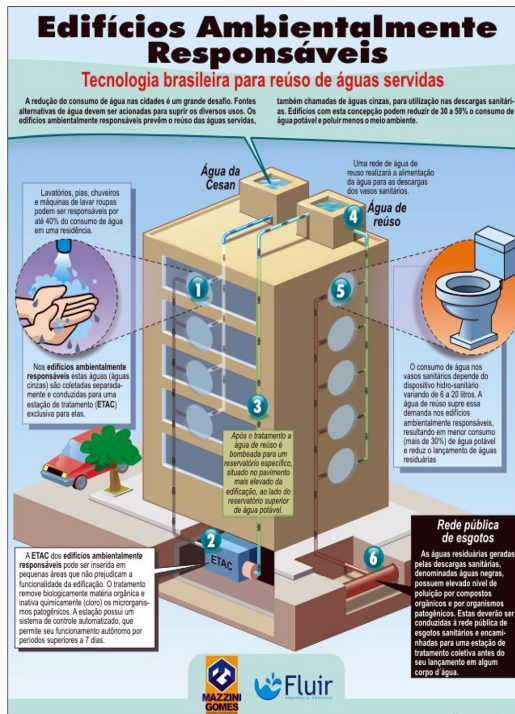


Figura 5.3 – Exemplo de fluxograma de água potável, água cinza e coleta de esgoto em uma edificação
 Fonte: Gonçalves et al. (2009)

Entretanto, as águas cinza apresentam características físico-químicas e microbiológicas similares aos esgotos domésticos brutos, exceto pela presença dos macronutrientes, que são encontrados em menor quantidade. Além disso, como visto no Capítulo 2, a geração de águas cinza claras corresponde a valores entre 40 e 50% do volume de esgotos gerados em uma residência unifamiliar. Portanto, desde a primeira década do século XXI, sistemas descentralizados de tratamento de águas cinza, as ETAC, começaram a ser implantadas e operadas em prédios residenciais e conjuntos de escritórios no Brasil. A partir do ano de 2010, houve rápida expansão da implantação das ETAC, sobretudo impulsionada pelo desenvolvimento de pesquisas no âmbito do Programa Nacional de Pesquisa em Saneamento Básico (PROSAB) e da redução da incerteza dos cálculos de balanço hídrico de edificações, o que permitiu a produção e aproveitamento de água de reúso, maximizando os benefícios.

Pode-se afirmar que a segregação e o tratamento de águas cinza, bem como a produção de água de reúso, é uma das primeiras iniciativas efetivas de saneamento voltado para recursos no território brasileiro. Objetivando a consolidação e larga disseminação dessa prática, este capítulo visa apresentar os principais arranjos tecnológicos, parâmetros e exemplos de dimensionamento de sistemas de coleta e tratamento de águas cinza. Não se busca aqui uma discussão detalhada dos parâmetros de qualidade exigidos, que serão tratados nos Capítulos 8 e 9.

5.2 SISTEMAS SEGREGADORES DE ÁGUAS NAS EDIFICAÇÕES

A segregação de águas cinza não exige o emprego de bacias sanitárias segregadoras nas edificações, porém requer que os sistemas de coleta e transporte de águas residuárias sejam separados. Requer também a instalação de uma estação de tratamento para cada corrente líquida, sendo a de águas cinza voltada para a produção de água de reúso para fins não potáveis. Vale enfatizar que essa concepção deve ser definida por ocasião do projeto da edificação, porque na maioria dos casos é economicamente inviável modificar o sistema hidrossanitário de uma edificação existente para segregar correntes líquidas.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) estabelece que a caracterização hídrica de uma nova edificação deve ser realizada na fase de concepção e estudos preliminares do empreendimento. Já no caso dos edifícios existentes, a caracterização hídrica deve ser realizada por meio do levantamento em

campo (ROEFS et al., 2017; PENN et al., 2017). Essa técnica considera as informações que possibilitam a compreensão do ciclo da água na edificação, tendo como base o seu balanço hídrico (Figura 5.4). Sua aplicação é de fundamental importância para o estudo de viabilidade técnica e econômica, que é a base de tomada de decisões para definição das ações de conservação de água que serão empreendidas. As informações levantadas para a realização do balanço hídrico devem ser suficientes para a elaboração da matriz de oferta e demanda de água potável e não potável, sendo algumas delas relacionadas a seguir:

- a) Demandas de água existentes, cálculo estimativo de volumes e vazões necessárias e respectivos requisitos de qualidade associados;
- b) Demandas potáveis e não potáveis;
- c) Indicadores de consumo;
- d) Possíveis ofertas de água potável e não potável.

A solução adotada deve embasar o estudo de viabilidade técnica e econômica que deve conter, minimamente, os seguintes itens:

- a) Descrição da configuração;
- b) Impacto no consumo de água em relação ao edifício convencional ou ao existente;
- c) Custos de implantação;
- d) Custos de operação e manutenção em relação ao edifício convencional;
- e) Período do retorno dos investimentos.

Outro aspecto muito importante abordado na nova Norma Técnica para a Conservação de Água nas Edificações (ABNT, 2018) é a necessidade imprescindível de elaboração e implantação de um plano de comunicação aos usuários do sistema de reúso, que visa informar amplamente os usuários sobre a importância de conservar água, tecnologias instaladas e, principalmente, dos cuidados e riscos associados à utilização de fontes não potáveis para diferentes finalidades. Objetiva também orientar procedimentos para futuras reformas e impedir a contaminação de sistemas potáveis no caso da utilização de fontes de água alternativas.

O plano de comunicação deve prever a divulgação aos usuários da edificação, no mínimo respeitando frequência mensal, das seguintes informações:

- O consumo de água potável e não potável;
- O histórico de consumo dos últimos 12 meses e respectivos Indicadores de Consumo;

- Os resultados das análises de qualidade da água potável, quando não fornecida pela empresa prestadora de serviço de saneamento, assim como da água não potável.

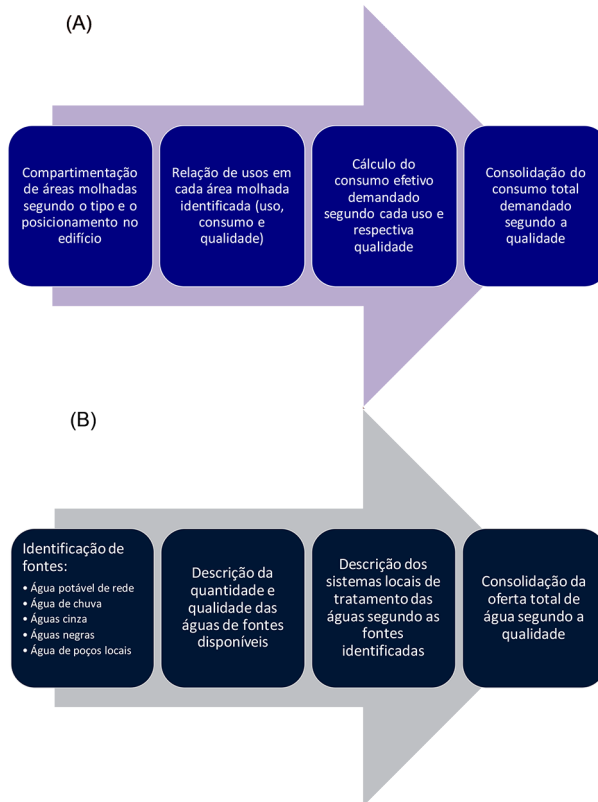


Figura 5.4 – Balanço hídrico de uma edificação, considerando a demanda (A) e a oferta (B) de água segundo o uso e a qualidade

Fonte: adaptado de Alves et al. (2009)

5.3 USOS E PADRÕES DE QUALIDADE DE ÁGUA DE REÚSO PREDIAL

A ABNT (2018) ressalta que a qualidade da água disponível e o fim específico de utilização devem estabelecer os níveis de tratamento recomendados, os critérios de segurança que serão adotados e os investimentos alocados. A necessidade de realizar o tratamento das águas cinza antes do seu reúso tem por objetivo evitar tanto riscos à saúde humana quanto efeitos estéticos negativos e ambientais. Os principais poluentes que serão reduzidos no tratamento das

águas cinza, a fim de atender esses objetivos, são: matéria orgânica, sólidos em suspensão e microrganismos patogênicos. O nível de tratamento desejado dependerá diretamente do tipo de atividade em que será empregada a água de reúso. A principal dificuldade encontrada no tratamento desse tipo de água residuária é a grande variação diária em termos quantitativos e qualitativos, como visto nos Capítulos 2 e 3.

Vários estudos realizados no Brasil e no exterior indicam que as águas cinza contêm elevados teores de matéria orgânica, de sulfatos, além de turbidez e de moderada contaminação fecal. Alguns estudos comprovaram também a presença de compostos orgânicos rapidamente biodegradáveis na sua constituição. Para a obtenção de água de reúso com baixa turbidez, inodora e isenta de microrganismos patogênicos, um tratamento em nível secundário seguido de desinfecção será, certamente, necessário (BELER-BAYKAL, 2015; DE GISI et al., 2016; SAN FRANCISCO PUBLIC UTILITIES COMMISSION, 2017).

A grande variabilidade de compostos presentes nas águas cinza traduz-se em um leque de possibilidades de sistemas de tratamento aptos à utilização. A escolha do sistema ideal será balizada pela qualidade necessária da água de reúso, fato relacionado diretamente com os usos propostos. O reúso de águas cinza tratadas ou não vem sendo realizado na rega de jardins, gramados e áreas verdes, descargas de vaso sanitário, limpeza de pisos e pátios, lavagem de automóveis, água de reserva para combate a incêndios, processos industriais etc.

Na série de livros publicados pelo PROSAB, Alves et al. (2009) relacionam os possíveis usos não potáveis e suas respectivas características de qualidade de água preliminarmente exigíveis (Quadro 5.1). Vale ressaltar que os usos para lavagem de roupa e banho não foram contemplados na Norma Técnica da ABNT sobre fontes de água não potáveis (ABNT, 2018).

Quadro 5.1 – Qualidade e usos potáveis e não potáveis de águas cinza tratadas ou não

Usos não potáveis	Características de Qualidade
Descarga de bacia sanitária	<ul style="list-style-type: none"> • aparência cristalina e incolor; • inodora; • sanitariamente segura frente ao fenômeno de respingos no usuário; • não facultar o crescimento de algas no selo hidrico ou de biofilme nas paredes da bacia sanitária em curtos períodos de tempo (< 48 horas) decorridos entre 2 descargas consecutivas; • não dar origem a formação de espuma no momento da descarga nos vasos; • não conter materiais particulados em suspensão; • não provocar manchas e abrasão na louça sanitária; • não provocar incrustações em louças, tubulações e peças sanitárias; • não provocar corrosão ou outro tipo de degradação de metais sanitários e demais materiais sob contato direto.
Lavagem de pisos e de veículos	<ul style="list-style-type: none"> • não exalar odores objetáveis; • não conter materiais particulados em suspensão; • não provocar manchas e abrasão segundo os tipos de pisos sob limpeza; • não provocar o surgimento de manchas ou películas, especialmente oleosas, após a lavagem; • ser sanitariamente segura frente ao contato direto com o usuário; • ser sanitariamente segura frente à ingestão acidental e eventual; • não provocar incrustações em tubulações e peças sanitárias; • não provocar corrosão ou outro tipo de degradação de metais sanitários e demais materiais sob contato direto.
Irrigação de jardins	<ul style="list-style-type: none"> • não exalar odores objetáveis, não conter substâncias danosas à vegetação sob rega e à fauna associada; • não conter substâncias que levem à poluição do solo; • ser sanitariamente segura frente ao fenômeno de respingos e contato com a pele dos usuários, de forma mais ampla no caso de áreas verdes para lazer; • ser sanitariamente segura frente à ingestão acidental e eventual; • não provocar incrustações em tubulações e peças sanitárias; não provocar corrosão

(continua)

Usos não potáveis	Características de Qualidade
<p>Paisagismo (espelhos d'água, cascatas, aquários etc.)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • não ter cor ou turbidez objetáveis à proposta paisagística; • não exalar odores objetáveis; • não conter substâncias danosas à fauna e flora associadas ao paisagismo; • não conter substâncias que levem à poluição do solo; • não provocar o surgimento de películas de biofilmes aderentes às superfícies submersas nos casos de paisagismo cujo propósito seja manter águas cristalinas sobre acabamentos ornamentais visíveis; • não provocar a formação de películas oleosas na superfície da água; • ser sanitariamente segura frente ao contato direto com o usuário; • ser sanitariamente segura frente à ingestão acidental e eventual; • não provocar incrustações em tubulações e peças sanitárias; • não provocar corrosão ou outro tipo de degradação de metais sanitários e demais materiais com que tiver contato; • ter condutividade elétrica adequada às instalações elétricas submersas previstas no projeto paisagístico.
<p>Lavagem de roupas</p>	<ul style="list-style-type: none"> • ter aparência cristalina e incolor; não conter materiais particulados em suspensão; • ser inodora e não provocar o surgimento de odores objetáveis após a lavagem; • não provocar manchas nos tecidos, consideradas lavagens durante longo período; • não provocar alterações precoces e indesejáveis quanto a maciez; • não provocar enfraquecimento precoce dos fios e tramas do tecido; • não provocar depósitos e manchas oleosas nos tecidos; • ter características compatíveis com os sabões, amaciantes, detergentes, desinfetantes e outros produtos usuais na lavagem de roupas; • apresentar dureza adequada a normal formação de espumas dos produtos de limpeza usuais; • não provocar o surgimento de culturas microbianas nos fios e tramas dos tecidos; • ser sanitariamente segura frente ao contato direto com o usuário; • ser sanitariamente segura frente à ingestão acidental e eventual; • não provocar incrustações em tubulações e peças sanitárias; • não provocar corrosão ou outro tipo de degradação de metais sanitários e demais materiais com que tiver contato.

(continua)

Usos não potáveis	Características de Qualidade
Banho (em chuveiro ou banheira)	<ul style="list-style-type: none"> • ter aparência cristalina e incolor; • ser inodora; • não conter materiais particulados em suspensão; • ter características compatíveis com o uso de sabões, xampus, condicionadores e outros produtos usuais no banho; • apresentar dureza adequada a normal formação de espumas dos produtos usuais no banho; • não provocar surgimento do fenômeno de oleosidade na pele dos usuários; • não provocar surgimento do fenômeno de ressecamento da pele dos usuários; • não provocar reações alérgicas por contato com a pele; • não provocar infecção ou reações alérgicas no contato com as mucosas (narinas, olhos e boca), com as partes genitais, anais, bem como no contato com ferimentos no corpo; • ser sanitariamente segura frente ao uso para bochechos e gargarejos; • ser sanitariamente segura frente à ingestão acidental e eventual; • não provocar incrustações em tubulações e peças sanitárias; • não provocar corrosão ou outro tipo de degradação de metais sanitários e demais materiais com que tiver contato.

Fonte: Alves et al. (2009)

Um resumo dos principais padrões de qualidade e dos respectivos usos recomendados por algumas normas de diversos países é apresentado na Tabela 5.1. Destaca-se que uma análise criteriosa dos aspectos legais envolvidos no reúso das águas cinza é realizada no Capítulo 8 desta publicação.

Tabela 5.1 – Padrões de qualidade de águas de reúso em diversos países

Tipo de reúso	pH	SST mg/L	SDT mg/L	Tur- bi- dez UT	DBO mg/L	Deterg. mg/L	NTK mg/L	NH ₄ ⁺ m- g/L	P total mg/L	OD mg/L	Cloro resi- duo mg/L	Coli- formas totais	Coliformes Termotoler.	Ref.
Bacia sanitária (Alemanha)	-	-	-	-	5	-	-	-	-	>50%	-	<100/ mL	<10/mL	1
Bacia sanitária (China)	6,0 a 9,0	-	<1.500	<5	<10	1	-	<10	-	-	>1mg/L após 30 min e >0,2mg/L até o ponto de uso	-	<3/100mL	2
Irrigação (China)	6,0 a 9,0	-	<1.000	<20	<20	1	-	<20	-	>1	>1mg/L após 30 min e >0,2mg/L até o ponto de uso	-	<3/100mL	2
Lavagem de roupas (China)	6,0 a 9,0	-	>1.000	<5	<6	0,5	-	<10	-	-	>1mg/L após 30 min e >0,2mg/L até o ponto de uso	-	<3/100mL	2
Restrito a represas e lagos (China)	6,0 a 9,0	-	-	-	<6	0,5	15	<5	<0,5	>1,5	-	-	<10.000/100L	2
Não restrito a represas e lagos (China)	6,0 a 9,0	-	-	<5	<6	0,5	15	<5	<0,5	>2	-	-	<500/100mL	2
Reúso irrestrito (EUA)	6,0 a 9,0	-	-	<2	10	-	-	-	-	-	1mg/L	-	ND/100mL	3
Reúso restrito (EUA)	6,0 a 9,0	30	-	-	30	-	-	-	-	-	1mg/L	-	<200/100mL	3
Bacia sanitária (Japão)	5,8 a 8,6	-	-	Não desa- gra- dável	≤ 20	-	-	-	-	-	Retida	≤ 1.000/ mL	-	4
Irrigação de áreas verdes (Japão)	5,8 a 8,6	-	-	Não desagra- dável	≤ 20	-	-	-	-	≥ 0,4	≤ 50/mL	-	4	4
Áreas com finalidade estética (Japão)	5,8 a 8,6	-	-	≤ 10	≤ 10	-	-	-	-	-	≤ 1.000/ mL	-	-	4
Área de contato limitado com o público (Japão)	5,8 a 8,6	-	-	≤ 5	≤ 3	-	-	-	-	-	≤ 50/ mL	-	-	4
Bacia sanitária (Brasil)	-	-	-	≤ 10	-	-	-	-	-	-	-	-	≤ 500/100mL	6
Uso irrestrito em áreas urbanas e agri- colas*	6,0 a 9,0	-	-	≤ 2	≤ 10	-	-	-	-	-	≤ 1,0 mg/L	≤ 100/ mL	≤ 10/mL	7

Referências: (1) Nolde, (2000); (2) Ernst et al. (2007); (3) Asano et al. (2007); (4) Asano et al. (1996); (6) ABNT (1997); (7) Li et al. (2009) ** não é norma, mas sim uma proposição de norma pelos autores

5.4 ARRANJOS TECNOLÓGICOS PARA O TRATAMENTO DE ÁGUAS CINZA

Noutsopoulos et al. (2018) relatam que as primeiras tecnologias de tratamento de águas cinza avaliadas baseavam-se em processos físicos, como filtração, usualmente seguidos por alguma tecnologia de desinfecção. Posteriormente, nas décadas de 1980/90, os processos biológicos de tratamento tiveram seu desempenho avaliado para esse fim.

As tecnologias aplicadas no tratamento de águas cinza são semelhantes aos processos de tratamento de esgotos sanitários, incluindo processos físicos, químicos e biológicos. A maioria desses arranjos tecnológicos possui uma etapa para separação sólido-líquido (pré-tratamento) e uma etapa final de desinfecção (pós-tratamento). Para evitar entupimentos dos sistemas de distribuição do afluente, desgaste de elementos mecânicos de bombas e para reduzir a quantidade de resíduos sólidos, partículas, óleos e graxas, utilizam-se unidades de pré-tratamento (grades, peneiras e sedimentadores). Já a etapa final de desinfecção é utilizada para atender aos requisitos microbiológicos, promovendo a remoção de microrganismos que provoquem efeitos deletérios à saúde humana.

Muitas das tecnologias de tratamento de esgotos não segregados apresentadas no Capítulo 4 podem ser aplicadas no tratamento de águas cinza. Portanto, aqui se apresentam maiores detalhes das principais tecnologias utilizadas no tratamento de águas cinza que não couberam no escopo do Capítulo 4 dessa publicação.

Como regra geral, admite-se que os tratamentos mais simples ou naturais, com menor grau de mecanização, são mais adequados a pequenas edificações, normalmente unifamiliares, devido às questões de manutenção e custos associados, produzindo água de reúso com padrão de qualidade relativamente pouco exigente (filtros de areia e *wetlands* construídos, por exemplo). Para edificações de maior porte, é comum o emprego de tecnologia de tratamento compacta, de configuração mais complexa e mecanização por meio da construção de estações de tratamento de águas cinza (ETAC).

A presença de sólidos grosseiros (areia, cabelos, felpas de tecidos, restos de alimentos, entre outros tipos de material) nas águas cinza, embora de dimensões reduzidas devido à presença dos ralos e grelhas nas instalações hidrossanitárias, exige a implantação de uma etapa física de retenção dos sólidos. Caso a água de reúso tenha por finalidade usos irrestritos (descarga sanitária, por exemplo), o fluxograma de tratamento deve ser encerrado, obrigatoriamente,

com uma etapa de desinfecção, além de se garantir que a água irá possuir baixa turbidez, estará isenta de cor, para não manchar a bacia sanitária, e de odor, para não gerar rejeição à prática do reúso.

Os processos físicos são considerados a tecnologia mais simples utilizada no tratamento de águas cinza, incluindo, principalmente, a filtração com areia e o processo de filtração em membranas (VERMA et al., 2017; ATANASOVA et al., 2017; ŠRÁMKOVÁ et al., 2018). Porém, apenas esse tipo de tratamento não é suficiente para garantir uma redução adequada de matéria orgânica, nutrientes e surfactantes aniônicos. Dentre os processos químicos, o que tem maior emprego é a coagulação química seguida de unidades de floculação e sedimentação (JAMES et al., 2016). Esse arranjo tecnológico apresenta boa eficiência de remoção de sólidos em suspensão, material orgânico coloidal e surfactantes aniônicos, quando trata águas cinza claras com carga orgânica reduzida. Não obstante, não é eficiente na remoção de compostos orgânicos solúveis presentes nessa água residuária, nem tampouco de microrganismos patogênicos.

Por outro lado, os processos biológicos aeróbios têm sido amplamente utilizados no tratamento de águas cinza, destacando-se, dentre as várias opções tecnológicas: filtros biológicos rotativos ou biodiscos, reatores operados em batelada sequenciais (RBS), filtros biológicos aerados de leito submerso, *wetlands* construídos e biorreatores com membranas (MBR) (GHUNMI et al., 2011; DE GISI et al., 2016; SINGH et al., 2015; RAMPRASAD et al., 2017; ARDEN; MA, 2018). O emprego de processos anaeróbios não é viável em etapa única, porque produzem efluentes com elevada turbidez e odor repugnante.

Para desinfecção das águas cinza, as tecnologias mais utilizadas são a oxidação química, a filtração terciária e a aplicação de radiação ultravioleta (UV). Alguns exemplos são: aplicação do cloro ou cloraminas, peróxido de hidrogênio, filtração em leito de areia e filtração em membranas pressurizadas (FRIEDLER et al., 2011; ATANASOVA et al., 2017; GASSIE; ENGLEHARDT, 2017; RAMPRASAD et al., 2017; SCHOEN; GARLAND, 2017).

As ETAC encontram maior utilização em condomínios residenciais, hotéis e campings, razão pela qual são comercializadas com capacidade de tratamento variando, predominantemente, entre 200 e 10.000 L/d. Nolde (2005) informou que mais de 95% dos sistemas instalados no ano de 2005 na Alemanha atendiam a edificações residenciais ocupadas por uma ou duas famílias, com uma capacidade de tratamento de cerca de 600 L/d. Para esse autor, empreendimentos dessa natureza demandam uma área de instalação de 0,81 m², altura

de 1,88 m e um investimento de €5.000,00 na compra do equipamento. Segundo os fabricantes, esses sistemas são capazes de economizar 200 m³/ano (valor da média aritmética). Pesquisa na rede mundial de computadores realizada no final do ano de 2018 constatou a existência de 12 fornecedores de ETAC no território brasileiro.

5.4.1 Processos físicos e químicos e suas associações

Quando se trata da produção de água de reúso e atendimento dos critérios preconizados no Quadro 5.1, a adoção exclusiva de tratamentos físicos geralmente apresenta resultados insatisfatórios, a exceção da filtração pressurizada em membranas de ultrafiltração (UF), nanofiltração (NF) ou osmose reversa (OR) (Tabela 5.2).

Tabela 5.2 – Desempenho de processos físicos para o tratamento de águas cinza

Processo	Turbi- dez (UT)		SST (mg/L)		DQO (mgO ₂ /L)		Coli. Tot. (NM- P/100mL)		Referências
	A	E	A	E	A	E	A	E	
Membrana de NF ^{*(b)}	-	-	-	-	1.350	123	-	-	Guilbaud et al. (2012)
Filtração usando filtros cartucho (abertura 0,025 mm) [*]	-	-	68	18	287	68	-	-	Santos et al. (2012)
Percolação no solo ^{*(a)}	-	-	250	13	1.000	294	10 ⁵	10 ³	Ushijima et al. (2013)
Decantação + Filtro de pedra ^{*(a)}	-	-	1.313	183	3.176	864	10 ⁷	10 ⁶	Katukiza et al. (2014)
Decantação + Filtro de pedra e areia ^{*(a)}	-	-	1.313	172	3.176	842	10 ⁷	10 ⁶	Katukiza et al. (2014)
Filtro de areia ^{*(a)}	-	-	304	17	3.646	242	10 ⁷	10 ²	Assayed et al. (2015)
Filtro de areia + Filtro de carvão ativado ^{*(b)}	263	226	-	-	350	226	10 ⁴	10 ³	Zipf et al. (2016)
Filtro preenchido com pedaços de pedra natural (ardósia) + Filtro de carvão ativado ^{*(b)}	263	99	-	-	350	151	10 ⁴	10 ³	Zipf et al. (2016)
Filtração em membrana de dupla camada fabricada com polieletrólito ^{*(b)}	160	1,5	206	0	507,5	58	10 ⁴	10 ³	Oh et al. (2016)
Pré-filtração + Filtração em membrana de MF ^{*(b)}	360	14	240	8	2.538	259	-	-	Manouchehri e Kargari (2017)

Notas: (a) – águas cinza escuras; (b) – águas cinza claras. Legenda: *valores máximos registrados pelos pesquisadores; A – Afluente; E – Efluente; MF – microfiltração; NF – nanofiltração

A atuação dos processos físicos restringe-se à separação de partículas sólidas ou coloidais presentes nas águas cinza, não removendo os compostos solúveis presentes em quantidades significativas. Não obstante, a associação em série de processos físicos tende a produzir melhores resultados de tratamento. Os processos físicos mais utilizados até hoje são a filtração direta em leitos preenchidos com areia ou brita (item 5.4.1), a filtração direta no solo e o emprego de membranas de filtração pressurizadas.

Dentre outros benefícios do uso das membranas pressurizadas para tratar águas cinza e produzir água de reúso, destacam-se as elevadas eficiências de remoção de bactérias de espécies como *Enterococcus sp.* e do grupo Coliformes. Essas bactérias possuem tamanhos variando entre 0,6 e 2,0 μm , ou seja, dimensões maiores do que os diâmetros dos filtros das membranas usadas nas ETAC, e portanto esperam-se eficiências de remoção elevadas. Mesmo considerando esses desempenhos, tendo em vista que o consumo de energia tem impacto direto na viabilidade econômica de implantação de um sistema de reúso em uma edificação, os processos de tratamento envolvendo membranas filtrantes carecem ainda de desenvolvimento tecnológico para se tornarem competitivos.

A utilização de processos físico-químicos de tratamento de águas cinza encontra boa aceitação no Brasil. Existem várias ETAC com etapas de coagulação – floculação – sedimentação – filtração em areia – cloração em funcionamento nos estados do Rio de Janeiro e São Paulo. Experiências envolvendo a utilização de coagulação/floculação com sais metálicos, eletrocoagulação, oxidação catalítica, troca iônica e adsorção em carvão ativado encontram-se relatadas na literatura especializada (Tabela 5.3). Os aspectos favoráveis à utilização de processos físico-químicos referem-se à compacidade dos processos de tratamento e à flexibilidade operacional que caracteriza a sua maioria. Como pontos negativos, devem ser ressaltados a necessidade de aquisição de produtos químicos, a complexidade operacional e de manutenção para se obter condições adequadas de funcionamento do sistema e, no caso da coagulação, a produção excessiva de lodo químico. Os tratamentos envolvendo resinas de troca iônica e mesmo a eletrocoagulação apresentam custos de implantação ainda elevados quando comparados aos outros tipos.

Tabela 5.3 – Desempenho de processos físico-químicos tratando águas cinza

Processo	Turbidez (UT)		SST (mg/L)		DQO (mgO ₂ /L)		Coli. Totais (NMP/100mL)		Referências
	A	E	A	E	A	E	A	E	
Coagulação ^{*(a),(c)}	46,6	4,3	-	-	791	287	-	< 1	Pidou et al. (2008)
Troca iônica ^{*(a),(c)}	46,6	8,1	-	-	791	272	-	< 59	Pidou et al. (2008)
Processo Oxidativo Avançado ^{*(b)}	18,1	< 5,0	19	< 1,0	225	30	-	-	Chin et al. (2009)
Processo Oxidativo Avançado ^{*(b),(e)}	-	-	-	-	53,8	20,5	-	-	Sanchez et al. (2010)
Coagulação ^{*(a),(c)}	-	-	721	151	1.423	270	-	-	Antonopoulou et al. (2013)
Coagulação + FA + FCA	-	-	721	39	1.423	14	-	-	Antonopoulou et al. (2013)
Eletrocoagulação ^{*(a)}	104	15,6	-	-	380	160	10 ³	< 10	Vakil et al. (2014)
Coagulação ^{*(b),(d)}	35	1,4	-	-	646	174	-	-	Thirugnanasambandham et al. (2014)
Eletrocoagulação ^{*(a)}	53,4	< 5,0	33,5	< 1,0	229	4,4	-	-	Barişçi e Turkyay (2016)
Coagulação + FA + FCA + radiação UV ^{*(a)}	115	11	12,4	2,9	670	34	-	-	Noutsopoulos et al. (2018)

Legenda: *valores máximos registrados pelos pesquisadores; (a) – águas cinza escuras; (b) – águas cinza claras; (c) – Coagulação com aplicação de sais trivalentes de ferro e alumínio; (d) – Coagulação com aplicação de quitosana; (e) – Oxidante utilizado foi o TiO₂; A – Afluente; E – Efluente; FA – Filtros de areia; FCA – Filtros de carvão ativado

A aplicação da eletrocoagulação é uma alternativa que está ganhando interesse crescente dos acadêmicos e técnicos. Alguns gargalos tecnológicos estão sendo intensamente investigados, a exemplo da combinação ótima de eletrodos híbridos e definição de valores dos parâmetros importantes para o alcance de elevadas eficiências, como densidade de corrente e valores iniciais de pH. Barişçi e Turkyay (2016) encontraram uma combinação de eletrodos híbridos de Al-Fe-Fe-Al que permitiu alcançar valores de DQO final inferiores a 5,0 mgO₂/L. Nessas condições, esses pesquisadores reportaram consumo de energia considerável, atingindo 9,5 kWh/m³ de águas cinza tratadas.

Noutsopoulos et al. (2018) destacam que uma etapa de sedimentação e coagulação será sempre necessária antes do uso de filtros de areia ou carvão ativado, de modo a produzir um efluente final com características de água de reúso que

atenda aos requisitos preconizados na maioria das legislações internacionais para descarga em bacias sanitárias ou irrigação de áreas de acesso irrestrito. Os autores enfatizam a necessidade de uma etapa especificamente projetada para desinfecção do efluente e concluem que o arranjo tecnológico é economicamente e tecnicamente viável para o tratamento de águas cinza claras, sobretudo oriundas do uso dos chuveiros.

A outra opção utilizada com certa frequência no Brasil é o tratamento físico-químico, aplicando o arranjo clássico usado no tratamento de água de abastecimento: coagulação + floculação + decantação + filtração em areia + desinfecção com cloro (Figura 5.5). As principais vantagens desse tipo de sistema são: a compacidade, divisão em módulos e o reduzido consumo de energia. Por outro lado, o tratamento físico-químico não remove eficientemente matéria orgânica solúvel, consome produtos químicos (coagulantes e floculantes), produz lodo químico em quantidade significativa e requer controle automatizado eficiente.

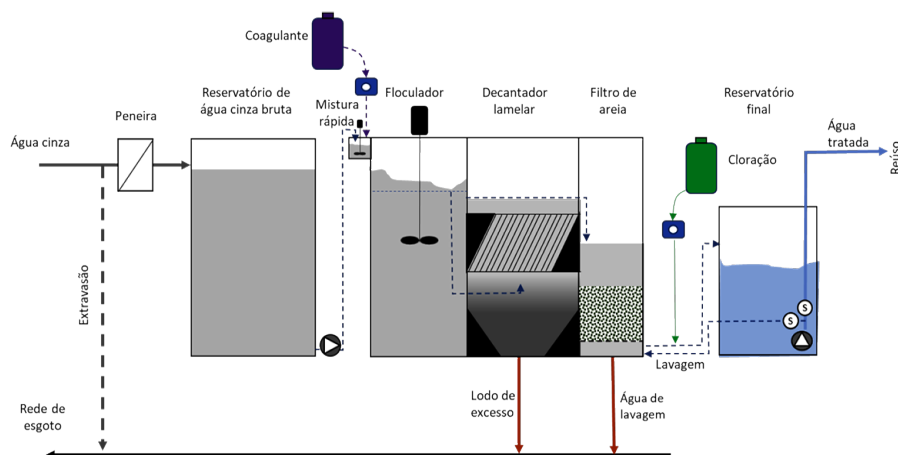


Figura 5.5 – Configuração de uma ETAC com tratamento físico-químico
Fonte: sítio eletrônico da Fluxo Ambiental Ltda. (2018)

5.4.2 Processos biológicos e suas associações

Os processos biológicos são considerados os mais apropriados para o tratamento das águas cinza. As exigências estéticas e organolépticas (odor) das águas para reúso predial fazem com que, no caso da opção pelo tratamento biológico, a etapa aeróbia seja obrigatória, pois é a única capaz de remover turbidez e compostos odorantes de maneira consistente. Outra opção é a propo-

sição de uma etapa de tratamento físico-químico implantada preliminarmente e o emprego de um processo biológico aeróbio, como o reator biológico com membranas submersas (MBRS), que pode vir a se tornar uma solução eficiente de polimento para assegurar o desempenho da ETAC (Tabela 5.4).

Tabela 5.4 – Desempenho de processos biológicos tratando águas cinza

Processo	Turbidez (UT)		SST (mg/L)		DQO (mgO ₂ /L)		Coliformes Totais (NMP/100mL)		Referência
	A	E	A	E	A	E	A	E	
Eletrocoagulação + MBRS*(a)	318	6,7	169	ND	1.270	100	10 ⁴	75	Bani-Melhem e Smith (2012)
MBRS*(a)	318	10,3	169	ND	1.270	124	10 ⁴	82	Bani-Melhem e Smith (2012)
MBBMR*(c)	234	2,3	129	3,6	341	126	-	-	Jabornig e Favero (2013)
MBBR + decantação*(b)	71	21,3	119	20,5	430	135	-	-	Chrispim (2014)
Filtro anaeróbio*(a)	67,5	7,6	113	28	270	69	-	-	Do Couto et al. (2015)
TS + FBP + decantadores*(a)	-	-	170	25	1.509	466	10 ⁷	10 ⁵	Feitosa (2016)
MBRS + radiação UV*(b)	444	9,9	250	12	645	157	10 ⁵	1,3	Fountoulakis et al. (2016)
LA com biomassa imobilizada*(c)	-	-	34	<5	215	48	-	-	Eslami et al. (2018)

Legenda: *valores máximos registrados pelos pesquisadores; (a) – águas cinza escuras; (b) – águas cinza claras; (c) – água cinza sintética; A – afluente; E – efluente; ND – não detectado; MBRS – reator biológico com membranas submersas; MBBMR – reator biológico com membranas de leito móvel; MBBR – Biorreator de leito móvel com biofilme; TS – Tanque séptico; FBP – Filtro biológico percolador; LA – Lodo ativado

Bani-Melhem e Smith (2012) destacam que a aplicação da etapa de eletrocoagulação a montante do reator biológico com membranas submersas (MBRS) não só aumentou significativamente a eficiência global do processo de tratamento, como também permitiu uma redução de 13% do problema do *fouling* nas membranas.

Os processos biológicos mais utilizados atualmente nas ETAC brasileiras são: filtros biológicos aerados submersos, reatores anaeróbios compartimentados (RAC) associados a filtros biológicos aerados de leito submerso (FBAS) e biodiscos. As principais características desses processos anaeróbios e aeróbios de alta taxa, com especial atenção aos sistemas prediais e descentralizados (ETAC), são:

- Compacidade;
- Alta concentração de biomassa ativa;
- Idades de lodo elevadas (resultando em pequena produção de lodo);
- Resistência a choques hidráulicos e de carga orgânica;
- Possibilidade de cobertura (evitando problemas com odores e impacto visual).

Devido às condições climáticas e o notório domínio tecnológico, os reatores anaeróbios são muito utilizados no tratamento de águas cinza no Brasil e já se mostraram eficientes na remoção de matéria orgânica, mas somente são viáveis se sucedidos por uma etapa aeróbia de tratamento. Resumidamente, os processos biológicos promovem boa remoção de matéria orgânica e turbidez, além de serem economicamente mais atrativos em relação aos processos físico-químicos. Contudo, quando implantados em uma edificação, principalmente quando instalados internamente em condomínios ou próximos das edificações ou áreas de lazer, é de fundamental importância a garantia do manejo adequado das emissões odorantes (principalmente causadas pelo gás sulfídrico H_2S). Isso envolve não só a coleta adequada do biogás, mas também a correta eliminação dos gases odorantes, ou encaminhamento adequado dessas emanações para fora da edificação por meio de uma tubulação de ventilação (suspiro).

Outros fabricantes brasileiros fornecem ETAC com um tratamento biológico seguindo o arranjo tecnológico mostrado na Figura 5.6 ou, em alguns casos, com reator UASB no lugar do reator anaeróbio compartimentado. Quando se consideram a configuração e a capacidade instalada, esses sistemas podem ocupar áreas significativas nas edificações e demandar um investimento inicial maior do que os sistemas com tratamento físico-químico. Porém, são muito eficientes no tratamento, produzem menor quantidade de lodo e apresentam menores custos de operação e manutenção.

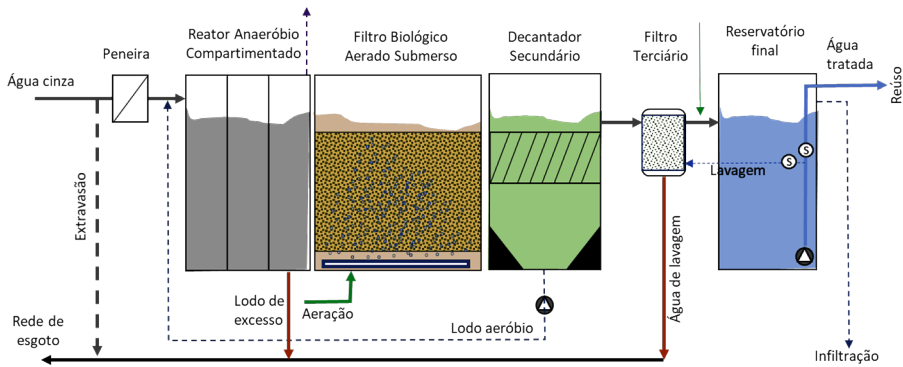


Figura 5.6 – Configuração de uma ETAC com uma associação em série de processos biológicos anaeróbios e aeróbios

Legenda: Pré-tratamento – peneira com extravasor; Tratamento biológico – processos biológicos aeróbios ou anaeróbios + aeróbios seguidos de decantação; Filtração terciária – para remoção de sólidos suspensos do efluente da etapa aeróbia; Desinfecção – normalmente com cloro, para assegurar uma concentração residual; Reservatório de água tratada, também equipado com uma alimentação de água potável para garantir a segurança operacional do sistema; Sistema de controle automatizado – opcional para efeito de monitoramento e controle.

Fonte: sítio eletrônico da Fluxo Ambiental Ltda. (2018)

Atualmente, nos países europeus, quase todas as empresas que atuam no segmento da produção de água de reuso predial a partir do tratamento de águas cinza comercializam MBR. Na pesquisa realizada no sítio eletrônico intitulado *Environmental Expert* (<https://www.environmental-expert.com>), realizada no mês de dezembro do ano de 2017, verificou-se a existência de 27 empresas atuando nesse segmento na Alemanha. No que diz respeito aos fabricantes de ETAC, a mesma pesquisa identificou a oferta generalizada de sistemas de tratamento muito parecidos, compostos por um pré-tratamento para remoção de sólidos grosseiros e MBR equipado com membranas de ultrafiltração, cujas aberturas dos poros são menores que $10^{-6}\mu\text{m}$. Os componentes que integram a configuração típica desse tipo de ETAC estão apresentados na Figura 5.7.

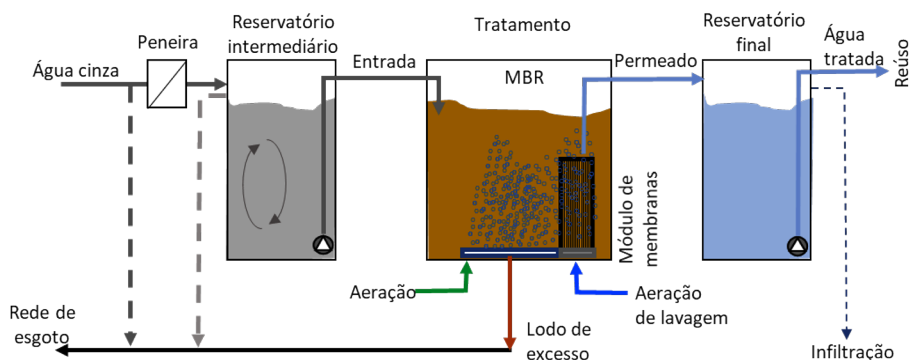


Figura 5.7 – Configuração típica de uma ETAC com um biorreator com membrana filtrante de ultrafiltração (MBR)

Fonte: adaptado de *iWaterWassertechnik* (2018)

Note-se que esse arranjo não demanda uma etapa de desinfecção, pois a própria membrana de ultrafiltração retém os microrganismos patogênicos, inclusive oocistos de protozoários. Sob o ponto de vista da arquitetura, prevalecem os sistemas modulares pré-fabricados com excelente acabamento e que são comercializados por faixa de vazões ou capacidades de tratamento. O controle do sistema é realizado automaticamente mediante o emprego de sensores de pressão, de válvulas automatizáveis e um controlador lógico programável (CLP) para todos os casos. Merece destaque o especial interesse da automação da lavagem das membranas filtrantes.

Já no Brasil, a estratégia de tratamento de águas cinzas mais amplamente aceita é a adoção das múltiplas barreiras de tratamento, com predominância de sistemas de tratamento que não empregam as membranas filtrantes. Uma das justificativas para essa prática é o consumo de energia característico dos MBR, em especial daqueles que utilizam membranas de ultrafiltração. Outro motivo relevante é a ausência de fabricantes de membranas filtrantes no país, o que causa uma dependência de fornecedores estrangeiros que pode prejudicar a sustentabilidade dos empreendimentos. Há registros de ETAC com capacidade instalada variando de 500 L/d até 300.000 L/d em funcionamento no Brasil.

Finalmente, como processos de desinfecção do efluente final podem ser utilizados: cloração, aplicação de ozônio, aplicação de radiação ultravioleta etc. Levando-se em consideração o risco de contaminação, vários sistemas de desinfecção podem ser aplicados às águas cinzas tratadas, sendo os mais comumente

utilizados a desinfecção por luz ultravioleta e a cloração. As duas formas de desinfecção são eficientes, e diferem fundamentalmente quanto aos custos de aplicação e à formação de subprodutos orgânicos que podem ser prejudiciais à saúde humana. A desinfecção ultravioleta é mais onerosa, porém não gera subprodutos; já na cloração, estes são formados pelo contato do cloro com a matéria orgânica que existe mesmo nas águas cinza tratadas.

5.5 PRINCIPAIS PROCESSOS BIOLÓGICOS COMPONENTES DE ETAC NO BRASIL

5.5.1 Reatores Anaeróbios

Caso sejam a única etapa de tratamento, os reatores anaeróbios não podem ser considerados como uma solução de tratamento de águas cinza com vistas ao reúso predial. As águas cinza são ricas em matéria orgânica e sulfatos que inevitavelmente resultam em efluentes anaeróbios com elevados teores de sulfeto. Além do péssimo odor, o efluente anaeróbio possui turbidez relativamente elevada, o que o descredencia qualitativamente, sobretudo para o reúso predial. Não obstante, o emprego de reatores anaeróbios em sistemas anaeróbios-aeróbios para tratamento e reúso de águas cinza é uma ótima alternativa para remover cerca de 50% da DQO da água cinza bruta e, conseqüentemente, permitir que a etapa aeróbia do sistema funcione com cargas menores e com menor consumo de energia.

5.5.1.1 Reatores Anaeróbios de Fluxo Ascendente e Manto de Lodo

Conforme o descrito no Capítulo 4, nos reatores de fluxo ascendente e manto de lodo (UASB) o afluente é colocado em íntimo contato com um manto de lodo anaeróbio que se desenvolve em uma determinada região do reator. Alguns arranjos tecnológicos utilizados para tratamento de águas cinza assemelham-se a reatores UASB, mas não podem ser projetados e operados exatamente como esses.

A maioria desses reatores é fabricada em plástico reforçado com fibra de vidro (PRFV). Seu aspecto externo assemelha-se muito ao dos reservatórios de água potável, amplamente comercializados no país, e apresentam algumas particularidades que não permitem classificá-los exatamente como reatores UASB. A Figura 5.8 mostra um desenho esquemático de um desses reatores que estão sendo largamente disseminados no Brasil por diferentes fabricantes.

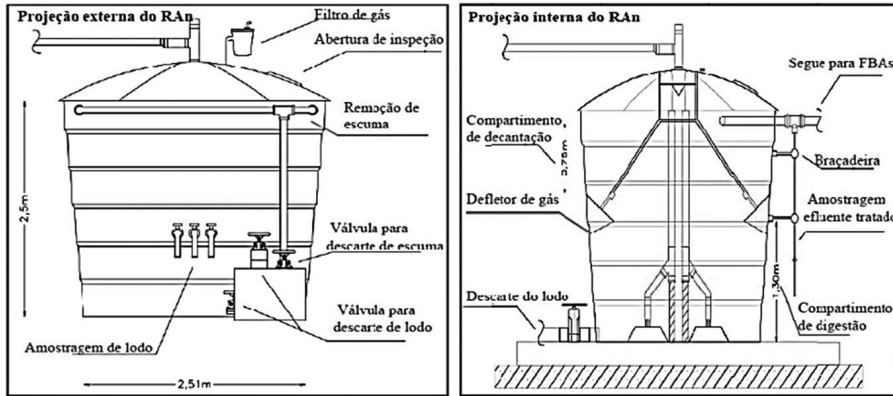


Figura 5.8 – Representação esquemática da configuração externa e interna de Reatores Anaeróbios de Fluxo Ascendente (RAn) e identificação dos elementos componentes

Fonte: Original Ambiental (2014)

Reatores anaeróbios cuja altura do leito de lodo é reduzida são favoráveis à formação de caminhos preferenciais através do leito de lodo, podendo comprometer o contato entre a biomassa e o substrato e, conseqüentemente, a eficiência de remoção de poluentes. Ademais, como destacado no Capítulo 2, ETE descentralizadas estão sujeitas a acentuados picos de vazão e nesses reatores esse fenômeno pode causar intenso carreamento de partículas de lodo e deterioração da qualidade do efluente final.

Outro aspecto construtivo muito importante observado nesses reatores é a distribuição do afluente. Durante as investigações conduzidas no âmbito da RENTED, constatou-se que a distribuição do esgoto nesses reatores anaeróbios de fluxo ascendente difere bastante das recomendações consagradas e, inclusive, publicadas na NBR 12.209/2011 (ABNT, 2011) para os reatores UASB.

Nos reatores inspecionados, a distribuição do afluente é realizada por meio de um dispositivo de entrada sem a presença de vertedores, implantado na parte superior do reator, que distribui o esgoto para dois tubos de distribuição. Esses dois tubos possuíam diâmetro nominal igual a 100 mm e apresentaram extremidades inferiores soldadas em uma base de sustentação em placa de fibra de vidro, com 4 aberturas permitindo a saída do esgoto no fundo do reator. As extremidades inferiores foram instaladas a uma altura de 0,3 m do fundo do reator, conforme pode ser visto na Figura 5.9.

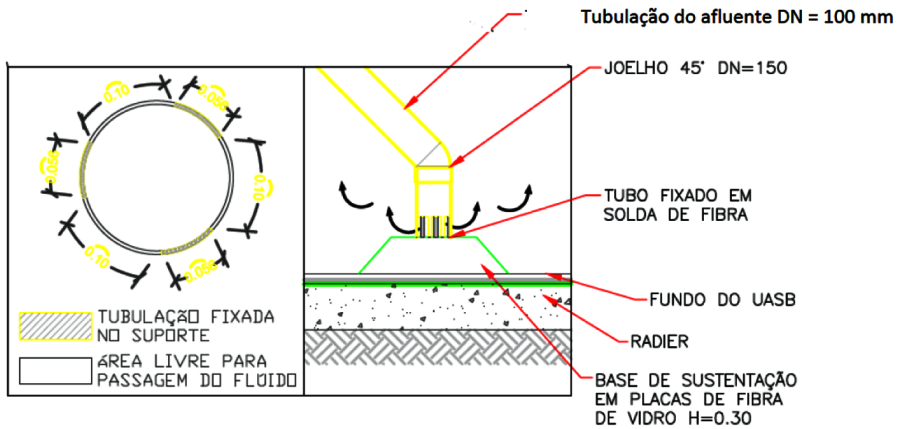


Figura 5.9 – Desenho esquemático da tubulação de distribuição do esgoto afluente no RAn

Fonte: Acervo da Original Ambiental (2014)

5.5.1.2 Reatores Anaeróbios Compartimentados (RAC)

O Reator Anaeróbio Compartimentado (RAC), também conhecido em algumas regiões brasileiras como reator anaeróbio com chicanas, origina-se das pesquisas desenvolvidas McCarty e seus colaboradores na Universidade de Stanford no início da década de 1980. No idioma inglês, esses reatores são denominados *Anaerobic Baffled Reactor* e foram concebidos como reatores anaeróbios de alta taxa que visavam associar a estabilidade dos reatores de manto de lodo à robustez dos filtros anaeróbios. Fisicamente, o RAC assemelha-se aos tanques sépticos de câmaras múltiplas em série, equipados com chicanas verticais – no mínimo quatro. Essa concepção impõe ao esgoto um movimento sequencial descendente e ascendente, o que assegura maior contato do fluido com o lodo presente na parte inferior das câmaras. Contudo, existem inúmeros arranjos físicos das unidades, algumas inclusive com enchimento. A Figura 5.10 mostra três das inúmeras possibilidades de arranjo e arquitetura dos RAC.

Sob a ótica do processo anaeróbio de digestão da matéria orgânica, a concepção e arquitetura do RAC permitem estratificar os processos de acidogênese e metanogênese em diferentes câmaras do reator, permitindo a manipulação das condições abióticas (pH e temperatura) para que os grupos específicos de microrganismos sejam expostos às condições favoráveis ao seu desenvolvimento. A arquitetura compartimentada permite dissociar o tempo de deten-

ção hidráulica (TDH) da idade do lodo, o que garante a compacidade do reator. Naturalmente, todas essas características tornam os RAC atrativos para compor os arranjos tecnológicos das estações de tratamento de águas negras ou águas cinza, sobretudo quando se leva em conta a estimativa de área requerida ($1,0 \text{ m}^2/\text{m}^3$, considerando a vazão média diária) e a limitação de espaço físico para instalação dessas unidades (SASSE, 1998).

As equações do modelo de dimensionamento e projeto de RAC publicado por Gutterer et al. (2009) – ver roteiro de dimensionamento adiante – predizem a eficiência do processo de tratamento e as concentrações efluentes de DQO e DBO em função dos valores de algumas variáveis de entrada, como carga orgânica aplicada, TDH, número de câmaras e temperatura. O modelo também especifica que a velocidade máxima horária ascensional de fluxo (V_{up}) precisa ser mantida abaixo de certo limite para garantia do alcance de elevadas eficiências de remoção de poluentes. Na prática, isso significa respeitar a premissa que a velocidade ascensional de fluxo do fluido, sobretudo nos horários de pico de maior produção de águas cinza ou águas negras, seja inferior à velocidade de sedimentação das partículas de lodo.

O número de compartimentos dos RAC também é considerado um fator importante para a obtenção de adequadas eficiências de remoção de matéria orgânica. Após extensa revisão de literatura, Reynaud e Buckley (2016) concluíram que maioria dos trabalhos realizados em escala piloto ou real demonstrou que ocorre uma redução significativa de DQO nos três primeiros compartimentos. Por tal motivo, não é justificável a adoção de mais câmaras neste tipo de processo, especialmente no caso das ETAC (Figuras 5.10 e 5.11).

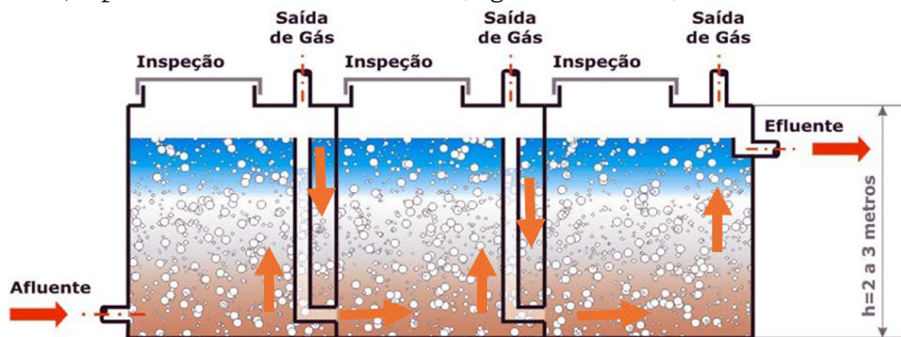


Figura 5.10 – RAC com três câmaras sequenciais

Fonte: Sevillano (2017)



Figura 5.11 – Estação de tratamento de um condomínio residencial dotada de um RAC (os três primeiros tanques da foto) seguido de um filtro biológico aerado submerso (tanque de aeração e decantador secundário)

Fonte: Acervo da Fluir Engenharia Ambiental Ltda (2018)

Os RAC alimentados com águas residuárias ricas em substrato rapidamente biodegradável podem ser submetidos a elevadas cargas orgânicas, porque os microrganismos o consumirão a uma taxa igualmente elevada. Entretanto, esse não é o caso das ETAC, tendo em vista as reduzidas concentrações de DBO que caracterizam as águas cinza.

O desempenho do processo de tratamento em um RAC é dependente da viabilidade de uma massa de microrganismos ativos. A inoculação do reator com lodo oriundo de um processo de tratamento de águas cinza em funcionamento e estável é recomendada e acelera a partida do reator. Inicialmente, é vantajoso iniciar a operação do RAC com um quarto da vazão média diária e, se possível, com uma água residuária mais concentrada. A carga orgânica aplicada deve ser aumentada de maneira gradativa e programada por, pelo menos, três meses. Esse procedimento permitirá a multiplicação e formação dos flocos biológicos, evitando que sejam carreados para fora do RAC. Deve-se evitar a aplicação de cargas hidráulicas plenas no início da operação, pois prejudica seriamente o processo de maturação e granulação do lodo. Ainda que a retirada regular do lodo seja requerida, é vital a manutenção de parte do lodo ativo em cada umas das câmaras visando garantir a estabilidade do processo.

5.5.2 Wetlands construídos

Os *wetlands* construídos são um tipo de tratamento natural efetivo e de baixo custo, que utiliza a interação do processo de filtração em meio granular com a ação de macrófitas, algas e microrganismos na remoção de poluentes. Há muito tempo têm sido usados com boas eficiências para a remoção de matéria orgânica, nutrientes, sólidos em suspensão e até mesmo microrganismos patogênicos de águas residuárias. Os dois tipos de *wetlands* utilizados para a produção de água de reúso a partir das águas cinza são: o *wetland* construído de fluxo horizontal (WCH) e o *wetland* construído de fluxo vertical (WCV).

Os *wetlands* construídos de fluxo vertical têm sido preferencialmente utilizados em empreendimentos habitacionais e comerciais que demandam pequenas vazões de reúso, possuem áreas verdes externas e disponibilidade de espaço para implantação. A Figura 5.12 mostra um fluxograma completo desse sistema de tratamento de águas cinza. A sua implantação em uma residência unifamiliar de um condomínio do Programa Habitacional do Governo Federal “Minha Casa Minha Vida” é apresentada na Figura 5.13.

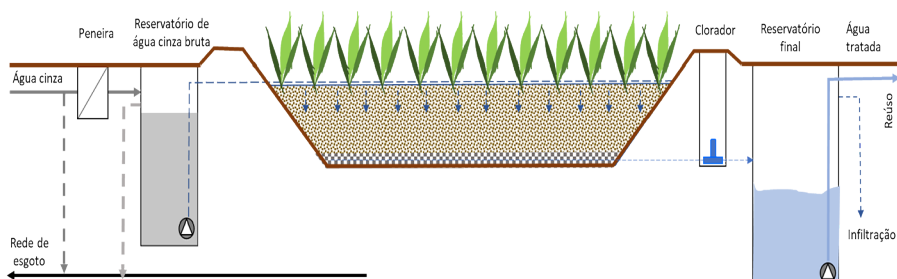


Figura 5.12 – Configuração de uma ETAC com um *wetland* construído de fluxo vertical

Fonte: Sítio eletrônico da Fluxo Ambiental Ltda. (2018)



Figura 5.13 – Esquema de uma ETAC com um *wetland* construído vertical para produzir água de reúso em uma residência unifamiliar de baixa renda
Fonte: Silva (2013)

Apesar da crescente utilização dos *wetlands* como sistemas de produção de água de reúso, poucos são os relatos na literatura científica sobre a eficiência de *wetlands* construídos tratando águas cinza (ARDEN; MA, 2018). Muitas dúvidas ainda persistem a respeito da aplicação aos sistemas unifamiliares, tais como: necessidade de um tanque de equalização, capacidade do sistema de depurar elevadas cargas de surfactantes aniônicos, tempo de detenção hidráulica ideal, modalidade do fluxo (horizontal ou vertical), formas de evitar eventual colmatção, influência de precipitação pluviométrica e proliferação de mosquitos, entre outros. Por isso, os procedimentos hoje empregados para o projeto, a operação e manutenção deste tipo de processo derivam da experiência humana adquirida no tratamento de esgoto sanitário.

Recentemente, o *Wetlands Brasil*, um Grupo de estudos em sistemas *wetlands* construídos aplicados ao tratamento de águas residuárias, sob a coordenação dos professores Marcos von Sperling (UFMG) e Pablo H. Sezerino (UFSC), divulgou um documento aportando uma síntese do que é considerado consenso entre o que eles denominaram “pesquisadores e praticantes” desse tipo de processo (VON SPERLING; SEZERINO, 2018). Portanto, as informações a seguir mostram um resumo das principais recomendações que constam nesse documento.

5.5.2.1 *Wetlands* construídos de fluxo horizontal (WCH)

Nos WCH, o escoamento hidráulico ocorre na direção horizontal através do meio granular (meio suporte) e o líquido que será tratado é disposto continuamente na porção inicial do leito. Essa região do processo é denominada zona de entrada e é, geralmente, preenchida com brita ou material sintético de maior granulometria. Dessa zona de entrada, o líquido flui em direção à zona principal, geralmente composta por brita ou cascalho, até atingir a zona de saída, também composta por brita com maior granulometria (Figura 5.14).

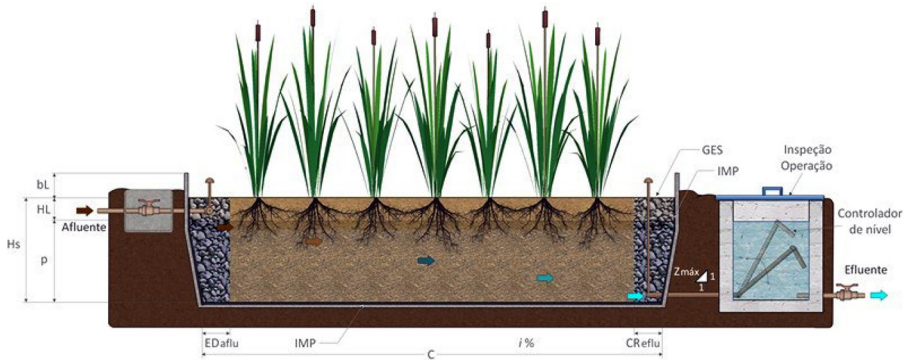


Figura 5.14 – Esquema de um *wetland* construído de escoamento horizontal
 Legenda: H_s – altura total do meio suporte, p – profundidade útil, HL – distância entre o nível do líquido e o topo do meio suporte, bL – borda livre, C – comprimento longitudinal, $Z_{máx}$ – declividade máxima do talude (quando necessária), IMP – camada de impermeabilização (fundo e laterais), GES – granulometria do material de enchimento das zonas de entrada e saída, ED_{aflu} – zona de entrada e distribuição do afluente, CR_{eflu} – zona de coleta e retirada do efluente, $i\%$ – declividade do fundo

Fonte: von Sperling e Sezerino (2018)

Os valores recomendados pelo Grupo *Wetlands* Brasil para detalhamento construtivo de WCH encontram-se na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Detalhes construtivos dos *wetland* construídos de escoamento horizontal subsuperficial

Item	Sigla	Valor
Altura do meio suporte (m)	H_s	0,50 – 1,00
Profundidade da lâmina de esgoto (m)	p	0,40 – 0,80
Distância entre o nível de esgoto e o topo do meio suporte (m)	HL	~ 0,10
Borda livre (m)	bL	~ 0,10 – 0,20
Relação comprimento : largura	$C:L$	2:1 – 4:1
Largura máxima de cada unidade (m)	$L_{máx}$	25 – 30
Inclinação dos taludes internos (horizontal/vertical)	Z	~ 1:1
Declividade longitudinal do fundo (%)	i	0 – 1

Fonte: von Sperling e Sezerino (2018)

As pesquisas realizadas pelo Núcleo Água da UFES resultaram nas seguintes recomendações: altura de meio suporte igual a 0,7 m, profundidade da lâmina de esgoto de 0,6 m e declividade longitudinal de fundo de 0,5%. Recomendações quanto à inclinação dos taludes perdem o sentido se os materiais de construção dos WCH forem PRFV (plástico reforçado com fibra de vidro) ou polietileno, porque nesses casos as paredes podem ser verticais.

Para von Sperling e Sezerino (2018), granulometrias menores no meio suporte propiciam melhor capacidade de filtração, mas conduzem a entupimentos (colmatção) mais rápidos. Os autores citam também que o uso de materiais de granulometrias menores deve estar associado a maiores alturas do meio suporte e a menores taxas de aplicação hidráulica. Britas com granulometrias diferentes não devem ser misturadas no leito, para evitar que os grãos menores ocupem os espaços vazios dos grãos maiores e acelerem a colmatção. A brita utilizada deve ter granulometria uniforme, com baixos valores do coeficiente (d_{60}/d_{10}), como mostram os valores da Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Características dos elementos constituintes do *wetland* construído de escoamento horizontal subsuperficial

Leito filtrante		
Item	Sigla	Valor ou descrição
Granulometria do meio suporte (mm)	GL	Brita 0 (4,8 a 9,5 mm), brita 1 (9,5 a 19 mm) ou brita 2 (19 a 25 mm)
Granulometria das zonas de entrada e saída (coleta do efluente) (mm)	GES	Brita 4 (50 a 76 mm) ou pedra de mão (granulometria superior a 76 mm)
Detalhes hidráulicos e construtivos		
Item	Sigla	Valor ou descrição
Entrada e distribuição do afluente	ED _{aflu}	Comprimento da zona de entrada entre 0,5 e 1,0 m. Entrada submersa no leito de distribuição, cobrindo a largura da unidade.
Coleta e retirada do efluente	CR _{efflu}	Comprimento da zona de saída entre 0,5 e 1,0 m. Coleta do efluente por tubulação perfurada, cobrindo a largura da unidade, e situada próximo ao fundo do <i>wetland</i> . Na saída, introduzir forma de alterar o nível de água no final do <i>wetland</i> (controlador de nível)
Impermeabilização do fundo e taludes internos	IMP	Utilização de geomembrana ou camadas de lona plástica e não tecidos intercalados. Caso seja permitido, pode ser utilizada, alternativamente, argila compactada
Macrófitas		
Item	Sigla	Valor ou descrição
Macrófitas utilizáveis	Plant	<i>Typha</i> (taboa), <i>Cyperus papyrus</i> (papiro), <i>Zizania bonariensis</i> , <i>Juncus sp.</i> , <i>Eleocharis spp.</i> , <i>Alternanthera spp.</i> , <i>Brachiaria spp.</i> , <i>Cynodon spp</i> (capim Tifton 85)

Fonte: von Sperling e Sezerino (2018)

Além das macrófitas citadas na Tabela 5.6, outras espécies podem ser potencialmente utilizáveis, desde que bem adaptadas às condições operacionais impostas. O tratamento de águas cinza em *wetlands* de escoamento horizontais e/ou verticais foi realizado com sucesso no Núcleo Água da UFES, utilizando-se cavalinha (*Equisetum hyemale L.*) como macrófita (KNUPP, 2013; SARNAGLIA, 2014).

5.5.2.2 *Wetlands* construídos de escoamento vertical (WCV)

Nos *wetlands* construídos de escoamento vertical (WCV), a água cinza é aplicada uniformemente sobre toda a área superficial do processo. Essa alimentação é realizada de forma intermitente, para que o líquido percole na direção descendente por entre o sistema radicular das macrófitas e os poros do meio suporte e seja coletado pelo sistema de drenagem no fundo (Figura 5.15). O meio suporte é composto por brita, areia ou material similar, e permanece insaturado, com os espaços vazios do meio suporte preenchidos com ar. As plantas são importantes na manutenção de espaços livres na camada de sedimento acumulado no topo, devido ao movimento do caule decorrente principalmente da ação do vento, permitindo assim que o afluente penetre no meio suporte. As plantas devem ser resistentes aos períodos sem alimentação do processo, decorrentes da alimentação intermitente que o caracteriza.

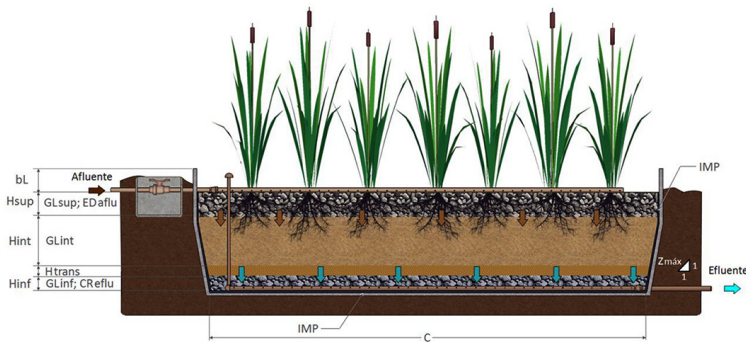


Figura 5.15 – Esquema de um *wetland* construído de escoamento vertical

Legenda: H_{sup} – altura da camada superior do meio suporte, H_{int} – altura da camada de transição, H_{inf} – altura da camada de drenagem, bL – borda livre, C – comprimento longitudinal, $Z_{máx}$ – declividade máxima do talude (quando necessária), IMP – camada de impermeabilização (fundo e laterais), GL_{sup} – granulometria do leito na camada superior do meio filtrante, GL_{inf} – granulometria do leito na camada de drenagem, ED_{afllu} – zona de entrada e distribuição do afluente, CR_{eflu} – zona de coleta e retirada do efluente na camada de drenagem.

Fonte: von Sperling e Sezerino (2018)

Von Sperling e Sezerino (2018) afirmam que a camada superior pode ser opcional, e tem como funções prevenir erosão durante a alimentação intermitente e evitar a presença de uma lâmina d'água superficial acima do leito. A instalação de placas de pedra ou concreto abaixo dos tubos de alimentação também é comum. A camada de filtração é a camada principal do leito, responsável pela maior parte do tratamento. A camada seguinte assegura a transição granulométrica entre a camada filtrante e a camada de drenagem, impedindo que os grãos da camada superior penetrem na camada inferior. Ao fundo do tanque, na camada de drenagem, encontra-se o sistema de drenagem e coleta do efluente. Como se trata de um sistema de escoamento vertical, as relações geométricas entre comprimento e largura são menos importantes do que no caso dos WCH. Os valores recomendados pelo Grupo *Wetlands* Brasil para detalhamento construtivo de WCV encontram-se na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 – Características dos elementos constituintes do *wetland* construído de escoamento vertical

Item	Sigla	Valor
Altura da camada superior do meio filtrante (m) (opcional)	H_{sup}	0,05 – 0,10
Altura da camada de filtração (m)	H_{int}	0,40 – 0,60
Altura da camada de transição (m)	H_{trans}	0,10
Altura da camada inferior, de drenagem (m)	H_{inf}	0,10 – 0,30
Borda livre (m)	bL	0,10 – 0,30
Relação comprimento / largura	C:L	-
Número de unidades	$N_{máx}$	Múltiplos de 4
Área máxima de cada unidade (m ²)	$A_{máx}$	400
Inclinação dos taludes internos (horizontal/vertical)	Z	~ 1:1

Fonte: von Sperling e Sezerino (2018)

O mais importante no projeto é assegurar uma distribuição adequada da vazão afluente em toda a superfície e na área disponível. Os autores recomendam o emprego de uma quantidade de WCV sempre múltipla de quatro, para permitir que $\frac{1}{4}$ das unidades esteja em descanso e $\frac{3}{4}$ das unidades estejam recebendo alimentação. O valor máximo de 400 m² para a área dos WCV visa garantir distribuição homogênea do afluente em toda a área superficial. A inclinação dos taludes depende do tipo de solo e do material de confecção do WCV. Podem ser adotadas paredes verticais, de alvenaria ou de material sintético, em pequenos sistemas. Os detalhes construtivos e recomendações sobre o material filtrante estão mostrados na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 – Características dos elementos constituintes do *wetland* construído de fluxo vertical

Leito filtrante		
Item	Sigla	Valor ou descrição
Granulometria do leito na camada superior do meio suporte (mm)	GL _{sup}	Brita 0 (4,8 a 9,5 mm) ou Brita 1 (9,5 a 19 mm)
Granulometria do leito na camada de filtração (mm)	GL _{int}	Areia (0,06 – 4 mm) Diâmetro d_{10} : 0,20 – 0,40 mm Coeficiente de desuniformidade (d_{60}/d_{10}): $U \leq 4$
Granulometria do leito na camada de transição (mm)	GL _{trans}	Brita 0 (4,8 a 9,5 mm)
Granulometria do leito na camada inferior, de drenagem (mm)	GL _{inf}	Brita 1 (9,5 a 19 mm)
Detalhes hidráulicos e construtivos		
Item	Sigla	Valor ou descrição
Tipo de alimentação	TA	Intermitente
Frequência da dosagem do afluente	FD _{afllu}	Uma batelada a cada 3 a 8 h
Entrada e distribuição do afluente	ED _{afllu}	Tubulação de distribuição com diâmetro mínimo de 40 mm, perfurada com orifícios de diâmetro superior a 8 mm. Disponibilizar um orifício para cada 1 ou 2 m ² de área superficial do leito
Coleta e retirada do efluente	CR _{eflu}	Sistema de drenagem no fundo, com tubulações com orifícios. As tubulações principais devem aflorar à superfície, com a extremidade aberta, para propiciar a entrada de ar e ventilação do leito
Impermeabilização do fundo e taludes internos	IMP	Utilização de geomembrana ou camadas de lona plástica e não tecido intercalados Pode ser utilizada, alternativamente, argila compactada
Plantas		
Item	Sigla	Valor ou descrição
Plantas utilizáveis	Plant	<i>Cynodon spp.</i> (capim Tifton 85), <i>Typha</i> (taboa), <i>Cyperus Papyrus</i> (papiro), <i>Zizianopsis bonariensis</i> . Algumas experiências recomendam cautela com o uso da Taboa, pois a planta pode não suportar longos intervalos entre os tempos de alimentação e repouso

Fonte: von Sperling e Sezerino (2018)

Finalmente, é importante considerar que a instalação dos WCH deve ocorrer em áreas protegidas contra inundações. É fundamental que o WCH seja integrado à paisagem tanto quanto possível, podendo inclusive assumir função paisagística ou de jardinagem. A fim de evitar cargas hidráulicas desnecessárias, as águas de escoamento superficial devem ser desviadas do WCH; para tanto, recomenda-se usar a topografia do terreno a favor do projeto, o que também é importante para evitar a necessidade de bombeamento da água cinza a ser tratada.

5.5.2.3 Experiências brasileiras com ETAC dotadas de wetlands construídos

No Brasil, Paulo et al. (2009) estudaram a adaptação, operação e desempenho de um *wetland* construído com *Heliconiapsitta corum* L.F, *Bromelia* sp. e *Cyperus isocladius* (*papyrus*), na cidade de Campo Grande, Mato Grosso do Sul, para tratamento de águas cinza e produção de água de reúso. O tratamento foi concebido para o atendimento de uma residência com dois habitantes e foi alimentado com águas cinza originadas somente na cozinha (pia e máquina de lavar louças) e área de lavanderia (máquina de lavar roupas e tanque).

No Espírito Santo, Knupp (2013) testou uma ETAC com um *wetland* de escoamento horizontal submetido a quatro tempos de detenção hidráulica (TDH) diferentes: 0,7; 1,0; 1,9 e 3,2 dias. Como resultado, observou que o efluente proveniente do WH apresentou melhor desempenho para o TDH de 3,2 dias, mostrando-se adequado quando utilizado como pós-tratamento de um reator anaeróbio. Os valores médios de turbidez na água de reúso, referentes aos TDH citados, foram de 10,7 UT, 9,6 UT, 11,4UT e 13,3 UT, respectivamente. As concentrações médias obtidas de DBO foram: 12,2 mgO₂/L, 8,8 mgO₂/L, 22,5 mgO₂/L, 20,3 mgO₂/L, respectivamente. A densidade média de *E. coli* obtida no efluente do WH foi igual a 3,1x10² NMP/100mL.

Concomitantemente, Sarnaglia (2014) testou uma ETAC composta por um reator anaeróbio seguido de um *wetland* vertical submetido a seis tempos de detenção hidráulica (TDH) diferentes: 3,0; 2,0; 1,0; 0,75 e 0,5 dia. Os valores médios de turbidez dos efluentes referentes aos TDH estudados foram de 15 UT, 10,3 UT, 5,3 UT, 7,0UT e 4,8 UT, respectivamente. As concentrações médias de SST foram de 7,2 mg/L, 7,1 mg/L, 7,0 mg/L, 8,0 mg/L e 14,5 mg/L, respectivamente. Já as concentrações médias de DQO foram de 12 mgO₂/L, 27 mgO₂/L, 14 mgO₂/L, 27 mgO₂/L e 25 mgO₂/L, e de DBO foram de 17 mgO₂/L, 22 mgO₂/L, 14 mgO₂/L, 23 mgO₂/L e 11 mgO₂/L, respectivamente. A densidade média de CT obtida no efluente do WV foi de 2,7x10⁴ NMP/100mL e de *E. coli* foi de 6,9x10² NMP/100mL. Essas pesquisas realizadas na UFES indicam que os *wetlands* verticais são mais eficientes na produção de água de reúso a partir do tratamento de águas cinza. Uma comparação dos resultados dessas experiências com outras desenvolvidas em países estrangeiros encontra-se na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Características da água de reúso obtida em *wetlands* construídos

Tipo de sistema	Água de reúso				Referência
	Turbidez (NTU)	DBO (mg/L)	SST (mg/L)	DQO (mg/L)	
WCH plantado com a macrófita <i>Coixlacryma-jobi</i> – Costa Rica	10	10	-	-	Dallas et al. (2004)
WCV com recirculação – Israel	-	-	3	157	Gross et al. (2007)
WCH plantado com <i>Heliconiapsitta corum L.F.</i> , <i>Bromélia sp</i> e <i>Cyperus isocladus (papyrus)</i> – Brasil	34	-	17	273	Paulo et al. (2009)
RAC + WCH plantado com <i>Equisetum hyemale L.</i>	9,6	8,8	9,3	-	Knupp (2013)
RAC + WCV plantado com <i>Equisetum hyemale L.</i>	4,8	11	14,5	-	Sarnaglia (2014)

Os resultados mostrados na Tabela 5.9 são compatíveis com as eficiências reportadas por von Sperling e Sezerino (2018) para *wetlands* construídos verticais e horizontais (Tabela 5.10) tratando esgoto sanitário. Vale ressaltar, entretanto, que no caso das águas cinza os teores de nitrogênio são normalmente baixos (< 5,0 mgN-NH₄⁺/L). Por isso, não há necessidade de conceber as ETAC para promover a nitrificação das águas cinza.

Tabela 5.10 – Faixas de desempenho de tratamento relacionadas aos *wetlands* construídos de escoamento horizontal e vertical tratando esgoto sanitário

Eficiência de remoção (%) na etapa de pré-tratamento instalada a montante do <i>wetland</i> construído				
	WCH		WCV	
DBO (%)	25 – 35	60 – 75	25 – 35	60 – 75
DQO (%)	20 – 30	55 – 70	20 – 30	55 – 70
Eficiências globais de remoção (%) (Pré-tratamento + <i>wetland</i> construído)				
	WCH		WCV	
DBO (%)	> 85	> 90	> 85	> 90
DQO (%)	> 80	> 85	> 80	> 85
SST (%)	> 85	> 90	> 85	> 90
N amoniacal (%)	< 30	< 30	> 85	> 90
N total (%)	< 50	< 50	< 20	< 20
Fósforo total (%)	< 20	< 20	< 20	< 20
Coliformes (unidades log)	1 – 3	1 – 3	1 – 3	1 – 3

Fonte: adaptado de von Sperling e Sezerino (2018)

5.5.3 Filtros de areia e brita

Assim como nos *wetlands* construídos, nos filtros de areia a degradação dos poluentes se dá por meio da passagem das águas cinza através de um leito filtrante preenchido com areia ou brita de granulometria específica, onde processos físicos típicos da filtração e a atividade microbiológica do biofilme criado nos interstícios dos grãos de areia transformam compostos complexos em outros mais estáveis (Figura 5.16). Para evitar a colmatação do leito e por razões estéticas, é possível o emprego de algumas espécies de gramíneas ou outras plantas como juncos, por exemplo, na superfície do filtro. Mas, ao contrário dos *wetlands* construídos (ver item 5.4.1), aqui as plantas não exercem influência sobre os resultados de eficiência do tratamento da água residuária.



Figura 5.16 – Estação de produção de água de reúso a partir do esgoto da área administrativa de uma empresa, composta pela associação em série de um RAC e um FBAS (ao fundo) e um filtro de areia de fluxo vertical com enchimento de brita e areia

Fonte: acervo da Fluxo Engenharia Ltda. (2018)

Basicamente, existem dois tipos de filtros de areia aplicáveis ao tratamento de águas cinza: filtros de fluxo vertical ou horizontal. A seleção do tipo de filtro depende de alguns critérios específicos, como nível do lençol d'água subterrâneo, cota e nível da tubulação de saída das águas cinza das residências etc. Um fluxograma de orientação para tomada de decisão concebido por Huhn et al. (2015) é apresentado na Figura 5.17. Deve ser observado que apenas a opção do filtro vertical com uma base de concreto refere-se ao reúso da água cinza tratada, arranjo característico do emprego de um filtro de areia para a produção de água de reúso em uma residência unifamiliar.

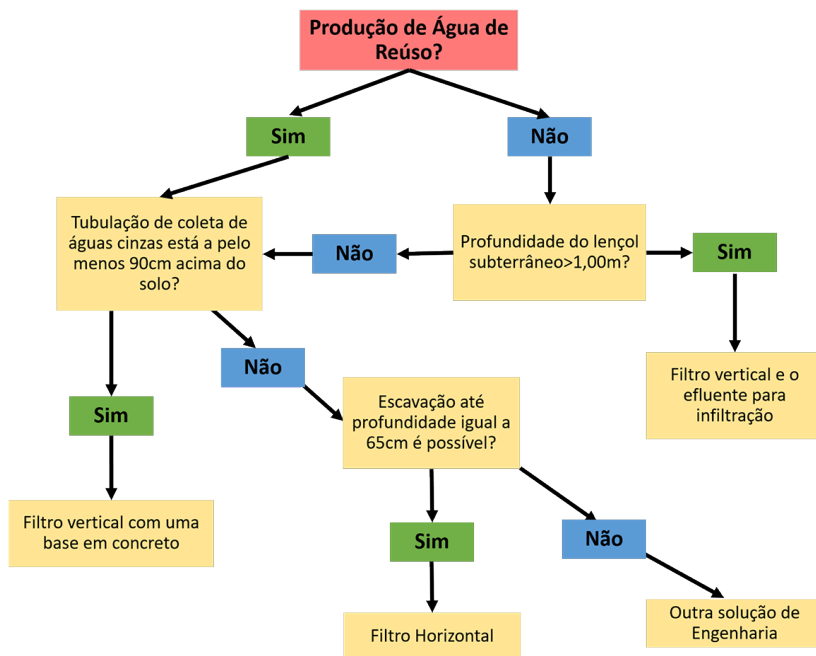


Figura 5.17 – Fluxograma de orientação para tomada de decisão e construção de filtros de areia para tratamento de águas cinza

Fonte: adaptado de Huhn et al. (2015)

5.5.3.1 Filtros de areia de fluxo vertical

Basicamente, trata-se de um filtro no qual a água cinza é distribuída de maneira uniforme em um reservatório preenchido com areia e brita. Para efeito de reúso da água cinza, deve-se construir um reservatório de acúmulo de água de reúso para posterior encaminhamento ao sistema de reúso. Nos casos em que a tubulação de coleta das águas cinza da residência não se situa a uma altura mínima de 90 cm em relação à superfície do solo (Figura 5.18), deve-se projetar o filtro de fluxo horizontal. Para evitar que a areia acabe entrando na tubulação de saída, recomenda-se construir uma área de pedras (5 a 15 cm de diâmetro) na camada de drenagem, na frente do tubo de saída. O reservatório do filtro pode ser construído em concreto armado, plástico reforçado com fibra de vidro ou polietileno. No caso de concreto, antes de aplicar o material filtrante o reservatório deve ser verificado quanto à ocorrência de vazamentos.

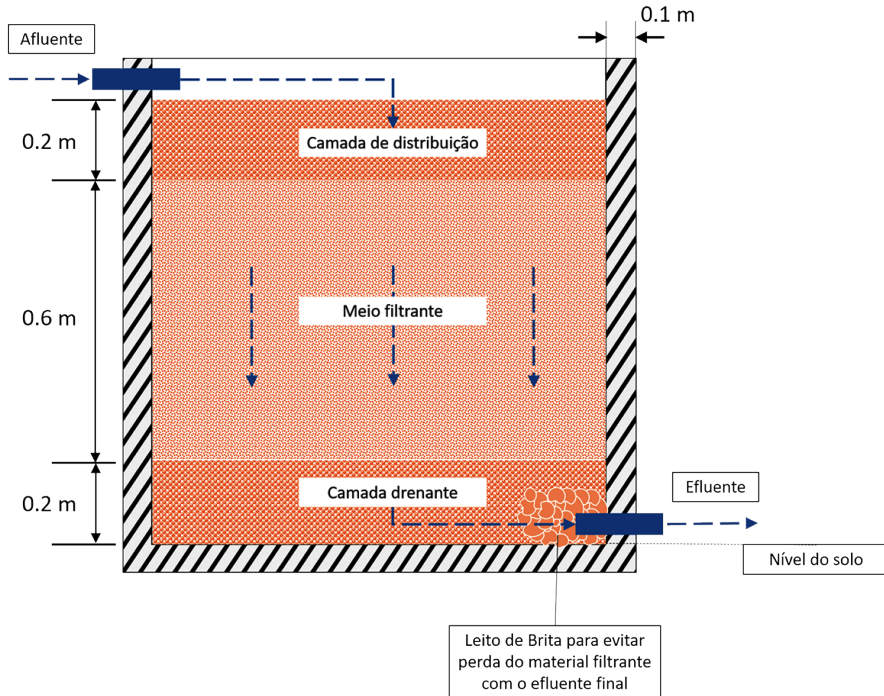


Figura 5.18 – Esquema de funcionamento de filtro de areia de fluxo vertical para tratamento de águas cinza e descarte ou reservação do efluente final
Fonte: adaptado de Huhn et al. (2015)

As dimensões do filtro dependerão da quantidade de águas cinza geradas na residência ou empreendimento. Como regra geral, a área superficial requerida para o filtro é igual a $1,25 \text{ m}^2$ para cada 100 L/dia de águas cinza geradas. Para garantir funcionamento apropriado, o valor da área superficial do filtro não pode ser menor que $1,0 \text{ m}^2$ e não pode exceder $2,5 \text{ m}^2$. Caso a produção de águas cinza demande área superficial de filtração maior do que esse valor, deve-se construir mais de um filtro e dividir equitativamente a vazão afluente.

5.5.3.2 Filtros de fluxo horizontal

A função do filtro horizontal é, em princípio, a mesma do filtro vertical preenchido com areia; entretanto, utiliza-se a brita para preencher o meio filtrante. O fluxo do fluido ocorre horizontalmente nos interstícios e entre as camadas de brita. Ao contrário do filtro de areia de fluxo vertical, os filtros horizontais operam “afogados” (Figura 5.19). O fluxo horizontal permite a construção de

filtros de menor altura útil, mas que requerem maior área para implantação quando comparados aos filtros de areia de fluxo vertical. Esses dispositivos podem ser construídos no solo, pois a tubulação de saída será sempre instalada sobre a superfície do terreno. A diferença de altura entre a tubulação do afluente e do efluente deve ser de pelo menos 5,0 cm.

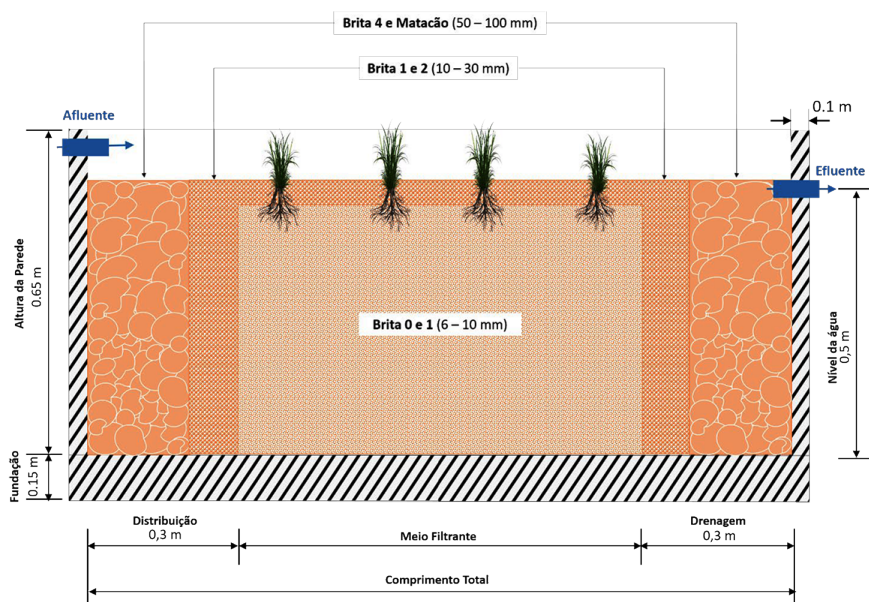


Figura 5.19 – Esquema de funcionamento de filtro de brita de fluxo horizontal para tratamento de águas cinza

Fonte: adaptado de Huhn et al. (2015)

O meio filtrante deve ser recoberto com uma camada de 5,0 cm de espessura de gravilhão ou pó de pedra. A tubulação de entrada de águas cinza deve ser instalada a uma altura mínima de 55 cm do fundo do filtro e a tubulação de coleta do efluente final, a 50 cm. A área requerida é, minimamente, igual a 2,0 m² por 100 L/dia de águas cinza geradas. O comprimento efetivo do filtro deve ser igual a 1,5 vezes sua largura. Deve-se prever ainda mais 60 cm de comprimento para a inserção de uma zona de distribuição do afluente e uma zona de coleta do efluente tratado. A tubulação, tanto de entrada como de saída, deve ser instalada com inclinação mínima de 2%. O leito filtrante não pode ser compactado, pois isso eleva significativamente o risco de colmatção. Portanto, deve-se evitar caminhar sobre o leito filtrante durante a construção e operação do filtro.

5.5.4 Sistemas aeróbios

5.5.4.1 Lodo ativado operado em bateladas sequenciais (RBS)

O dimensionamento de um reator aeróbio operando em bateladas sequenciais (RBS) é baseado nas equações e parâmetros de projeto dos sistemas de lodo ativado tradicionais. A diferença é que todo o processo, incluindo a etapa de sedimentação do lodo, ocorre em um reator. A Figura 5.20 mostra a sequência do tratamento de águas residuárias em um processo clássico de lodo ativado operado em bateladas sequenciais.

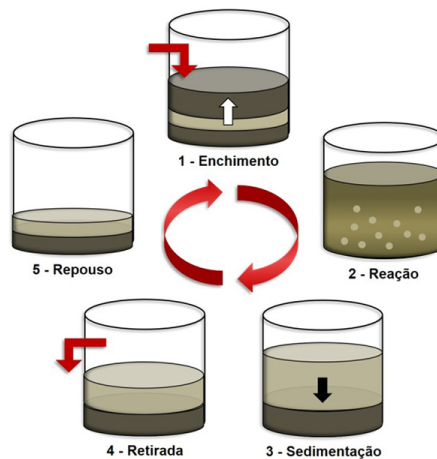


Figura 5.20 – Fases do processo de lodo ativado operado em bateladas sequenciais

Fonte: adaptado de Chang (2010)

A partir da década de 1980, a tecnologia de operação em batelada tornou-se mais aplicada, uma vez que se passou a conhecer melhor o processo. Para tanto, foram desenvolvidos vertedores flutuantes mais confiáveis e o emprego da automação foi mais difundido. As principais vantagens associadas ao modo de operação em bateladas sequenciais estão listadas a seguir:

- O reator operado em bateladas serve como tanque de equalização e, assim, o sistema é mais resistente a cargas de choque e variações da vazão afluente sem apresentar problemas para o processo como um todo. Tal característica torna esse modo de operação bastante atrativo para o tratamento de águas cinza e também para o tratamento descentralizado implantado em empreendimentos habitacionais.

- Durante os primeiros anos de vida útil da planta de tratamento, a vazão afluente pode ser significativamente menor e a instalação de sensores de nível permite a utilização de apenas uma fração do volume do tanque.
- O processo não requer bombas para recirculação do lodo biológico.
- Simplicidade operacional e boa sedimentabilidade do lodo biológico.
- O desenvolvimento de microrganismos filamentosos pode ser controlado por meio de manobras operacionais durante a etapa de enchimento.
- A operação de um sistema de lodo ativado em batelada caracteriza-se pela adaptabilidade à automação. Como as etapas do tratamento são definidas em intervalos de tempo (Figura 5.19), essa automação pode ser controlada por microprocessadores que definirão, por exemplo, o tempo de entrada do afluente no sistema, o tempo destinado à aeração, a abertura e fechamento das válvulas de descarte etc. Dessa maneira, a redução dos custos com mão de obra é significativa ao longo da vida útil da planta de tratamento.

Porém, a capacidade de aeração em sistemas operados em batelada é maior do que aquela instalada em sistemas com unidades de tratamento separadas, uma vez que o consumo de oxigênio para estabilização dos poluentes é o mesmo e o tempo destinado ao fornecimento de ar no sistema em batelada é menor. Portanto, deve-se levar em consideração o custo de instalação dos aeradores e o consumo de energia na comparação com um sistema operando convencionalmente.

O principal impacto da presença de surfactantes aniônicos e a consequente geração de espuma é a redução da taxa de transferência de oxigênio e do valor do coeficiente de transferência de oxigênio (definido pela letra grega α nos modelos de cálculos dos sistemas de aeração). Outro aspecto importante é que os flocos de lodo ativado se adsorvem na superfície da espuma e podem ser carregados para fora dos reatores, causando significativa perda de biomassa ativa. O mesmo fenômeno causa carregamento e transporte de microrganismos patogênicos. Portanto, deve-se prever a adoção de uma altura de borda livre durante o projeto do reator.

Chang (2010) forneceu importante contribuição para adoção do RBS no tratamento de águas cinza. Durante seu trabalho, o autor avaliou o valor do parâmetro α em um RBS tratando águas cinza. O trabalho criterioso demonstrou que o valor de α variou entre 0,70 e 0,85 para valores das concentrações de SSV no reator entre 4,0 e 7,0 g/L. Esses valores não são diferentes daqueles recomendados para projetos de RBS alimentados com esgoto sanitário.

As principais recomendações para utilização de RBS no tratamento de águas cinza são:

- deve-se construir um tanque pulmão a montante dos reatores SBR para evitar a ocorrência de cargas de choque;
- o tratamento preliminar deve prever a instalação de peneiras com abertura de malha igual a 1,0 mm;
- a RTV deve estar compreendida entre 25 e 40%;
- a concentração de sólidos em suspensão totais no reator deve estar compreendida entre 2.500 e 4.000 mg/L;
- para o dimensionamento do sistema de aeração, o valor do parâmetro α deve ser adotado entre 0,70 e 0,85;
- a partida do sistema deve considerar um período de adaptação dos microrganismos de, no mínimo, quatro semanas.

O item 5.6.4 mostra um exemplo de dimensionamento de um RBS utilizado para tratamento de águas cinza claras.

5.6 DIRETRIZES, CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE PROJETO DE SISTEMAS DE RÉUSO PREDIAL DE ÁGUAS CINZA

A Norma Técnica relativa ao aproveitamento de fontes de água não potáveis nas edificações (ABNT 2018) estabelece um conjunto de requisitos obrigatórios para a aprovação do projeto de um sistema dessa natureza. Nesse documento, lê-se que um sistema predial de água não potável deve ser projetado por profissional habilitado cuja identificação profissional deve constar no memorial descritivo e nos desenhos do projeto, inclusive da ETAC.

Ainda de acordo com essa Norma Técnica (ABNT, 2018), o memorial descritivo e de dimensionamento do sistema completo, envolvendo a coleta, o armazenamento e a distribuição de água de reúso, deve conter, no mínimo, as seguintes informações:

- a) premissas de cálculo;
- b) critério(s)/método(s) de dimensionamento;
- c) memorial descritivo e especificações técnicas de materiais e serviços;
- d) volume(s) de armazenamento de água não potável;
- e) pressão(ões) de trabalho;
- f) simultaneidade de uso e vazões de projeto dos pontos de utilização;
- g) fonte(s) de abastecimento de água não potável;

- h) previsão de dispositivos de segurança;
- i) plantas, detalhes e esquemas verticais, necessários para perfeita compreensão;
- j) especificação para operação e controle de componentes;
- k) especificação e características técnicas de componentes e aparelhos sanitários;
- l) vida útil do projeto e manutenções necessárias para atingi-la (escopo e periodicidade);
- m) dados de registro do profissional habilitado.

O projeto da ETAC deve conter as seguintes informações:

- a) memória de cálculo;
- b) memorial descritivo;
- c) documentos legais;
- d) planta de situação do sistema de tratamento em relação à edificação;
- e) planta de localização das unidades de tratamento;
- f) fluxograma do processo;
- g) perfis hidráulicos da fase líquida;
- h) plantas, cortes e detalhes;
- i) especificações técnicas de materiais e serviços;
- j) especificações de equipamentos e acessórios;
- k) estimativa orçamentária global do sistema de tratamento;
- l) dados de registro do profissional habilitado.

A definição da tecnologia que será adotada no tratamento deve considerar as características das águas cinza, os usos não potáveis pretendidos, as vazões de projeto, a área técnica disponível e as condições para uso, operação e manutenção. As medidas para evitar contaminação do solo, confinamento de gases e vazamento de efluentes, tanto no local da estação de tratamento quanto na área de circulação para movimentação durante a implantação, operação e manutenção devem ser contempladas no projeto.

O emprego de tanques de equalização não é obrigatório, porém auxilia na atenuação dos picos de carga hidráulica e orgânica. Para prevenção de maus odores, recomenda-se que o tempo máximo de detenção nos tanques de equalização seja de 24h. O armazenamento deve ser projetado para que não provoque riscos sanitários, odores e alteração das características da água de reúso. Também é muito importante que se preveja a instalação de um dispositivo na

entrada da ETAC para viabilizar manobras em situações de manutenção ou emergência. A extravasão e o *by-pass* devem ser interligados à rede de esgotos (e não na rede de drenagem). As águas de retrolavagem de filtros devem ser recirculadas no próprio sistema, para minimizar as perdas de água no conjunto.

A Norma Técnica (ABNT, 2018) relativa ao aproveitamento de fontes de água não potáveis estabelece ainda que os projetos devem trazer subsídios à elaboração do manual de uso, operação e manutenção, aportando as seguintes informações:

- a) modelo e características dos equipamentos contidos no sistema de água não potável;
- b) descrição do funcionamento do sistema e seus componentes;
- c) diagrama geral, mostrando componentes do sistema e suas inter-relações;
- d) procedimentos para partida, desligamento, situações de emergência e segurança;
- e) quadro sintomático com problemas mais comuns e suas soluções;
- f) diretrizes de operação e manutenção do sistema de tratamento, contendo no mínimo o seguinte:
 - i. descrição simplificada do sistema de tratamento;
 - ii. parâmetros utilizados no projeto;
 - iii. fluxograma e arranjo em planta do sistema de tratamento, com identificação das unidades e órgãos auxiliares e informações sobre seu funcionamento;
 - iv. procedimentos de operação e manutenção preventiva, com descrição de cada rotina e sua frequência;
 - v. identificação dos problemas operacionais mais frequentes e procedimentos a adotar em cada caso;
 - vi. procedimentos de controle operacional e de monitoramento da qualidade da água produzida, identificação de pontos de amostragem, indicadores de desempenho, monitoramento laboratorial;
 - vii. descrição dos procedimentos de segurança do trabalho;
 - viii. descritivo operacional visando o projeto do sistema de supervisão e controle do sistema de tratamento.

5.6.1 Reatores Anaeróbios (RAn)

Jordão e Volschan Júnior (2009) recomendam a adoção da vazão máxima horária para o dimensionamento de reatores UASB instalados em empreendimen-

tos habitacionais, além da utilização de dispositivos que minimizem eventuais sobrecargas hidráulicas. Cabe aos projetistas das ETAC que adotam RAn nos sistemas combinados anaeróbio-aeróbio justificar a adoção de valores de parâmetros de projeto adequados ao regime de produção de águas cinza nas diferentes edificações (residenciais ou comerciais), com especial atenção à velocidade ascensional de fluxo e ao tempo de detenção hidráulica na zona de decantação.

A Tabela 5.11 mostra uma análise comparativa das semelhanças e diferenças, quanto aos critérios e parâmetros de projeto, adotados para o dimensionamento dos reatores UASB convencionais, tanques *Imhoff* e um reator anaeróbio de fluxo ascendente avaliado em uma empresa fabricante de sistemas de tratamento (RAn).

Tabela 5.11 – Análise comparativa de reatores anaeróbios

Característica	RAn ⁽¹⁾	UASB ⁽²⁾	Tanque <i>Imhoff</i> ⁽³⁾
Altura útil do reator	2,30 m	4,0 a 6,0 m	≥ 1,2 m
Altura do compartimento de decantação	0,75 m	1,5 a 2,0 m	N.d (Volume mínimo de 1,5 m ³)
Altura do compartimento de digestão	1,3 m	2,5 a 3,5 m	N.d (Volume mínimo de 3,0 m ³)
Distribuição do esgoto afluente	Constituído por 2 tubos verticais de distribuição. Ausência de vertedores	Tubos verticais de distribuição alimentados por vertedores	Constituído por uma tubulação horizontal na parte superior do tanque
Fluxo de distribuição do esgoto	Ascendente	Ascendente	Descendente
Diâmetro dos tubos de distribuição do afluente	75 a 100 mm	75 a 100 mm	100 mm
Distância do tubo de distribuição do afluente ao fundo do reator	0,30 a 0,50 m	0,10 a 0,20 m	N.d
Área de influência do tubo de distribuição do afluente	2,0 a 3,0 m ²	2,0 a 3,0 m ²	N.d
Separador trifásico	Presente	Presente	Ausente (Presença de câmara de decantação)
Dispositivo para retirada de espuma	Remoção por meio de tubulação de 4" por abertura de válvula gaveta	Remoção por meio de canaleta ou escotilha de inspeção	Manualmente, por meio de raspador ou rodo
Coleta do efluente do reator	Realizada no topo do reator, por meio de uma tubulação de 152,4 mm (6")	Topo do reator, por meio de canaletas com vertedores triangulares ou tubos perfurados submersos	Realizada no topo do reator, por meio de uma tubulação de 100 mm

(continua)

Característica	RAn ⁽¹⁾	UASB ⁽²⁾	Tanque Imhoff ⁽³⁾
Coleta do biogás	Separador trifásico (Câmara de biogás) e filtro redutor de gás sulfídrico	Separador trifásico (Câmara de biogás), reservatório de biogás ou queimador	Captado por meio de dispositivos próprios instalados na cobertura e em conexão com a câmara de espuma
Diâmetro da tubulação de amostragem de lodo	50,8 mm	50,0 mm	N.d
Diâmetro da tubulação de descarte de lodo	152,4 mm	≥ 150 mm	200 mm
CHV	2,76 m ³ /m ³ .d	< 5,0 m ³ /m ³ .d	N.d (Taxa de escoamento superficial de 25 a 40 m ³ /m ² .d para o compartimento de decantação)
TDH	8 horas	15 a 18 °C ≥ 10 h 18 a 22 °C ≥ 8 h 22 a 25 °C ≥ 7 h > 25 °C ≥ 6 h	TDH de 2 a 4 horas para a câmara de decantação
Velocidade superficial de fluxo	0,3 m/h (vazão média)	0,5 a 0,7 m/h (vazão média)	N.d

Legenda: N.d: não definido

Fonte: (1) Parâmetros operacionais de dimensionamento fornecidos pela empresa Original Ambiental Ltda. (2014), (2) Chernicharo (2007), ABNT (2011), (3) Jordão e Pessoa (2011)

Ao analisar as informações da Tabela 5.11, observa-se que o RAn possui altura útil igual a 2,30 m e os compartimentos dedicados à digestão do lodo e decantação possuem profundidades úteis de 1,3 m e 0,75 m, respectivamente. Essa é uma característica muito comum desses reatores comercializados por diversas empresas no Brasil, cuja limitação de altura ocorre porque esses reservatórios são pré-fabricados e precisam ser transportados até o local de instalação, o que impede a confecção de reservatórios com maiores dimensões. Ademais, algumas dessas unidades serão instaladas dentro de espaços fechados e com altura de pé direito limitada, como garagens de edifícios residenciais ou prédios de escritórios.

Recomenda-se maior rigor na adoção dos dispositivos de distribuição dos esgotos nos reatores anaeróbios de fluxo ascendente pré-fabricados. Os projetistas devem atentar à redação da NBR 12.209/2011 (ABNT, 2011) e respeitar a divisão equitativa da vazão afluyente a partir de pequenos compartimentos implantados na parte superior do reator, alimentados por vertedores de modo que cada compartimento alimente exclusivamente um único tubo de

distribuição, o qual deve seguir até o fundo do reator. Esses compartimentos permitem a distribuição uniforme do afluente em toda área de fundo do reator, além de possibilitar a visualização da divisão do esgoto e eventuais acréscimos na perda de carga causados por entupimentos. Os tubos de distribuição devem ter diâmetro de 75 a 100 mm e as extremidades inferiores dos tubos devem ser instaladas e fixadas a uma distância de 0,10 a 0,20 m do fundo dos reatores.

Outro aspecto muito importante é a instalação dos dispositivos de descarte de lodo. Deve-se observar a recomendação de existência de tubulações com diâmetro nominal de 150 mm instaladas em dois níveis ao longo da altura do reator. Preferencialmente, uma dessas tubulações deve ser localizada no fundo do reator e a outra instalada entre 1,0 a 1,5 m acima do fundo do mesmo. O descarte deve se dar por meio da inclusão de registros de gaveta, que trabalham ou totalmente abertos ou fechados, evitando descarte de volumes equivocados de lodo. Não é recomendável realizar descarte de lodo desses reatores por meio da contratação de caminhões de sucção a vácuo, popularmente conhecidos como caminhões limpa-fossa. Essa operação não permite controle da quantidade de lodo descartado e pode causar sérios problemas de estabilidade operacional do processo por meio do descarte excessivo do lodo ativo presente no sistema. Todo projeto deve prever a instalação de bombas de descarte de lodo devidamente dimensionadas para essa finalidade.

5.6.2 Reatores Anaeróbios Compartimentados (RACs)

A Tabela 5.12 mostra os principais parâmetros de dimensionamento dos RAC aplicados ao tratamento de correntes segregadas de esgotos (águas negras e águas cinza).

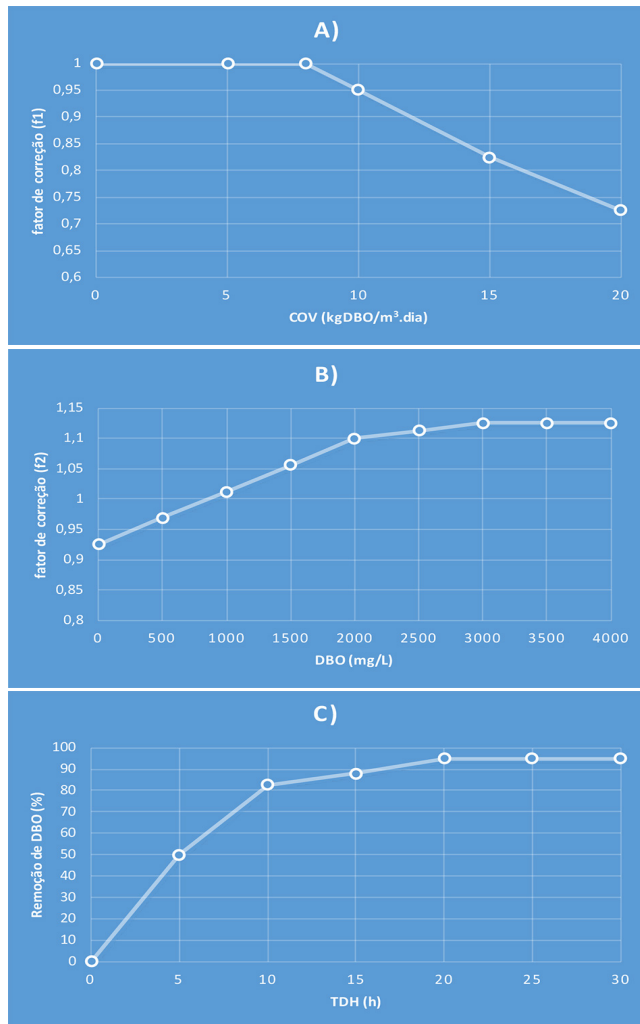
Tabela 5.12 – Parâmetros de dimensionamento de Reatores Anaeróbios Compartimentados

Parâmetro	Faixa de valores recomendados
Tempo de detenção hidráulica da fração líquida (hora)	8 – 12
Velocidade ascensional de fluxo para $Q_{\text{máx. horária}}$	$V_{\text{up}} < 2,0 \text{ m/h}$
Carga orgânica volumétrica	$< 3,0 \text{ kg DQO/m}^3 \cdot \text{dia}$
Carga orgânica específica	0,05 a 0,15 kg DQO/kg STV.dia

Fonte: adaptado de Gutterer et al. (2009)

O dimensionamento dos RAC demanda o conhecimento da carga orgânica afluente, vazão média e vazão máxima horária. Partindo desses dados de entrada, o parâmetro-chave de projeto é a velocidade ascensional de fluxo (V_{up}). Contudo, o desempenho do processo é dependente do tempo de detenção hidráulica, que não pode ser reduzido por uma simples alteração da altura útil das câmaras, porque isso causa elevação da V_{up} . Apresenta-se aqui um roteiro de dimensionamento desses reatores sugerido por Gutterer et al. (2009) a partir de resultados empíricos que permitiram a construção dos Gráficos 5.1.

Gráfico 5.1 – a) Relação entre remoção de DBO e carga orgânica aplicada no RAC. **b)** Relação entre a remoção de DBO e a concentração da água residuária aplicada no RAC. **c)** Relação entre a remoção de DBO e o TDH no RAC
Fonte: adaptado de Gutterer et al. (2009)



a) Dados de entrada:

- $Q_{\text{média}}$ de águas cinza em base diária ($Q_{\text{média}}$) (m^3/dia)
- Tempo de produção efetiva de águas cinza (t_1) (horas/dia)
- Concentração de DQO afluente ($\text{DQO}_{\text{afluente}}$) (mg/L)
- Concentração de DBO afluente ($\text{DBO}_{\text{afluente}}$) (mg/L)
- Temperatura crítica para digestão do lodo (temperatura mínima observada na localidade) (T_{crit})

b) Dados calculados a partir dos dados de entrada:

- Vazão máxima de pico por hora = $Q_{\text{máx/hora}}$ (Atenção: não confundir com a vazão máxima de pico horário)
- $Q_{\text{máx/hora}} = Q_{\text{média}} / t_1$ (m^3/hora)
- Razão DQO/DBO (R_1) = ($\text{DQO}_{\text{afluente}}$) / ($\text{DBO}_{\text{afluente}}$)

c) Dados assumidos pelo projetista:

- Velocidade ascensional de fluxo para $Q_{\text{máx. horária}}$ (V_{up}) - $1,4 \leq V_{\text{up}} \leq 2,0$ m/h
- Número de câmaras do RAC - N_c
- Altura útil - H_u
- Comprimento dos *shafts* para fluxo descendente do fluido - S_c

d) Fatores para calcular a taxa de remoção de DBO no RAC:

d₁) Valor do fator de correção (f_1):

- Se a carga orgânica volumétrica (COV) $\leq 6,0$ kg DBO/ m^3 .dia, então, $f_1 = 1,0$
- Se a carga orgânica volumétrica (COV) $> 6,0$ kg DBO/ m^3 .dia, então, $f_1 = [1,0 - ((\text{COV} \times 0,28)/14)]$

d₂) Valor do fator de correção (f_2) - As fórmulas relacionam-se com a Figura 5.17 (b):

- Se o valor da $\text{DBO}_{\text{afluente}}$ for inferior a 150 mg/L, então $f_2 = [((\text{DBO}_{\text{afluente}} \times 0,37)/150) + 0,4]$
- Se $151 \text{ mg O}_2/\text{L} < \text{DBO}_{\text{afluente}} < 300 \text{ mg/L}$, então $f_2 = [((\text{DBO}_{\text{afluente}} - 150) \times 0,1)/150] + 0,77$
- Se $301 \text{ mg O}_2/\text{L} < \text{DBO}_{\text{afluente}} < 500 \text{ mg/L}$, então $f_2 = [((\text{DBO}_{\text{afluente}} - 300) \times 0,08)/200] + 0,87$
- Se $501 \text{ mg O}_2/\text{L} < \text{DBO}_{\text{afluente}} < 1.000 \text{ mg/L}$, então $f_2 = [((\text{DBO}_{\text{afluente}} - 500) \times 0,1)/500] + 0,95$
- Se $1.001 \text{ mg O}_2/\text{L} < \text{DBO}_{\text{afluente}} < 3.000 \text{ mg/L}$, então $f_2 = [((\text{DBO}_{\text{afluente}} - 1.000) \times 0,1)/2.000] + 1,05$
- Se $\text{DBO}_{\text{afluente}} > 3.001 \text{ mg/L}$, então $f_2 = 1,15$

d₃) Valor do fator de correção em função de $T_{crit.}$ (f_T):

- Se $T_{crit.} < 15$ °C, então $f_T = [(T_{crit.} - 10) \times 0,25]/5 + 0,55$
- Se 16 °C $< T_{crit.} < 20$ °C, então $f_T = [(T_{crit.} - 15) \times 0,11]/5 + 0,8$
- Se 21 °C $< T_{crit.} < 25$ °C, então $f_T = [(T_{crit.} - 20) \times 0,09]/5 + 0,91$
- Se 26 °C $< T_{crit.} < 30$ °C, então $f_T = [(T_{crit.} - 25) \times 0,05]/5 + 1,0$
- Se $T_{crit.} > 31$ °C, então $f_T = [(T_{crit.} - 30) \times 0,03]/5 + 1,05$

d₄) Valor do fator de correção em função de TDH (f_3) – As fórmulas relacionam-se com a Figura 5.17 (c):

- Se o $N_c = 1$, então $f_3 = 0,4$
- Se o $N_c = 2$, então $f_3 = 0,7$
- Se o $N_c = 3$, então $f_3 = 0,9$
- Se o $N_c > 3$, então $f_3 = [(N_c - 3) \times 0,06] + 0,9$

e) Taxa de remoção teórica de DBO obtida pelo produto dos fatores do modelo empírico (K_1):

- $K_1 = f_1 \times f_2 \times f_T$

f) Taxa de remoção teórica de DBO corrigida para a temperatura (K_2):

- $K_2 = K_1 \times f_3$

g) Taxa de remoção de DBO no RAC (K_3):

- $K_3 = (K_1 \times K_2 \times 100)$ – Valor expresso em percentual

h) Concentração de DBO efluente do RAC:

- $DBO_{efluente} \text{ (mg/L)} = (1 - (K_3/100)) \times DBO_{afluente}$

i) Dimensões do RAC:

i₁) Dimensões de uma das câmaras (L_c):

- $L_c \leq H_u \times 0,5$ (Obs: o comprimento da câmara não pode exceder metade da altura útil)
- Área de uma das câmaras:
 - $A_c = Q_{\text{máx/hora}}/V_{up}$
 - Largura útil das câmaras – W_u
 - $W_u \geq A_c/L_c$

i₂) Verificação da velocidade ascensional de fluxo efetiva (V_{upe}):

- $V_{upe} = Q_{\text{máx/hora}}/(L_c \times W_u)$

i₃) Volume útil corrigido do RAC:

- $V_{RAC} = (L_c + S_c) \times N_c \times H_u \times W_u$

j) Verificações:

- TDH no RAC = $V_{\text{RAC}}/Q_{\text{média}}$
- COV corrigida ($\text{kgDBO}/\text{m}^3 \cdot \text{dia}$) = $(Q_{\text{máx/hora}} \times 24 \times \text{DBO}_{\text{afluente}} \times V_{\text{RAC}})/1.000$

Alguns aspectos construtivos devem ser observados nos RAC. A água residuária deve ser uniformemente distribuída na área do fundo da câmara para aumentar o contato com o lodo. Essa premissa é atendida fazendo com que o comprimento das câmaras seja, no máximo, metade da altura útil. Caso se faça a opção pelo uso de tubos para distribuição do afluente, a distância entre esses não deve exceder 75 cm medida de eixo a eixo. Para reatores de maiores dimensões, cujas câmaras possuem maiores comprimentos, a saída do efluente dos tubos de distribuição ou dos *shafts* deve, obrigatoriamente, alcançar o centro da área de fundo da câmara. O ponto de coleta do efluente final deve, sempre, ser posicionado ligeiramente abaixo da superfície líquida para reter a espuma formada.

5.6.3 Wetlands construídos

Geralmente, o dimensionamento e configuração de *wetlands* construídos para o tratamento de águas cinza estão baseados, principalmente, nos dados da literatura de *wetlands* concebidos para o tratamento de águas residuárias de origem predial não segregada. Os principais parâmetros de dimensionamento de *wetlands* construídos são: o tempo de detenção hidráulica (TDH), a profundidade do sistema, a geometria do sistema (largura e comprimento), taxa de aplicação de matéria orgânica medida como DBO e carga hidráulica (Tabelas 5.13 e 5.14).

Tabela 5.13 – Parâmetros de dimensionamento de *wetlands* de fluxo subsuperficial (horizontal ou vertical)

Parâmetros de projeto	Referência	
	Tchobanoglous e Burton (1991)	Wood (1995)
Tempo de detenção hidráulica (dia)	4 – 15	2 – 7
Altura da lâmina d'água (m)	0,3 – 0,8	0,1 – 1,0
Taxa de aplicação de DBO ($\text{kg} \cdot \text{ha}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$)	< 67,3	75
Carga hidráulica ($\text{mm} \cdot \text{d}^{-1}$)	10 – 50	2 – 30
Requerimento de área ($\text{ha} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{d}^{-1}$)	0,002 – 0,007	0,001 – 0,007
Relação comprimento:largura	2:1 e 4:1	0,25:1 a 5:1

Tabela 5.14 – Critérios de projeto empregados no *wetland* construído de escoamento horizontal subsuperficial e escoamento vertical (continua)

Item	Wetlands de escoamento horizontal subsuperficial	
	Valor	Comentários
Taxa de aplicação hidráulica superficial máxima (m ³ /m ² .d)	Tratamento de efluente primário, como tanque séptico: 0,02 – 0,08 ou Tratamento de efluente secundário de processo pouco eficiente, como reator anaeróbio de manta de lodo e fluxo ascendente e reator anaeróbio compartimentado: 0,04 – 0,12	Calcular com vazão média. Nas duas aplicações, foram adotados os mesmos valores da taxa de aplicação orgânica superficial (ver item a seguir) e adotadas as taxas de aplicação hidráulicas superficiais resultantes, levando em consideração que a segunda aplicação (tratamento de efluente secundário) teria um pré-tratamento com o dobro da eficiência de remoção de DBO da primeira aplicação (efluente primário). A área superficial requerida é o quociente entre a vazão afluente ao sistema e a taxa de aplicação hidráulica superficial adotada. Adotar a maior área, tendo por base as taxas de aplicação hidráulica e orgânica. Os maiores valores das taxas de aplicação superficial estão usualmente associados às condições climáticas mais favoráveis (temperaturas mais quentes), ao passo que os menores valores estão usualmente associados às condições climáticas menos favoráveis (temperaturas mais frias), dentro da faixa climática brasileira.
Carga orgânica superficial máx. (gDBO/m ² .d)	6 – 12	Calcular com a carga afluente baseada na vazão média. A área superficial requerida é o quociente entre a carga de DBO afluente ao <i>wetland</i> e a taxa de aplicação orgânica superficial adotada. Adotar a maior área, tendo por base as taxas de aplicação hidráulica e orgânica. Os maiores valores das taxas de aplicação superficial estão usualmente associados às condições climáticas mais favoráveis (temperaturas mais quentes), ao passo que os menores valores estão usualmente associados às condições climáticas menos favoráveis (temperaturas mais frias), dentro da faixa climática brasileira. Ref: adaptado de IWA (2017).
Carga orgânica máxima na seção transversal (gDBO/m ² .d)	250	Calcular com a carga afluente baseada na vazão média e a área transversal (largura x altura do líquido) na entrada (após a zona de distribuição). Este parâmetro de projeto visa evitar cargas aplicadas excessivas na seção transversal, que poderiam implicar em maiores acúmulos de sólidos na zona próxima à entrada e colmatção mais rápida. Ref: IWA (2017).

Tabela 5.14 – Critérios de projeto empregados no *wetland* construído de escoamento horizontal subsuperficial e escoamento vertical (conclusão)

Wetlands construídos de escoamento vertical		
Item	Wetlands verticais recebendo efluente de tratamento primário	Comentário
Taxa de aplicação hidráulica superficial máxima ($m^3/m^2.d$)	<p>Tratamento de efluente primário, como tanque séptico: 0,05 a 0,12 no caso de leito com areia fina (d_{10} de 0,2 a 0,4 mm) ou 0,20 no caso de leito com areia grossa (2 a 3 mm)</p> <p>ou</p> <p>Tratamento de efluente secundário de processo pouco eficiente, como reator anaeróbio de manta de lodo e fluxo ascendente e reator anaeróbio compartimentado: 0,10 a 0,25 no caso de leito com areia fina (d_{10} de 0,2 a 0,4 mm) ou 0,40 no caso de leito com areia grossa (2 a 3 mm)</p>	<p>Calcular com vazão média.</p> <p>Nas duas aplicações, foram adotados os mesmos valores da taxa de aplicação orgânica superficial (ver item a seguir), e adotadas as taxas de aplicação hidráulicas superficiais resultantes, levando em consideração que a segunda aplicação (tratamento de efluente secundário) teria um pré-tratamento com o dobro da eficiência de remoção de DBO da primeira aplicação (efluente primário).</p> <p>A área superficial requerida das unidades em operação é o quociente entre a vazão afluente ao sistema e a taxa de aplicação hidráulica superficial adotada.</p> <p>Estes valores de taxa de aplicação hidráulica referem-se às unidades em operação.</p> <p>Assume-se aqui que $\frac{3}{4}$ das unidades estarão em operação e $\frac{1}{4}$ das unidades estará em descanso. Assim, a área calculada com base na taxa de aplicação corresponde a $\frac{3}{4}$ da área total. Para se ter a área total (operação + descanso), deve-se multiplicar a área em operação por $\frac{4}{3}$.</p> <p>Adotar a maior área calculada, tendo por base as taxas de aplicação hidráulica e orgânica.</p> <p>Os maiores valores das taxas de aplicação superficial estão usualmente associados a condições climáticas mais favoráveis (temperaturas mais quentes), ao passo que os menores valores estão usualmente associados a condições climáticas menos favoráveis (temperaturas mais frias), dentro da faixa climática brasileira.</p> <p>Ref: Experiência internacional, expressa em IWA (2017); experiência nacional, expressa em GESAD/UFSC.</p>
Carga orgânica superficial máxima ($gDBO/m^2.d$)	<p>10 a 20 no caso de leito com areia fina (d_{10} de 0,2 a 0,4 mm) ou 40 no caso de leito com areia grossa (2 a 3 mm)</p>	<p>Calcular com a carga afluente baseada na vazão média.</p> <p>A área superficial requerida das unidades em operação é o quociente entre a carga de DBO afluente ao <i>wetland</i> e a taxa de aplicação orgânica superficial adotada.</p> <p>Estes valores de taxa de aplicação orgânica referem-se às unidades em operação.</p> <p>Assume-se aqui que $\frac{3}{4}$ das unidades estarão em operação e $\frac{1}{4}$ das unidades estará em descanso. Assim, a área calculada com base na taxa de aplicação corresponde a $\frac{3}{4}$ da área total. Para se ter a área total (operação + descanso), deve-se multiplicar a área em operação por $\frac{4}{3}$.</p> <p>Adotar a maior área calculada, tendo por base as taxas de aplicação hidráulica e orgânica.</p> <p>Os maiores valores das taxas de aplicação superficial estão usualmente associados a condições climáticas mais favoráveis (temperaturas mais quentes), ao passo que os menores valores estão usualmente associados a condições climáticas menos favoráveis (temperaturas mais frias), dentro da faixa climática brasileira.</p> <p>Ref: Experiência internacional, expressa em IWA (2017); experiência nacional, expressa em GESAD/UFSC.</p>

5.6.4 Lodo ativado operado em bateladas sequenciais RBS

Os parâmetros-chave para o projeto de um RBS são: número de reatores, tempo do ciclo de tratamento, tempo destinado à reação aeróbia, concentração de sólidos em suspensão voláteis no tanque de aeração e a razão de troca volumétrica (RTV). Adicionalmente, a duração da fase de enchimento e a temperatura do afluente são relevantes para o desempenho do processo, assim como o Índice Volumétrico do Lodo (IVL).

A razão de troca volumétrica (RTV) é um parâmetro muito importante na concepção de processos operados em bateladas sequenciais, pois governa o gradiente de concentração de poluentes presentes no reator entre o final da fase de enchimento e o início da fase de aeração. Especificamente para RBS tratando águas cinza, valores elevados de RTV podem expor os microrganismos a elevadas concentrações de surfactantes aniônicos no início da fase de aeração, além de gerar muita espuma durante essa mesma fase. Existem duas maneiras de atenuar os perigos de inibição da atividade microbológica por conta da presença de surfactantes. A primeira é operar o reator como uma batelada alimentada, ou seja, agregar as fases de enchimento e aeração. Na prática, isso significa manter a aeração acionada durante o aporte de águas cinza no reator. A segunda consiste no cuidado de adotar uma etapa de aclimação dos microrganismos durante a fase de partida do processo. Chang (2010) adverte que essa aclimação pode durar de quatro a oito semanas e dependerá da RTV adotada.

5.6.5 Filtros biológicos aerados de leito submerso

Esse tipo de processo pode ser utilizado em ETAC como etapa única de tratamento biológico, mas também pode ser utilizado no pós-tratamento do efluente de um reator anaeróbio. Recomenda-se que o dimensionamento dos filtros biológicos aerados de leito submerso (FBAS) seja realizado de acordo com as prescrições da NBR 12.209/2011.

A vazão de dimensionamento dos FBAS deve ser a vazão média afluente à ETE. O meio suporte para biomassa no qual se formará o biofilme poderá ser um recheio estruturado ou randômico, com superfície específica inferior a $250 \text{ m}^2/\text{m}^3$. O leito filtrante deve possuir altura útil igual ou superior a 1,6 m, sendo constituído de material inerte de origem sintética ou mineral, com fluxo descendente ou ascendente. Os FBAS devem dispor de decantador secundário para clarificação do efluente, que pode ser do tipo convencional ou lamelar.

A carga orgânica volumétrica aplicada deve ser igual ou inferior a 1,8 kg DBO/m³.d e a carga orgânica superficial aplicada inferior a 15 g DBO/m².d (referente à superfície específica do meio suporte). A aeração deve ser distribuída de maneira uniforme no fundo dos tanques, a uma taxa mínima de 30 N m³_{ar}/kg DBO_{aplicada} para a remoção de matéria orgânica. O lodo resultante das operações de descarte do decantador secundário deve ser devidamente tratado. A tubulação de remoção do lodo do decantador secundário, por gravidade, deve ter diâmetro mínimo de 100 mm e declividade mínima de 2% quando em conduto livre.

No caso de decantação secundária convencional, a vazão de dimensionamento do decantador secundário deve ser a vazão média. A taxa de escoamento superficial deve ser igual ou inferior a 24 m³/m².d e a taxa de escoamento através do vertedor de saída do decantador final inferior a 380 m³/m.d de vertedor. A profundidade de água na parede lateral deve ser igual ou superior a 0,50 m para decantadores circulares ou quadrados em planta. Caso o decantador seja circular ou quadrado em planta, com poço de lodo único cônico ou piramidal de base quadrada, descarga de lodo será realizada por gravidade, o que exige uma inclinação de paredes igual ou superior a 1,5 na vertical por 1,0 na horizontal. A carga hidráulica mínima para a remoção do lodo é igual a 1,5 vezes a perda de carga hidráulica calculada para água.

Se o decantador utilizado for do tipo do tipo Lamelar ou Tubular, devem ser utilizados na zona de clarificação dispositivos constituídos por placas planas paralelas ou módulos com dutos de seção circular, quadrada, retangular, ou ainda seções especiais, desde que suportem sobrecarga de no mínimo 120 kg/m² de área superficial do decantador, além do peso próprio. Em todos os casos, o ângulo dos dutos ou canais com a horizontal deverá medir entre 55° e 70°. Além disso, devem ser observados os quesitos:

- comprimento do duto ou canal entre 1,00 e 1,20 m;
- espaçamento útil entre as placas paralelas, ou dimensão similar nos dutos, deve ser compreendido entre 0,07 m a 0,10 m;
- o material de execução deve ser inerte, oferecer alta resistência mecânica, com superfícies lisas, e não apresentar deformações com o uso.

O limite máximo da taxa de escoamento superficial deverá ser de 80 m³/m².d. A distribuição do afluente deverá ser efetuada de forma homogênea sob os módulos de sedimentação, por canais ou tubos, espaçados entre si no máximo 4,0

m (entre eixos) e providos de furos. A velocidade de passagem correspondente à vazão média nos furos e nos dutos e canais não deve ultrapassar 0,20 m/s. A distância mínima entre os orifícios de alimentação e a extremidade inferior dos módulos lamelares deve ser de no mínimo 0,3 vezes a distância entre os eixos dos tubos ou canais de alimentação.

O espaçamento mínimo das canalizações de alimentação do afluyente até a borda superior dos poços de lodo deve ser de no mínimo 0,20 vezes a distância entre os eixos dos tubos ou canais de alimentação, mantendo-se o mínimo de 0,30 m. O efluente decantado será coletado junto à superfície, por calhas com taxa de escoamento linear de no máximo 290 m³/d.m.

Quando se usar descarga hidráulica, deverão ser implantados poços de lodo prismáticos ou tronco-piramidais invertidos, com base quadrada ou retangular. Os poços de lodo deverão ter inclinação de paredes igual ou superior a 1,5 na vertical por 1,0 na horizontal, terminando em base inferior com largura horizontal máxima de duas vezes o diâmetro da tubulação de retirada do lodo.

5.7 EXEMPLOS DE DIMENSIONAMENTO

5.7.1 Estimativa da produção de águas cinza e da demanda de água para reúso

a) *Características construtivas da edificação:*

Edifício residencial com 4 pavimentos, com 4 apartamentos tipo por andar, área impermeável igual a 100 m², 2 dormitórios por apartamento, 1 banheiro por apartamento e 4 habitantes por apartamento, localizado na cidade de Vitória, Espírito Santo, Brasil.

b) *Cálculo da demanda de água não potável:*

Para o cálculo das demandas não potáveis, devem-se determinar as demandas internas e externas da edificação. A demanda interna corresponde apenas ao volume de água que será utilizada nos vasos sanitários, acrescida de um potencial de perdas de 10%. Aqui serão adotados os seguintes dados para o cálculo das demandas não potáveis:

- Consumo de água no vaso sanitário = 6,0 Litros/ descarga
- Frequência de descargas diárias = 5 descargas por habitante por dia
- Perdas por vazamento = 10%

- Consumo de água para lavagem da área impermeabilizada = $4,0 \text{ L/m}^2$ por lavagem
- Número de lavagens da área impermeabilizada = 8 lavagens/mês

c) *Cálculo da demanda interna:*

- População (N) = 4 pavimentos x 4 apartamentos x 4 habitantes por apartamento
- N = 64 habitantes
- Demanda interna = 64 pessoas x 5 descargas por habitante por dia x 6,0 L/descarga
- Demanda interna + 10% de perdas por vazamentos = $1.920 \times 1,10 = 2.112 \text{ L/dia}$
- Demanda externa = $100 \text{ m}^2 \times 4,0 \text{ L/m}^2$ por lavagem x 8 lavagens/mês = 3.200 L/mês
- Demanda externa = 107 L/dia
- Demanda de água não potável da edificação = $2.112 + 107 = 2.219 \text{ L/dia}$

d) *Cálculo da produção de águas cinza:*

Para o cálculo da produção de águas cinza da edificação, devem-se levar em consideração a vazão de água em cada um dos pontos de geração de águas cinza, além da duração e a frequência de utilização de cada aparelho sanitário. Para a máquina de lavar roupas, deve-se considerar o consumo de água por ciclo de lavagem dos equipamentos. Aqui serão adotados os seguintes dados e informações para o cálculo da produção de águas cinza na edificação:

I. Vazão de água do lavatório (q) = 20 L/minuto

- Duração da utilização do lavatório (t) = 4 minutos/hab.dia
- Frequência de utilização do lavatório (f) = uma vez ao dia
- Vazão de água do chuveiro (q) = 20 L/minuto
- Duração da utilização do chuveiro (t) = 10 minutos/hab.dia
- Frequência de utilização do lavatório (f) = 1,5 vez ao dia
- Vazão de água do tanque (q) = 20 L/minuto
- Duração da utilização do lavatório (t) = 5 minutos/apartamento.dia
- Frequência de utilização do lavatório (f) = uma vez ao dia
- Vazão de água da máquina de lavar roupas (q) = 108 L/ciclo de lavagem
- Frequência de utilização da máquina de lavar roupas (f) = um ciclo por apartamento/dia
- Considerou-se que 20% dos apartamentos da edificação possuem máquina de lavar roupas

II. Produção de águas cinza do lavatório (Q_1):

- $Q_1 = N \times q \times t \times f$
- $Q_1 = 64 \times 20 \times 4 \times 1 = 5.120 \text{ L/dia}$

III. Produção de águas cinza do chuveiro (Q_2):

- $Q_2 = N \times q \times t \times f$
- $Q_2 = 64 \times 20 \times 10 \times 1,5 = 19.200 \text{ L/dia}$

IV. Produção de águas cinza do tanque (Q_3):

- $Q_3 = N \times q \times t \times f$
- $Q_3 = 16 \times 20 \times 5 \times 1 = 1.600 \text{ L/dia}$

V. Produção de águas cinza da máquina de lavar roupas (Q_4):

- $Q_3 = N \times q \times t \times f$
- $Q_3 = 16 \times 108 \times 1 \times 0,2 = 346 \text{ L/dia}$

VI. Produção de águas cinza total da edificação (Q_T) = $Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 = 26.266 \text{ L/dia}$

- $Q_T = 1,09 \text{ m}^3/\text{hora} = 788 \text{ m}^3/\text{mês}$

5.7.2 Estudo de concepção para segregação e dimensionamento do sistema de coleta e transporte das águas cinza e água de reúso

Este exemplo visa à elaboração de um anteprojeto que abrange a segregação, tratamento e produção de água de reúso a partir das águas cinza geradas em um condomínio residencial de alto padrão construtivo localizado no interior do estado da Bahia. Esse empreendimento é composto por quatro torres de doze pavimentos cada (incluindo o térreo) com 71 unidades por torre, totalizando assim, 284 unidades residenciais. O terreno do empreendimento possui uma área total de $16.347,45 \text{ m}^2$ e área permeável de $3.988,45 \text{ m}^2$ (24,4%). As áreas comuns são compostas por piscina, quadra de esportes, salão de jogos, academia, salão de festas, espaço gourmet etc. Grande parte da sua área também é destinada a vagas de garagem, com um total de 323 vagas. Um esquema da concepção do sistema de tratamento de águas cinza é apresentado na Figura 5.21.

As unidades habitacionais possuem dois ou três quartos, ambos com suíte, banheiro social, área de serviço, cozinha e sala de estar/jantar e com área por unidade residencial de $59,78 \text{ m}^2$ e $70,20 \text{ m}^2$, respectivamente. Para a contribuição de águas cinza consideraram-se os seguintes aparelhos sanitários: um tanque de lavar roupa (incluindo a máquina de lavar), na área de serviço; dois

banheiros (social e suíte) em cada unidade, compostos por chuveiro e lavatório. Para o consumo de água de reúso, existem duas bacias sanitárias com caixa acoplada em cada unidade. Ademais, a ocupação domiciliar informada pelo órgão ambiental para o empreendimento é de 4 (quatro) hab./unidade residencial, portanto, trabalhou-se com população total de 284 habitantes por torre e um total de 1.136 habitantes em todo o condomínio.

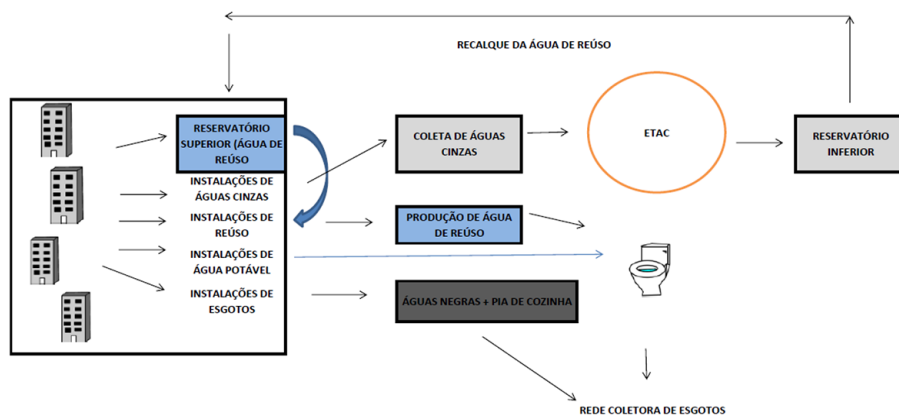


Figura 5.21 – Representação do projeto conceitual de segregação, aproveitamento e tratamento de águas cinzas no condomínio

Fonte: adaptado de Santos (2014)

Realizou-se um pré-dimensionamento das instalações de coleta de águas cinzas, tendo como objetivo estimar os diâmetros necessários para as instalações. Para o pré-dimensionamento, observaram-se as recomendações e critérios presentes na NBR 8.160/1999 – Sistemas prediais de esgoto sanitário: projeto e execução (ABNT, 1999). Na Tabela 5.15 estão listados os aparelhos sanitários utilizados nesse projeto conceitual, com a UHC e o diâmetro nominal mínimo recomendado pela NBR 8.160/1999 (ABNT, 1999).

Tabela 5.15 – UHC para aparelhos sanitários e o diâmetro nominal mínimo dos ramais de descarga

Aparelho Sanitário	UHC	Diâmetro nominal do ramal de descarga
Chuveiro de Residência	2	DN40
Máquina de lavar roupa*	10	DN75
Tanque de lavar roupa	3	DN40

*Máquina de lavar roupa até 30kg.

Fonte: adaptado de Santos (2014)

O ralo do chuveiro foi conectado ao seu ramal de descarga, o qual, por sua vez, foi conectado diretamente ao tubo de queda, sem a necessidade de um ramal de águas cinza, pois só existe contribuição de águas cinza desse aparelho sanitário. Para os ralos sifonados, o diâmetro nominal encontrado foi de 100 mm, com saída de 40 mm.

As tubulações do ramal de descarga do chuveiro foram conectadas aos tubos de queda, essas águas cinza coletadas foram encaminhadas pelos coletores prediais até as caixas de inspeção e daí seguem, por fim, para a ETAC. Já os esgotos gerados pela bacia sanitária e lavatório e os efluentes da pia de cozinha seguem para a rede pública de coleta dos esgotos.

Projetaram-se doze tubos de queda que servirão aos doze pavimentos. Assim como nos outros elementos, foram somadas as UHC para o chuveiro atendido pelo tubo de queda e relacionado ao diâmetro mínimo recomendado pela Norma Técnica (ABNT, 1999). A Tabela 5.16 mostra os diâmetros nominais e as UHC para os tubos de queda.

Tabela 5.16 – Dimensionamento dos tubos de queda

Aparelhos atendidos	Tubo de queda	UHC	Diâmetro nominal do tubo de queda
Chuveiro	TQC1, TQC2, TQC3, TQC4, TQC5, TQC6, TQC7, TQC8, TQC9, TQC10, TQC11 e TQC12.	24	DN75

Fonte: adaptado de Santos (2014)

A última etapa do sistema de coleta até a chegada à caixa de inspeção é alcançada por meio dos coletores prediais. Para tal, define-se o aparelho que possui maior UHC, que no caso é o chuveiro (2 UHC) e, assim, foram somadas as suas quantidades. O mesmo procedimento foi seguido para a área de serviço, que possui máquina e tanque de lavar roupa com 10 UHC e 3 UHC, respectivamente. Os diâmetros calculados estão listados na Tabela 5.17.

Tabela 5.17 – Dimensionamento dos coletores prediais

Aparelho (maior UHC)	UHC	Diâmetro nominal do coletor predial
Chuveiro	24	DN100
Tanque e máquina de lavar roupa	72	DN100

Fonte: adaptado de ABNT (1999)

A tubulação do ramal de descarga do chuveiro deve ser conectada a coluna de ventilação, evitando subpressões nas tubulações; o diâmetro nominal conside-

rado foi DN50. No entanto, é válido ressaltar que duas configurações do projeto arquitetônico dificultaram a obtenção de espaço para a introdução das tubulações de ventilação, e por isso não foi possível inserir tais estruturas.

Na ausência de normatização para o dimensionamento das instalações de distribuição de água de reúso predial, utilizou-se a NBR 5.626/1998 – Instalação predial de água fria, e os valores de consumo de água de reúso e produção de águas cinza *per capita* considerados, determinando assim os volumes diários produzidos de águas cinza e o consumo diário de água de reúso em bacias sanitárias por torre residencial. Com esses dados, definiu-se o volume de reservação inferior (3/5 do consumo diário) e superior (2/5 do consumo diário) necessários por torre de apartamentos (ABNT, 1998), incluindo a perda de 10% dos vazamentos. A Tabela 5.18 mostra o resumo dos volumes diários calculados.

Tabela 5.18 – Produção de águas cinza, consumo de água de reúso e sua reservação diária segundo NBR 5626/1998

Volumes diários: águas cinza e reúso	Por torre residencial
Número de habitantes	284
Consumo <i>per capita</i> de água potável (considerado) (L/hab.dia)	194
Consumo <i>per capita</i> (esgoto bruto) (L/hab.dia)	155
Consumo <i>per capita</i> (águas cinza) (L/hab.dia)	76
Consumo <i>per capita</i> (bacia sanitária) (L/hab.dia)	47
Demanda de água potável (L/dia)	55.096
Produção de esgotos (L/dia)	44.077
Produção diária de águas cinza (m ³)	21.598
Consumo diário de água de reúso (m ³)	14.683
Excedente diário de águas cinza (m ³)	6.915
Reservação Superior de água de reúso (m ³)	5.873
Reservação Inferior de água de reúso (m ³)	8.810

Fonte: adaptado de Santos (2014)

Após a coleta, as águas cinza foram encaminhadas para o tratamento na ETAC, seguindo para os reservatórios inferiores de cada torre residencial, a partir dos quais a água de reúso deve ser bombeada até o reservatório superior, donde será distribuída e utilizada nas descargas de bacias sanitárias. A fim de estimar o consumo de energia, realizou-se um cálculo aproximado da potência do conjunto motor-bomba responsável pelo recalque da água de reúso do reservatório inferior até o reservatório superior. Para isso, considerou-se a elevação do terreno (pé direito de 2,70 m) até o reservatório superior de água potável, to-

talizando 35,20 m, e adotou-se um percentual de 20% (valor arbitrário) desse valor para as perdas de carga distribuídas e localizadas, determinando assim a altura manométrica, dada por:

$$H_{\text{man}} = H_{\text{est}} + H_{\text{perdas}}$$

Onde:

H_{man} = altura manométrica (m)

H_{est} = altura estática (m)

H_{perdas} = altura devido às perdas de carga (m)

O valor da altura manométrica resultou em aproximadamente 43 m. Contudo, para determinação da potência do conjunto motor-bomba, é necessário determinar também a vazão de recalque e o rendimento do conjunto, para o qual adotou-se 40% com base nas informações de Creder (2006). A vazão de recalque é dada pelo consumo diário (15 m^3) estimado para as bacias sanitárias e o tempo de funcionamento do conjunto motor-bomba. Conforme recomendações da NBR 5626/1998, o tempo de funcionamento máximo deve ser de 6,66 horas para unidades pluridomiciliares; adotando-se 5h de funcionamento, a vazão de recalque é dada por meio da seguinte equação:

$$Q_{\text{rec}} = CD/t$$

Onde:

Q_{rec} = vazão de recalque de água de reúso (m^3/h)

CD = consumo diário de água de reúso (m^3)

t = tempo de funcionamento do sistema de recalque (h)

Portanto, a vazão de recalque calculada foi igual a $3,0 \text{ m}^3/\text{h}$ ou $8,3 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$. A potência do motor do conjunto pode ser determinada pela seguinte equação:

$$P = \frac{1000 \times Q_{\text{rec}} \times H_{\text{man}}}{75 \times n}$$

Onde:

P = potência do motor (cv)

Q_{rec} = vazão de recalque de água de reúso (m^3/s)

H_{man} = altura manométrica (m)

n = rendimento do conjunto motor-bomba

Para os dados do problema, a potência estimada para o recalque foi de, aproximadamente, 1,2 CV para o conjunto motor-bomba, considerando apenas uma torre residencial, ou 4,8 CV para as quatro torres. Para o traçado das tubulações de distribuição de água de reúso até as caixas de descarga das bacias sanitárias, adotou-se também a concepção original do projeto de instalações de água fria, porém considerando somente dez colunas de distribuição (de um total de doze existentes para água potável), uma vez que duas outras não abastecem bacias sanitárias, e, em alguns casos, foram feitas pequenas adequações nas colunas. A quantidade de bacias sanitárias definida por coluna é mostrada no fluxograma da Figura 5.22.

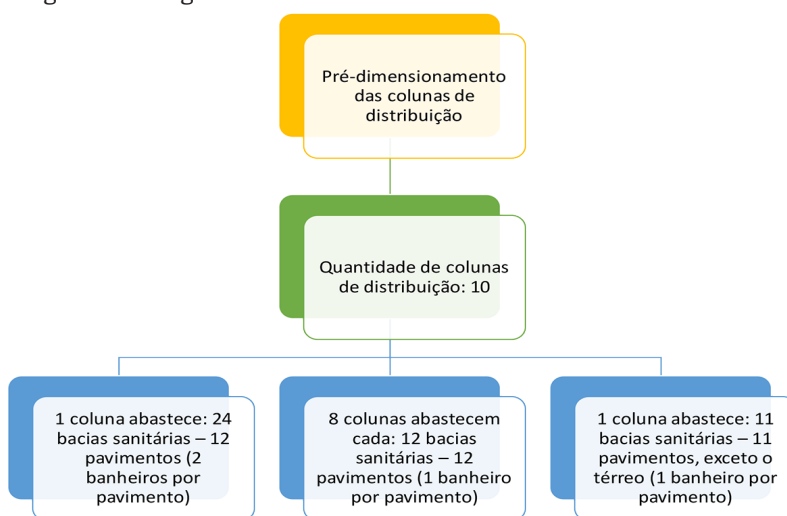


Figura 5.22 – Fluxograma do pré-dimensionamento das colunas de distribuição de água de reúso

Fonte: adaptado de Santos (2014)

Dessa forma, foi feito o pré-dimensionamento das colunas de distribuição de água de reúso utilizando o método dos pesos (ou UHC; para bacias sanitárias com caixa de descarga, o peso vale 0,3), presente na NBR 5626/1998. O cálculo foi realizado mediante o auxílio de um ábaco (Figura 5.23) contendo os diâmetros em função dos pesos ou das vazões definidas, estas oriundas da soma das peças de utilização presentes na coluna, que nesse projeto são apenas as bacias sanitárias por pavimento para todas as colunas. Com o somatório dos pesos e utilizando a equação a seguir, determina-se o diâmetro da coluna de distribuição de águas cinza (ABNT, 1998).

$$Q = 0,3x\sqrt{\sum P}$$

Onde:

Q = vazão na coluna de distribuição de água de reúso (L/s)

$\sum P$ = somatório de todos os pesos das peças de utilização que são abastecidas por uma coluna

As vazões obtidas foram de aproximadamente 0,6 L/s (oito colunas abastecendo doze bacias sanitárias), 0,5 L/s (uma coluna que abastece onze bacias sanitárias) e 0,8 L/s (doze colunas que abastecem vinte e quatro bacias sanitárias); logo, pelo ábaco da Figura 5.23, que ilustra as vazões e diâmetros em função dos pesos, o diâmetro nominal encontrado nas duas situações é de DN25.

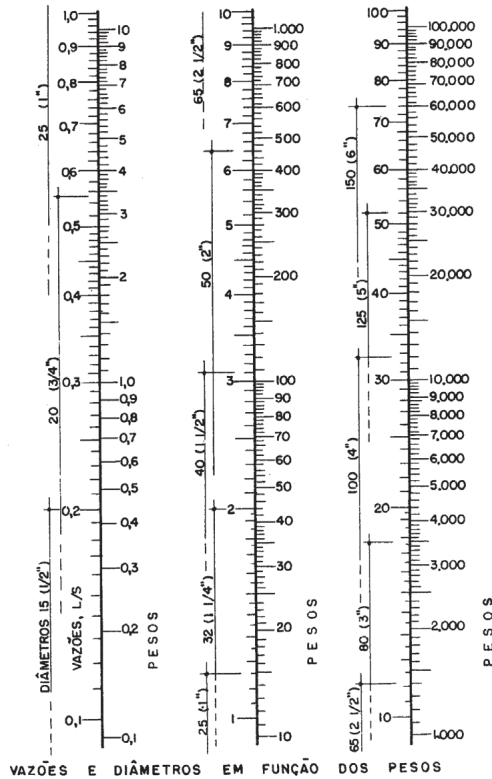


Figura 5.23 – Ábaco para o cálculo das tubulações de água fria
 Fonte: Creder (2006)

5.7.3 Pré-Dimensionamento de processo de tratamento (RAC + FBAS + Decantação secundária + Filtração terciária e Desinfecção com aplicação de cloro)

O arranjo tecnológico adotado para o tratamento de águas cinza e produção de água de reúso neste exemplo foi associar processos biológicos e físico-químicos em série. O processo é composto por reator anaeróbico compartimentado (RAC), filtro biológico aerado de leito submerso (FBAS) decantador secundário, filtro terciário e desinfecção com aplicação de cloro.

Dimensionamento do RAC:

Dados:

- Vazão de projeto: $Q_{\text{média}} = 8.874,7 \text{ L/dia} = 0,37 \text{ m}^3/\text{hora}$
- Altura disponível para implantação da ETAC = 2,5m (Dado importante, pois algumas ETAC são implantadas em um espaço da garagem subterrânea de edificações)
- Temperatura do esgoto = 20 °C
- Geometria e número de câmaras do RAC = retangular com três câmaras
- Eficiência mínima de remoção de DBO = 65%
- Tempo de detenção hidráulica (TDH) = 10 horas
- Coeficiente de máxima vazão diária (K_1) = 1,2
- Coeficiente de máxima vazão horária (K_2) = 2,5 (recomendado para ETAC)
- Altura útil do RAC = 2,0 m

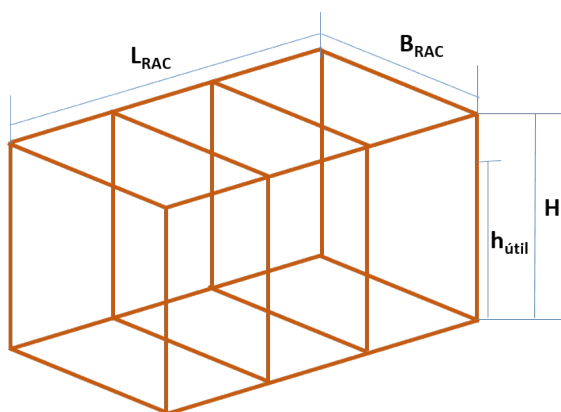


Figura 5.24 – Figura ilustrativa de um RAC e principais dimensões a serem calculadas

Dimensionamento:

- a) Vazão máxima horária = $Q_{\text{média}} \times K_1 \times K_2 = 0,37 \times 1,2 \times 2,5 = 1,11 \text{ m}^3/\text{hora}$
- b) Volume do RAC = $Q_{\text{máx. horária}} \times \text{TDH}$
- c) Volume do RAC = $0,37 \times 3 \times 10 = 11,1 \text{ m}^3$
- d) Área requerida = $\text{Volume}/\text{Altura útil} = 11,1/2,0 = 5,6 \text{ m}^2$
- e) Área requerida para cada um dos compartimentos = $5,6/3 = 1,9 \text{ m}^2$
- f) Dimensões adotadas para cada compartimento
- Largura = 1,2 m
 - Comprimento = 1,6 m
 - Altura total = 2,5 m
- g) Volume do RAC corrigido = $(1,2 \text{ m} \times 1,6 \text{ m} \times 2,0 \text{ m}) \times 3 = 11,5 \text{ m}^3$
- h) Tempo de detenção hidráulica corrigido = $11,5/(0,37 \times 1,2 \times 2,5) \approx 10,4 \text{ horas}$
- i) Estimativa da remoção de DBO no RAC (Gráfico 5.1):
- DBO (águas cinza bruta) = $300 \text{ mgO}_2/\text{L}$
 - $\text{COV} = (0,3 \times 1,1 \times 24)/4,8 = 1,65 \text{ kg DBO}/\text{m}^3.\text{dia}$
 - $(\text{COV}) \leq 6,0 \text{ kg DBO}/\text{m}^3.\text{dia}$, então, $f_1 = 1,0$
 - Se $151 \text{ mg O}_2/\text{L} < \text{DBO}_{\text{afluente}} < 300 \text{ mg/L}$, então, $f_2 = [((\text{DBO}_{\text{afluente}} - 150) \times 0,1)/150] + 0,77$
 - $f_2 = [((300 - 150) \times 0,1)/150] + 0,77 = 0,87$
 - Temperatura crítica = $20 \text{ }^\circ\text{C}$
 - Se $16 \text{ }^\circ\text{C} < T_{\text{crit}} < 20 \text{ }^\circ\text{C}$, então, $f_T = [((T_{\text{crit}} - 15) \times 0,11)/5] + 0,8$
 - $f_T = [((20 - 15) \times 0,11)/5] + 0,8 = 0,91$
 - Se o $N_c = 3$, então $f_3 = 0,9$
 - Taxa de remoção teórica de DBO obtida pelo produto dos fatores do modelo empírico (K_1):
$$K_1 = f_1 \times f_2 \times f_T$$
$$K_1 = 1,0 \times 0,87 \times 0,91 = 0,79$$
 - Taxa de remoção teórica de DBO corrigida para a temperatura (K_2):
$$K_2 = K_1 \times f_3$$
$$K_2 = 0,79 \times 0,9 = 0,71$$
 - Taxa de remoção de DBO no RAC (K_3):
$$K_3 = (K_1 \times K_2 \times 100) - \text{Valor expresso em percentual}$$
$$K_3 = 0,79 \times 0,71 \times 100 = 56\%$$

- Concentração de DBO efluente do RAC:

$$\text{DBO}_{\text{efluente}} \text{ (mgO}_2\text{/L)} = (1 - (K_3/100)) \times \text{DBO}_{\text{afluente}}$$

$$\text{DBO}_{\text{efluente}} \text{ (mgO}_2\text{/L)} = ((1 - 0,56) \times 300) = 132 \text{ mgO}_2\text{/L}$$

Dimensionamento do RAC (alternativa usando as informações do Gráfico 5.1):

Dados gerais:

- Vazão de projeto: $Q_{\text{média}} = 8.874,7 \text{ L/dia} = 0,37 \text{ m}^3\text{/hora}$
- Altura disponível para implantação da ETAC = 2,5m (Dado importante, pois algumas ETAC são implantadas em um espaço da garagem subterrânea de edificações)
- Temperatura do esgoto = 20 °C
- Geometria e número de câmaras do RAC = retangular com quatro câmaras
- Coefficiente de máxima vazão diária (K_1) = 1,2
- Coefficiente de máxima vazão horária (K_2) = 2,5 (recomendado para ETAC)

Dados assumidos pelo projetista:

- Velocidade ascensional de fluxo para $Q_{\text{máx. horária}} (V_{\text{up}}) - V_{\text{up}} = 1,4 \text{ m/h}$
- Número de câmaras do RAC - $N_c = 4$
- Altura útil - $H_u = 2,2 \text{ m}$
- Comprimento dos *shafts* para fluxo descendente do fluido - $Sc = 0,3 \text{ m}$
- Área requerida para uma câmara do RAC = $1,1/1,4 \approx 0,80 \text{ m}^2$
- Dimensões adotadas para cada compartimento (sem considerar os *shafts*)
 - Largura = 1,0 m
 - Comprimento = 1,1 m (não pode ser superior a metade da altura útil)
 - Altura total = 2,5 m

Dimensionamento:

- Vazão máxima horária = $Q_{\text{média}} \times K_2 = 0,37 \times 1,2 \times 2,5 = 1,1 \text{ m}^3\text{/hora}$
- Volume útil de uma câmara = $(1,0 \text{ m} \times 1,1 \text{ m} \times 2,0 \text{ m}) = 2,2 \text{ m}^3$
- Tempo de detenção hidráulico = $(2,2 \text{ m}^3 \times 4) / (0,37 \times 1,2 \times 2,5) \approx 8 \text{ horas}$
- Estimativa da remoção de DBO no RAC (Gráfico 5.1)
 - DBO (águas cinza bruta) = 300 mgO₂/L
 - COV = $(0,3 \times 1,1 \times 24) / 2,2 = 3,6 \text{ kg DBO/m}^3\text{.dia}$
 - (COV) ≤ 6,0 kg DBO/m³.dia, então, $f_1 = 1,0$
 - Se $151 \text{ mg O}_2\text{/L} < \text{DBO}_{\text{afluente}} < 300 \text{ mg/L}$, então, $f_2 = [((\text{DBO}_{\text{afluente}} - 150) \times 0,1) / 150] + 0,77$

- $f_2 = [(300 - 150) \times 0,1]/150] + 0,77 = 0,87$
- Temperatura crítica = 20 °C
- Se $16\text{ °C} < T_{\text{crit}} < 20\text{ °C}$, então, $f_T = [(T_{\text{crit}} - 15) \times 0,11]/5] + 0,8$
- $f_T = [(20 - 15) \times 0,11]/5] + 0,8 = 0,91$
- Se o $N_c > 3$, então $f_3 = [(N_c - 3) \times 0,06] + 0,9]$
- $f_3 = [(4 - 3) \times 0,06] + 0,9] = 0,96$
- Taxa de remoção teórica de DBO obtida pelo produto dos fatores do modelo empírico (K_1):
$$K_1 = f_1 \times f_2 \times f_T$$
$$K_1 = 1,0 \times 0,87 \times 0,91 = 0,79$$
- Taxa de remoção teórica de DBO corrigida para a temperatura (K_2):
$$K_2 = K_1 \times f_3$$
$$K_2 = 0,79 \times 0,96 = 0,76$$
- Taxa de remoção de DBO no RAC (K_3):
$$K_3 = (K_1 \times K_2 \times 100) - \text{Valor expresso em percentual}$$
$$K_3 = 0,79 \times 0,76 \times 100 = 60\%$$
- Concentração de DBO efluente do RAC:
$$\text{DBO}_{\text{efluente}} (\text{mgO}_2/\text{L}) = (1 - (K_3/100)) \times \text{DBO}_{\text{afluente}}$$
$$\text{DBO}_{\text{efluente}} (\text{mgO}_2/\text{L}) = ((1 - 0,6) \times 300) = 120 \text{ mgO}_2/\text{L}$$

A principal diferença entre os resultados obtidos usando as duas metodologias de cálculo é somente a geometria do RAC. A metodologia proposta por Gutierrez et al. (2009), que utiliza a velocidade ascensional de fluxo como parâmetro-chave do dimensionamento (ver Item 5.6.2), resultou em um RAC com quatro câmaras de dimensões inferiores àquelas encontradas aplicando o modelo de cálculo que admite o TDH como variável-chave para o dimensionamento e que não usa *shafts* para a distribuição do afluente às câmaras. Porém, ambos os métodos resultam na obtenção de valores de eficiências de remoção muito próximos e que podem ser considerados iguais quando se leva em conta a incerteza das informações e valores dos parâmetros de entrada.

Dimensionamento do Filtro biológico aerado de leito submerso:

Dados:

- Geometria = retangular
- DBO (águas cinza brutas) = 300 mgO₂/L
- Temperatura do esgoto = 20 °C
- Altura útil do leito = 1,6 m
- Carga orgânica volumétrica (COV) = 1,0 kgDBO/m³.dia
- Taxa de aeração intermediária e sem nitrificação = 1,0 kgO₂/kgDBO_{removida}

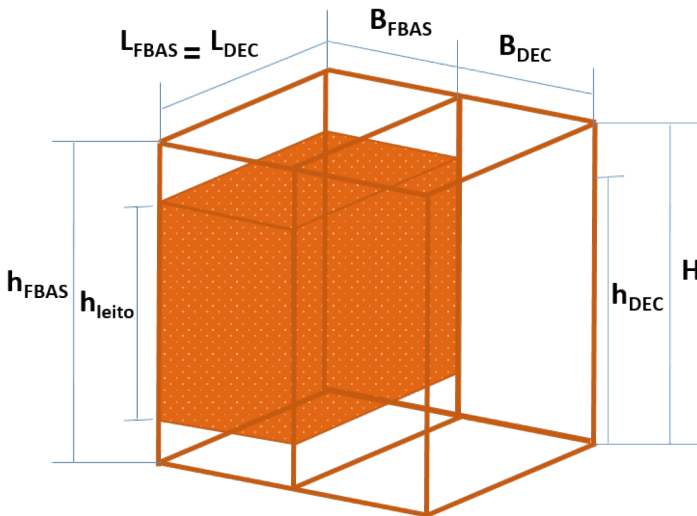


Figura 5.25 – Figura ilustrativa de um FBAS e principais dimensões a serem calculadas

Legenda: L_{FBAS} – Comprimento do filtro biológico aerado de leito submerso; B_{FBAS} – Largura útil do filtro biológico aerado de leito submerso; L_{DEC} – Comprimento do decantador; B_{DEC} – Largura útil do decantador; h_{FBAS} – Altura útil do filtro biológico aerado de leito submerso; h_{leito} – Altura do leito com enchimento plástico; h_{DEC} – Altura útil do decantador; H – altura total.

Note que o comprimento do FBAS coincide com o comprimento do decantador de modo a proporcionar compactidade da ETAC. Esse aspecto deve ser considerado no dimensionamento hidráulico da estação.

Dimensionamento do FBAS:

- a) Carga de DBO remanescente do RAC = 0,37 m³/ hora x (0,3 kg/m³ x (1 – 0,65)) x 24 horas/dia = 0,93 kgDBO/dia

- b) Volume requerido para o FBAS = $\frac{0,93 \text{ kgDBO}/\text{dia}}{1,0 \text{ kgDBO}/\text{m}^3 \cdot \text{dia}} = 0,93 \text{ m}^3$
- c) Área requerida para o FBAS = $0,93 \text{ m}^3 / 1,6 \text{ m} = 0,6 \text{ m}$
- d) Dimensões adotadas = $1,2 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 1,6 \text{ m}$
- e) Volume corrigido = $1,2 \times 0,5 \times 1,6 = 0,9 \text{ m}^3$
- f) COV corrigida = $0,93/0,9 = 1,0 \text{ kgDBO}/\text{m}^3 \cdot \text{dia}$
- g) Demanda da aeração do FBAS = $[(1,0 \text{ kgO}_2/\text{kgDBO}_{\text{removida}}) \times 0,93 (\text{kgDBO}_{\text{removida}}/\text{dia})] \approx 1,0 \text{ kgO}_2/\text{dia}$
- h) Considerando aeração com bolhas grossas que atravessarão o leito filtrante, então:

N_o = capacidade de transferência de oxigênio do sistema de aeração, nas condições de teste (água limpa)

N = capacidade de transferência de oxigênio do sistema de aeração, nas condições de campo

$$N = N_o \cdot \lambda$$

λ = coeficiente de correção para as condições de campo

$$\lambda = \alpha \frac{\beta \cdot (C_{sw} - C_L) \cdot 1,02^{(T-20)}}{9,17}$$

C_{sw} = concentração de saturação de O_2 a $20^\circ\text{C} = 9,2 \text{ mg/L}$

C_L = concentração de O_2 desejada no reator = $1,5 \text{ mg/L}$

T = temperatura no tanque reator = 20°C

β = fator de correção salinidade / tensão superficial = $0,95$

α = relação KLa (esgoto) / KLa (água) = $0,70$

$$\lambda = 0,7 \times \frac{0,95 \cdot (9,2 - 1,5) \cdot 1,024^{(20-20)}}{9,17} = 0,56$$

- i) Eficiência na transferência de oxigênio dissolvido pelos difusores (η_o) = 15% (informado pelo fabricante)
- j) Eficiência global na transferência de oxigênio, em campo (η): $\eta = \eta_o \times \lambda = 0,15 \times 0,56 = 8,4\%$

k) Necessidade de introdução de oxigênio

$$= \frac{1,0 \text{ kgO}_2/\text{dia}}{0,084} \approx 12 \text{ kgO}_2/\text{dia} = 0,5 \text{ kgO}_2/\text{hora}$$

l) Necessidade de introdução de ar = 2,2 kg ar/hora no sistema

Dimensionamento do decantador secundário:

Para decantadores convencionais instalados a jusante dos FBAS, o parâmetro-chave de dimensionamento é a taxa de aplicação hidráulica ou taxa de escoamento superficial (q_A). Adotando $q_A = 24 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ para $Q_{\text{média}}$ e $q_A = 40 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ para $Q_{\text{máxima horária}}$, tem-se que:

m) Área requerida = $(1,2 \times 2,5 \times 0,37 \text{ m}^3/\text{hora} \times 24 \text{ horas}/\text{dia}) / (40 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}) \approx 0,7 \text{ m}^2$

n) Dimensões do decantador = 1,2 m x 0,6 m

o) Área corrigida = $1,2 \times 0,6 = 0,7 \text{ m}^2$

p) Altura útil = 1,2 m (contíguo ao FBAS – ver desenho esquemático da Figura 5.25)

q) Verificação da taxa de escoamento superficial para $Q_{\text{média}}$:

$$q_A = (0,37 \text{ m}^3/\text{hora} \times 24 \text{ horas}/\text{dia}) / 0,7 \text{ m}^2 = 12,3 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$$

r) Verificação da taxa de escoamento superficial para $Q_{\text{máxima horária}}$:

$$q_A = (1,2 \times 2,5 \times 0,37 \text{ m}^3/\text{hora} \times 24 \text{ horas}/\text{dia}) / 0,7 \text{ m}^2 = 37 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$$

Dimensionamento da filtração terciária em leito de areia:

Considerando uma geometria circular para o filtro e uma taxa de aplicação superficial de $8 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$, tem-se que:

$$s) \text{ Área requerida} = \frac{0,37 \times 24}{8,0} = 1,1 \text{ m}^2$$

t) Diâmetro = 1,2 m

u) A altura da camada filtrante deverá ser de 70 cm.

Desinfecção:

A etapa de aplicação de cloro pode ser realizada em uma caixa de passagem, desde que se garanta que a pastilha de hipoclorito de sódio fique em contato com o efluente tratado por, pelo menos, 30 minutos.

Reservação:

a) Volume mínimo requerido para o tanque de desinfecção = $0,37 \text{ m}^3/\text{hora} / 0,5 \text{ hora} = 740 \text{ Litros}$ → Pode ser utilizada uma caixa d'água de volume igual a 1.000 Litros

b) Volume do reservatório inferior de águas cinza tratadas → Esse reservatório receberá o efluente do tratamento das águas cinza. Para o seu dimensionamento, adotou-se como volume útil 60% ou três quintos do volume total necessário para abastecer a unidade sanitária durante 2(dois) dias consecutivos. Deve ser previsto um conjunto motor-bomba para bombeamento dessa água ao reservatório de água para reúso (RIAC).

c) Volume total de reservação = $Q(\text{Litros/dia}) \times 2(\text{dias})$

$$\text{Volume total de reservação} = 2.219 \times 2 \approx 4.450 \text{ Litros}$$

$$\text{Volume total de reservação} = 3/5 \times 4.450 \text{ Litros} = 2.670 \text{ Litros}$$

d) Volume do reservatório superior de águas cinza tratadas: para o dimensionamento, foi adotado como volume útil 40% ou dois quintos do volume total necessário para abastecer a unidade sanitária durante 2(dois) dias consecutivos.

e) Volume do reservatório superior = $Q(\text{Litros/dia}) \times 2(\text{dias})$

$$\text{Volume do reservatório superior} = 2/5 \times 4.450 \text{ Litros} = 1.780 \text{ Litros}$$

5.7.4 Pré-Dimensionamento de RBS para o tratamento de águas cinza claras

Dados:

- Empreendimento = Uma torre residencial com 28 pavimentos, quatro apartamentos por andar e quatro habitantes por apartamento
- População atendida = 448 habitantes
- Produção *per capita* de águas cinza claras = 80 L/hab.dia
- $Q_{\text{média}} = 35,8 \text{ m}^3/\text{dia}$
- $Q_{\text{média}} = 2,0 \text{ m}^3/\text{hora}$ (considerando 18 horas de produção de águas cinza por dia)
- Concentração de DQO = 400 mg/L
- Concentração de DBO = 180 mg/L
- Concentração de SST = 250 mg/L
- Carga de DBO = 6,4 kg DBO/dia
- Temperatura do esgoto = 20 °C
- Serão construídos 2 RBS

Dimensionamento do RBS:

a) Cálculo do Volume ocupado pelo lodo biológico:

- Fator de carga = 0,08 kg DBO/kgSST.dia (valor assumido pelo projetista)
- Massa de lodo biológico requerido no sistema =

$$\text{Massa} = \frac{\text{Carga de DBO}}{\text{Fator de carga}} = \frac{6,4}{0,08} = 80 \text{ kg SSTA}$$

- Concentração do lodo sedimentado = 5,0 kgSSTA/m³ (valor assumido pelo projetista)
 - Volume ocupado pelo lodo biológico = $\frac{80}{5} = 16 \text{ m}^3 / 2 \text{ RBS} = 8,0 \text{ m}^3$
- b) Definição dos tempos do ciclo de tratamento (valores assumidos pelo projetista):
- Alimentação com aeração = 30 minutos (adotado para evitar a toxicidade advinda do uso de surfactantes aniônicos)
 - Reação (aeração) = 150 minutos
 - Sedimentação = 30 minutos
 - Descarte do efluente tratado = 30 minutos
 - Tempo total do ciclo = 240 minutos = 4 horas
- c) Cálculos das dimensões do RBS:
- Situação mais desfavorável – alimentação do tanque durante 30 minutos com a vazão máxima horária.
 - Volume ocupado pelo esgoto (V_{esg}) = 0,5 hora x (1,8 x 2,0 m³/hora) = 1,8 m³
 - Volume útil de um RBS = 8,0 + 1,8 = 9,8 m³
 - Altura útil = 2,0 m
 - Borda Livre = 0,8 m (valor acima do convencional, pois visa evitar o carregamento de sólidos pela eventual espuma)
 - Área Requerida = 9,8 m³ / 2,0 m = 4,9 m²
 - RBS quadrado com 2,3 x 2,3 m
 - Volume útil corrigido = 10,6 m³
- d) Verificações:
- Concentração de Sólidos em Suspensão Totais (SSTA):
SSTA = 80 kg SSTA / (2 RBS x 10,6m³) = 3,8 kg SSTA/m³
 - Produção de excesso de lodo biológico:
 $\Delta X = 0,6 \text{ kgSS/kgDBO}_{\text{aplicada}} \cdot \text{tem-se:}$
 $\Delta X = 0,6 \times 6,4 = 3,8 \text{ kgSST/dia}$
Para lodo com 5,0 kgSST/m³:
 $Q_{\text{lodo}} \text{ de excesso} = 3,8 \text{ kgSST/dia} / 5,0 \text{ kgSST/m}^3 = 0,8 \text{ m}^3/\text{dia}$
 - Idade do lodo resultante = 80 kg SSTA / 3,8 kg SST/dia = 21 dias (valor típico dos processos de aeração prolongada, garantindo que o lodo descartado sai estabilizado e pronto para a secagem).

e) Dimensionamento do sistema de aeração:

- O sistema de aeração utilizado será por ar difuso, com soprador de ar tipo *Roots* e difusores de bolha fina de membrana de EPDM. Tratando-se de um sistema de tratamento de águas cinza, não há demanda de oxigênio para nitrificação.
- Demanda de O_2 para estabilização da matéria orgânica = $1,6 \text{ kgO}_2 / \text{kg DBO}_{\text{aplicada}}$
- Demanda de $O_2 = 1,6 \times 6,4 = 10,2 \text{ kg O}_2 / \text{dia}$
- N_0 = capacidade de transferência de oxigênio do sistema de aeração, nas condições de teste (água limpa)
- N = capacidade de transferência de oxigênio do sistema de aeração, nas condições de campo

$$N = N_0 \cdot \lambda$$

λ = coeficiente de correção para as condições de campo

$$\lambda = \alpha \frac{\beta \cdot (C_{sw} - C_L) \cdot 1,02^{(T-20)}}{9,17}$$

C_{sw} = concentração de saturação de O_2 a $20^\circ \text{C} = 9,2 \text{ mg/L}$

C_L = concentração de O_2 desejada no reator = $1,5 \text{ mg/L}$

T = temperatura no tanque reator = 20°C

β = fator de correção salinidade / tensão superficial = $0,95$

α = relação KLa (esgoto) / KLa (água) = $0,70$

$$\lambda = 0,7 \times \frac{0,95 \cdot (9,2 - 1,5) \cdot 1,024^{(20-20)}}{9,17} = 0,56$$

Eficiência na transferência de oxigênio dissolvido pelos difusores (η_0) = 39% (informado pelo fabricante)

Eficiência global na transferência de oxigênio, em campo (η)

$$\eta = \eta_0 \times \lambda = 0,39 \times 0,56 = 0,22$$

Portanto, tem-se:

- O_2 necessário = $10,2 \text{ kg O}_2 / \text{dia} / 0,22 = 2,0 \text{ kgO}_2 / \text{hora}$
- Considerando-se $23,2\%$ de Oxigênio no ar, tem-se: Massa de ar necessária = $2,0 \text{ kgO}_2 / \text{hora} / 0,23 = 8,8 \text{ kgO}_2 / \text{hora}$

- Considerando-se a massa específica do ar, $\rho = 1,2 \text{ kg / m}^3$, tem-se: Volume de ar necessário = $8,8 \text{ kgO}_2/\text{hora} / 1,2 \text{ kg/m}^3 = 7,3 \text{ m}^3 \text{ ar/hora}$ ou $0,12 \text{ m}^3 \text{ ar/minute}$

5.8 ASPECTOS NORMATIVOS RELACIONADOS À CONSTRUÇÃO, OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO DE ETAC

Orientações sobre a construção, a operação e a manutenção de ETAC podem ser encontradas na futura Norma Técnica Brasileira sobre fontes de água não potáveis para as edificações (ABNT, 2018). Os materiais de construção dos componentes do sistema de reúso não podem, quando em contato com a água não potável, afetar a qualidade da água. Obviamente, a seleção dos materiais e componentes deve considerar os limites de pressão e de temperatura, bem como os possíveis agentes de degradação no meio onde os sistemas serão instalados. É muito importante que seja instalado um dispositivo de medição de vazão da água de reúso produzida, recomendando-se que o mesmo seja instalado a jusante da ETAC.

A Norma da ABNT tece as seguintes considerações a respeito do armazenamento de água não potável:

- O volume total de água não potável tratada armazenada no reservatório deve ser limitado ao período máximo de dois dias de consumo, evitando-se armazenamento prolongado e possíveis alterações da qualidade da água.
- Os reservatórios de água potável e não potável devem ser separados para impedir a mistura entre as águas. As faces externas dos reservatórios devem distar no mínimo 60 cm. No caso dos reservatórios dispostos um sobre o outro, o reservatório de água não potável deve estar posicionado abaixo do reservatório de água potável.
- Deve ser previsto suprimento de água complementar no reservatório de água não potável, com qualidade que atenda aos parâmetros estabelecidos para o uso pretendido.
- Devem ser empregadas soluções que possibilitem a separação atmosférica para evitar refluxo e conseqüentemente contaminação da água não potável no sistema de água potável (Figura 5.26).
- A tubulação de água potável não pode passar por dentro do reservatório de água não potável e a tubulação de água não potável não pode passar por dentro do reservatório de água potável.
- Os reservatórios devem possuir dispositivo de extravasão e aviso, assim como dreno para limpeza, garantindo a segurança sanitária do usuário.

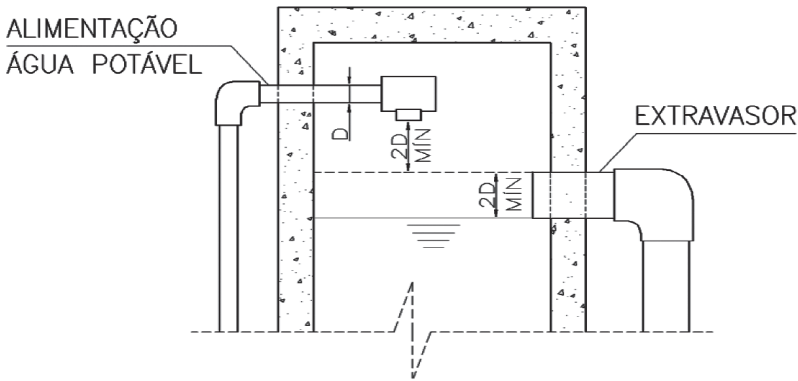


Figura 5.26 – Afastamentos mínimos para o sistema de separação atmosférica
Fonte: ABNT (2018)

Quanto ao sistema de distribuição de água não potável, a Norma Técnica da ABNT estipula o seguinte:

- O sistema predial de distribuição de água não potável deve ser totalmente independente daquele destinado ao uso da água potável.
- Recomenda-se que o sistema seja projetado considerando meios para reduzir erros de execução que possam gerar conexão cruzada.
- Recomenda-se o uso de tubulações de materiais diferentes para os sistemas potáveis e não potáveis para evitar a conexão cruzada.
- O sistema deve prever distâncias mínimas entre as tubulações de água potável, não potável e esgoto, estando a(s) mais nobre(s) acima da(s) outra(s).
- Quando enterradas, as tubulações instaladas no mesmo nível devem estar separadas por distância mínima de 30 cm na horizontal, 30 cm na vertical e 300 cm de fontes potencialmente poluidoras como fossas negras, sumidouros, valas de infiltração etc. de acordo com a NBR 5626 (ABNT, 1998).
- No caso de aplicação de água não potável em bacias sanitárias, deve-se prever ponto de alimentação de água potável próximo à bacia sanitária para eventual instalação de equipamentos que necessitem de água potável.
- As torneiras de água não potável em áreas comuns devem ter acesso restrito.
- Recomenda-se que, em uma mesma seção horizontal da edificação, a pressão estática máxima do sistema de água não potável seja inferior à do sistema de água potável.
- O sistema de água não potável deve ser identificado conforme o Plano de Comunicação estabelecido para o projeto.

A mesma Norma estabelece ainda que a execução do sistema deve ser feita sob a supervisão de um profissional habilitado e que a verificação da conformidade da execução com o estabelecido em projeto deve ser realizada, registrada e conter os dados de registro do mesmo. Os componentes do sistema que são passíveis de regulação devem ter os parâmetros de operação ajustados de forma a atender as especificações de projeto. A partida do sistema de tratamento deve ser realizada por profissional habilitado, com objetivo de garantir e evidenciar o atendimento aos requisitos de projeto. O sistema deve ser entregue em condições de uso, considerando-se que, para os subsistemas que dependem da operação do edifício, a entrega deve ocorrer somente quando forem atingidos os parâmetros de projeto. Os parâmetros de qualidade da água devem ser verificados conforme estabelecido em Norma e, nos casos de não conformidade, o teste deverá ser repetido após as medidas corretivas.

5.9 ORIENTAÇÕES GERAIS SOBRE OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO DE ETAC

As atividades de operação e manutenção devem ser executadas de acordo com o Plano de Manutenção e por diferentes categorias de profissionais, dependendo da complexidade e do grau de risco envolvido na atividade. Os parâmetros de qualidade da água não potável devem ser monitorados periodicamente nas frequências estabelecidas no Quadro 5.2, com amostra retirada na saída do reservatório de distribuição ou, na ausência deste, na saída da estação de tratamento e no ponto de consumo mais distante do reservatório. As análises dos parâmetros de frequência mensal e semestral devem ser realizadas por laboratórios reconhecidos por entidade metrológica regional ou nacional. Semestralmente deve ser realizada análise de todos os parâmetros do Quadro 5.2 por laboratório reconhecido por entidade metrológica regional ou nacional. Sendo constatada eventual contaminação da água do sistema não potável, deve-se determinar e eliminar a sua causa. Nesse caso, os sistemas devem ser submetidos a procedimento que restaure as condições de preservação da qualidade requerida da água.

Quadro 5.2 – Frequências de amostragem

Parâmetros	Edificação Unifamiliar / Individual	Frequência de amostragem Edificação Multifamiliar / Coletiva
pH	Semanal	Diária
CRL (cloro residual livre)	Semanal	Diária
Turbidez	Semanal	Semanal
Condutividade ⁽¹⁾	Mensal	Semanal
<i>E. coli</i>	Mensal	Mensal
DBO	Mensal	Mensal
Carbono Orgânico Total ⁽²⁾	Semestral	Semestral

(1) Os valores de condutividade apresentam correlação com os Sólidos Dissolvidos Totais. Uma outra opção é realizar a análise dos Sólidos Dissolvidos Totais.

(2) somente para água de rebaixamento de lençol.

Preservação da qualidade da água não potável

O reservatório de água não potável deve ser verificado e limpo a cada seis meses, no mínimo. Quando os reservatórios de água não potável forem submetidos a procedimentos de manutenção, limpeza ou desinfecção, o sistema de distribuição de água não potável deve passar por processo de limpeza e desinfecção. As tampas dos reservatórios do sistema de água não potável devem estar posicionadas e fixadas nos locais que impeçam o ingresso de corpos estranhos. Deve-se realizar verificação para assegurar a integridade do sistema conforme projetado, garantindo, entre outros, que não haja água de fontes não previstas alimentando o reservatório de água não potável e contaminação do sistema de água potável.

Manutenção do sistema predial de água não potável

As caixas de descarga para bacias sanitárias devem ser limpas semestralmente. Os meios de identificação previstos no Plano de Comunicação devem ser mantidos ao longo da vida útil da edificação. Deve-se assegurar, por meio de renovação anual da pintura das tubulações nas partes visíveis e da manutenção da sinalização, a distinção clara entre o sistema de água não potável e os demais. Os meios de restrição de acesso ao sistema e áreas técnicas devem ser verificados conforme Programa de Manutenção. As pressões atuantes em todos os trechos do sistema devem ser mantidas dentro dos intervalos esta-

belecidos em projeto e no manual de uso, operação e manutenção do sistema. A estanqueidade do sistema deve ser verificada em conformidade com os procedimentos descritos na NBR 5626 (ABNT, 1998). A existência de conexões cruzadas deve ser verificada periodicamente de acordo com o Plano de Manutenção. A manutenção do sistema de água não potável desse ser realizada em conformidade com o Plano de Manutenção elaborado de acordo com a NBR 5674 (ABNT, 2012).

Estação de Tratamento de Águas Cinza (ETAC)

Os sólidos gerados em qualquer etapa do tratamento, tais como os provenientes de gradeamento/peneiramento, espuma, gordura e lodo biológico e/ou físico químico, devem receber disposição final adequada, conforme legislação aplicável. Para a realização de manutenção ou em situações de emergência do sistema de tratamento, deve ser acionado o dispositivo de *by-pass* para intervenção. A limpeza dos reservatórios de água bruta, verificação dos dispositivos e tubulações de *by-pass* e a verificação da deterioração e oxidação dos componentes deve ser feita no mínimo a cada 6 meses.

Plano de Comunicação

Um Plano de Comunicação deve ser elaborado para informar ao usuário sobre eventuais riscos relacionados ao uso inadequado de água não potável com vistas à redução à exposição ao risco, bem como disponibilizar informações sobre os volumes de água não potável. Esse Plano deve informar e orientar o usuário quanto aos cuidados, restrições e riscos envolvidos na utilização indevida de água não potável, assim como prever medidas para evitar o uso indevido e a execução de procedimentos inadequados que impliquem em riscos à saúde. Sua composição deve contar pelo menos com a seguinte informação:

- Descrição do ciclo da água potável e não potável na edificação, de forma a informar o usuário sobre a redução do uso de água potável na edificação;
- Indicação dos pontos de utilização de água não potável;
- Atendimento aos parâmetros de qualidade referentes aos usos não potáveis existentes na edificação;
- Relatório mensal de qualidade da água não potável.

O relatório com os resultados das análises laboratoriais deve ser elaborado com periodicidade mensal. Além dos resultados, ele deve conter, no mínimo:

- a identificação do produtor de água não potável;
- o volume mensal de água não potável produzido e distribuído;
- a destinação dos sólidos gerados no tratamento, se for o caso;
- os procedimentos adotados para garantia de qualidade laboratorial e medidas de proteção da saúde dos funcionários envolvidos na produção, distribuição e utilização;
- a avaliação da qualidade da água não potável produzida e descrição de eventuais não conformidades ocorridas em relação aos limites estabelecidos e das respectivas ações corretivas adotadas.

A comunicação deve evitar expressões técnicas rebuscadas e utilizar linguagem acessível ao público não especializado. Recomenda-se utilização de ilustrações (figuras, gráficos etc.) explicativas que auxiliem o entendimento do funcionamento do sistema de fontes alternativas implantado. As informações devem ser disponibilizadas aos usuários gratuitamente e expostas em local visível e acessível em área comum da edificação. Os registros operacionais devem ser disponibilizados em meio eletrônico, sempre que solicitado pelos órgãos e autoridades competentes.

O Plano de Comunicação deve conter informações sobre os meios empregados para a identificação do sistema de água não potável, a exemplo das cores dos componentes e sinalizações, de forma a instruir o usuário a identificar o sistema e os pontos de consumo. A localização do sistema de tratamento, bem como outros componentes críticos ao sistema, deve ser informada ao usuário. O usuário deve ser informado e orientado quanto aos cuidados envolvidos na utilização de água não potável, assim como adotar medidas para evitar procedimentos inadequados que possam implicar em riscos à saúde. Todos os trechos da tubulação do sistema de água não potável, tanto aparentes quanto embutidos ou recobertos, devem ser sinalizados, ou receber pintura de cor Magenta (Notação Munsell 2.5 RP 3/10) e possuir identificação contínua informando “ÁGUA NÃO POTÁVEL”. Os pontos de utilização e de acesso ao sistema devem ser identificados com elementos de advertência, podendo conter figuras de identificação (Figura 5.27). Os locais dos equipamentos do sistema de tratamento devem ter acesso restrito e possuir identificação de forma a prevenir o mau uso e alterações indevidas do sistema.



Figura 5.27 – Sugestões de identificação gráfica para peças e pontos de utilização de água não potável

Fonte: acesso irrestrito na rede mundial de computadores (2018)

5.10. ESTUDO DE CASO

Um dos primeiros edifícios dotados da tecnologia de reúso de águas cinza está localizado na cidade de Vitória, Espírito Santo. A ocupação desse prédio, iniciada em agosto do ano de 2007, é do tipo residencial multifamiliar, constituída por 20 pavimentos, sendo: 1 térreo, 1 pavimento técnico, 2 pavimentos de garagem, 15 pavimentos de apartamentos e 1 cobertura, totalizando 8.427,03 m² de área construída. No térreo, mostrado na Figura 5.28, está localizada a entrada principal para moradores e funcionários, onde existe um jardim (121,20 m²), recepção, portaria, salão de festas, quadra de squash, copa para funcionários, além de 2 lavabos no salão de festas e 1 banheiro na portaria. No pavimento técnico está instalada a Estação de Tratamento de Águas cinza (ETAC), seguido por garagens nos dois pavimentos subsequentes.

Cada apartamento possui 174,48 m² de área construída, sendo constituídos por 4 quartos, 3 banheiros, 1 lavabo, 1 sala, área de serviço, cozinha, dependência, circulação e 3 varandas. Na cobertura, mostrada na Figura 5.28, encontra-se a área de lazer com piscina, sauna, churrasqueira, copa, 3 banheiros e academia de ginástica.

O sistema de coleta de águas residuárias da edificação foi concebido de modo a coletar as águas cinza e negras segregadas (Figura 5.1). A edificação também possui duas linhas independentes e exclusivas para o abastecimento de água: uma com água de reúso e a outra de água potável.

A água potável abastece os chuveiros, pias, máquinas de lavar roupas e tanques. As águas cinza geradas pelos usos desses aparelhos são encaminhadas à ETAC. Após o tratamento, a água de reúso é encaminhada para abastecer as descargas das bacias sanitárias, para lavagem de pisos e rega de jardim. Nesse empreendimento, o efluente da pia da cozinha não é encaminhado separadamente à rede de coleta de esgoto, junto com o efluente das bacias sanitárias. Destaca-se que, seguindo as recomendações técnicas explicitadas neste capítulo, os reservatórios de água de reúso e de água potável são independentes, sendo que foi prevista a reversão do sistema de reúso para abastecimento com água potável, caso seja necessário.



Figura 5.28 – Entrada principal e ETAC instalada no Edifício de alto padrão, cidade de Vitória, Espírito Santo, Brasil
Fonte: acervo da Fluir Engenharia Ltda (2008)

Os efluentes provenientes dos chuveiros, lavatórios, tanques e máquinas de lavar roupas são coletados por um ramal predial especial de coleta de águas cinza e em seguida direcionados por gravidade à ETAC. Destaca-se que as águas cinza claras geradas no térreo da edificação não são encaminhadas para a ETAC, sendo, portanto, descartadas diretamente na rede pública de esgoto.

As águas cinza que convergem para a ETAC são, então, conduzidas sequencialmente pelos três compartimentos do reator anaeróbico compartimentado (RAC), em seguida para o filtro biológico aerado de leito submerso (FBAS), decantador secundário (DEC), tanque de equalização (TQE), filtro terciário (FT) e desinfecção com cloro (realizada no reservatório inferior), conforme mostra o esquema da Figura 5.29. Após o processo, as águas cinza tratadas, agora deno-

minadas de água de reúso, são armazenadas no reservatório inferior com volume igual a 14 m³, de onde são bombeadas para um reservatório superior, localizado acima da área de lazer, com volume de 9 m³, o qual alimentará as bacias sanitárias e as torneiras destinadas à limpeza da área externa e a jardinagem.

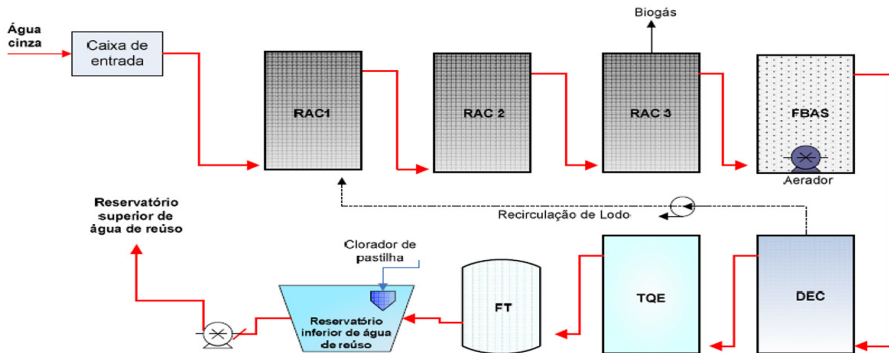


Figura 5.29 – Esquema do funcionamento da ETAC no ano de 2008

Fonte: acervo da Fluir Engenharia Ltda (2008)

A série histórica de vazões apresentada na Figura 5.30 demonstra a produção excessiva de águas cinza em comparação com a capacidade de utilização de água de reúso, ou seja, comprova-se que a edificação poderia exportar água de reúso ou utilizá-la para outras finalidades.

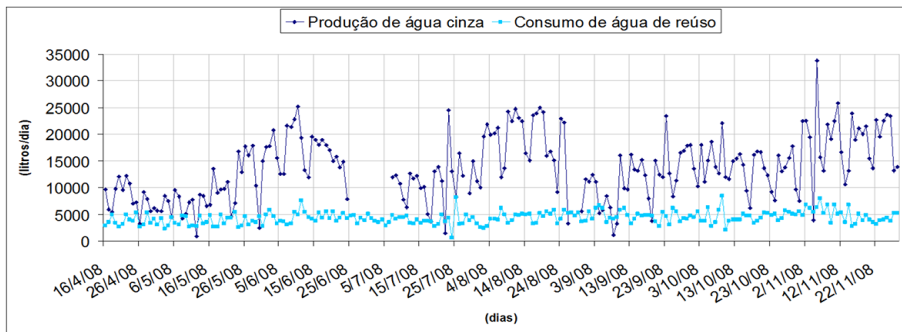


Figura 5.30 – Série histórica de produção de águas cinza e de consumo de água de reúso no Ed. Royal Blue no ano de 2008

Fonte: Pertel et al. (2009)

Observa-se no Gráfico 5.2 que, considerando o valor da média aritmética dos valores, a demanda (12 L/hab.dia) foi suprida todos os dias da semana. Pode-se constatar, ainda, que o consumo corresponde a aproximadamente 32% da ofer-

ta (91 L/hab.dia), ou seja, há um excedente de aproximadamente 68% de águas cinza que não são aproveitadas na edificação, demonstrando que somente com o reúso de águas cinza tratada pode haver uma economia ainda maior de água potável.

Cabe lembrar que a água cinza excedente, não tratada na ETAC, é desviada por sistema por meio de um *by-pass* para a rede de coleta de águas servidas do edifício, o que demandará recursos, sobretudo energia, para seu transporte e tratamento, antes do descarte no meio ambiente. No Brasil, usualmente essa água cinza tratada com qualidade de água de reúso não pode sequer ser lançada na rede de coleta de águas pluviais.

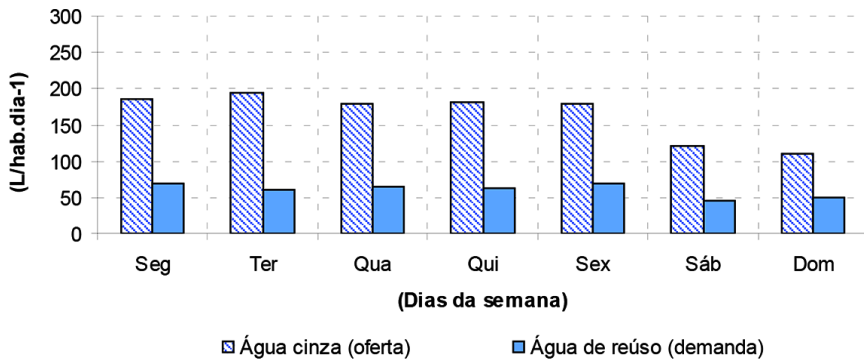


Gráfico 5.2 – Produção *per capita* de águas cinza e consumo *per capita* de água de reúso durante a semana no Ed. Royal Blue

Fonte: Pertel et al. (2009)

O Gráfico 5.3 mostra os valores das médias aritméticas do consumo *per capita* semanal de água potável (35 L/hab.dia) e de água de reúso (10 L/hab.dia) da edificação. Identificou-se uma participação de, aproximadamente, 23% do consumo de água de reúso (bacias sanitárias, limpeza da área comum e rega de área permeável) no total de água consumida na edificação. A observação dos Gráficos 5.2 e 5.3 confirma, também, uma tendência muito semelhante entre os dias da semana, que apresentam um consumo mais elevado, e os finais de semana, com um consumo relativamente menor.

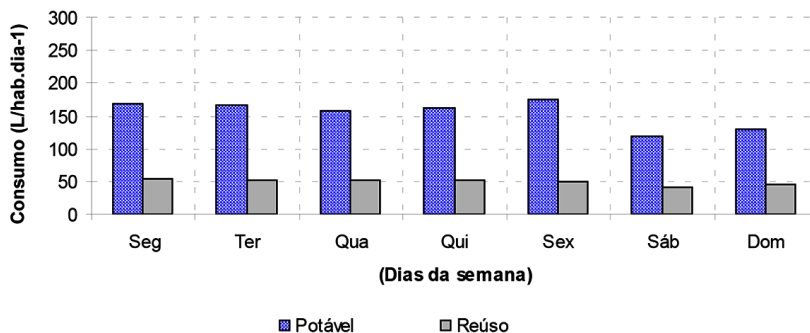


Gráfico 5.3 – Consumo *per capita* de água potável e de água de reúso durante a semana no Ed. Royal Blue

Fonte: Pertel et al. (2009)

O consumo de água de reúso e água potável (m^3 /dia) na edificação é dividido em três setores: apartamentos (bacia sanitária), área de lazer (bacias sanitárias e limpeza) e área comum (bacias sanitárias, rega de área permeável e limpeza). Essa divisão é mostrada no Gráfico 5.4.

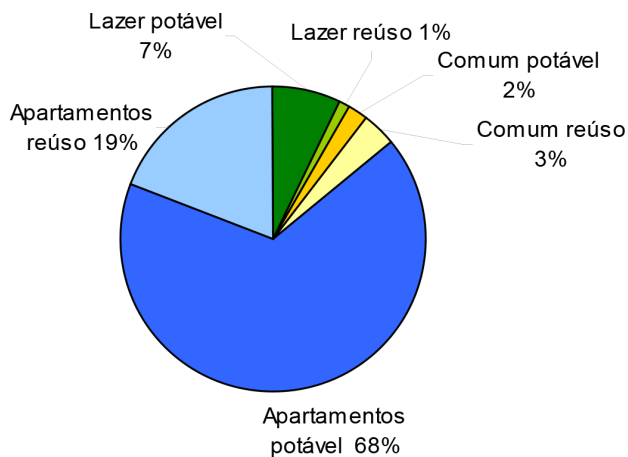


Gráfico 5.4 – Distribuição do consumo de água potável e água de reúso por setor (m^3 /dia) para a edificação dotada de reúso

Fonte: Pertel et al. (2009)

O consumo de água potável e de água de reúso (não potável) é maior para os apartamentos, correspondendo a cerca de $12 m^3$ /dia de água potável e $3,5 m^3$ /dia de água de reúso, aproximadamente. O consumo de água potável na área

de lazer também é significativo (1,3 m³/dia) e deve-se ao uso do local para realização de festas e eventos do condomínio, além da limpeza e manutenção da piscina. O consumo de água de reúso nesse setor, porém, não é significativo (cerca de 0,2 m³/dia), já que corresponde apenas ao consumo de duas bacias sanitárias e uma torneira de limpeza geral. A área comum, ao contrário da área de lazer, apresenta maior valor relativo de consumo de água de reúso: o consumo de água potável corresponde a 2% e cerca de 0,4 m³/dia, enquanto o de água de reúso é de cerca de 3%, correspondendo a aproximadamente 0,6 m³/dia; nesse setor, a água de reúso é utilizada para a rega da área permeável, realizada cerca de 5 vezes na semana, para limpeza da área comum, realizada três vezes na semana, e ainda para descarga de 3 bacias sanitárias.

5.10.1 Estudo de viabilidade econômica do reúso de água na edificação

Por serem tecnologias geradoras de economia para as edificações, as ETAC possuem um grande potencial de atratividade do investimento, ou seja, é bastante possível que haja retorno para o pagador em um curto período de tempo. As ETAC possibilitam que as edificações substituam o uso de água potável por água de reúso, o que resulta em grandes economias financeiras, especialmente devido ao contínuo aumento das tarifas de água e esgoto cobradas pelas prestadoras de serviços de saneamento. Para avaliar a viabilidade econômica de uma ETAC é necessário definir as variáveis geradoras de economia e aquelas geradoras de despesa do projeto em questão. As principais variáveis que devem ser consideradas estão apresentadas no Quadro 5.3.

Quadro 5.3 – Variáveis consideradas em projetos de ETAC e produção de água de reúso

Variáveis geradoras de economia	Variáveis geradoras de despesas
Redução do consumo de água potável	Consumo de energia elétrica da ETAC
Redução da geração de esgoto	Consumo de produtos químicos da ETAC
	Mão de obra para operação
	Depreciação dos equipamentos
	Descarte de lodo ¹
	Análises laboratoriais ²

Notas: ¹Em ETACs de vazão muito pequena, a produção de lodo é mínima e essa variável pode ser desconsiderada. ²A realização de análises laboratoriais não é obrigatória e fica a critério do cliente.

Conhecendo as variáveis que devem ser consideradas no estudo e seus respectivos valores, é possível elaborar um fluxo de caixa e aplicar ferramentas espe-

cíficas para análise de viabilidade econômica de projetos como, por exemplo, o VPL (Valor Presente Líquido), TIR (Taxa Interna de Retorno) e *Payback* descontado. Por se tratar de análise econômica que leva em consideração o valor do dinheiro no tempo, recomenda-se a aplicação da ferramenta *payback* descontado ao invés do simples. Existem outras ferramentas que podem ser aplicadas para complementar esse tipo de estudo, entretanto as citadas são tradicionalmente as mais utilizadas.

Uma análise de viabilidade econômica da ETAC do Edifício Luiz Nogueira, localizado em Vitória/ES, foi feita por Franci (2011). Utilizando dados de monitoramento diário realizado no edifício, o autor avaliou se houve retorno do investimento no período de funcionamento da ETAC e elaborou outros quatro cenários alterando variáveis. Concomitantemente, realizou-se uma análise de sensibilidade das variáveis para discutir seu impacto sobre esse tipo de investimento. Por se tratar de uma análise econômica considerando um período de 20 anos, a taxa de juros foi definida em 10% a.a, e o aumento das variáveis tarifa de água/esgoto e energia foram definidos em 4,13% e 1,725% respectivamente. O CAPEX (*capital expenditure*, investimento inicial) e OPEX (*operational expenditure*, despesas de operação) foram definidos de acordo com os dados mostrados na Tabela 5.19.

Tabela 5.19 – CAPEX e OPEX do sistema de reúso de águas cinza

CAPEX	Valor
Instalação ETAC	R\$ 55.000,00
Modificações Sistema Hidrossanitário	R\$ 25.000,00
TOTAL	R\$ 80.000,00
OPEX	Valor
Energia	R\$ 390,00
Operação/Manutenção	R\$ 375,00
Lodo	R\$ 0,00
Análise Laboratorial	R\$ 130,00
TOTAL	R\$ 895,00

Fonte: Franci (2011)

O estudo do cenário real (Gráfico 5.5) concluiu que a ETAC gerava mais despesas do que economia, portanto não houve retorno do investimento. Algumas das razões encontradas pelo autor para justificar esse resultado foram:

- Apesar de diversos estudos indicarem a possibilidade de substituição de até 30% de água potável por água de reúso em condomínios com ETACs, no Luiz

Nogueira os resultados apresentaram uma substituição de apenas 11,3%. Explica-se o baixo percentual de reúso pelo fato de diversas bacias sanitárias do condomínio estarem ligadas na rede de água potável ao invés de estarem ligadas na rede de reúso.

- Acredita-se que a ETAC tenha sido superdimensionada, aumentando consideravelmente o valor do investimento.
- A modificação do hidrossanitário não deveria ter sido considerada como CAPEX, pois não faz parte da ETAC.

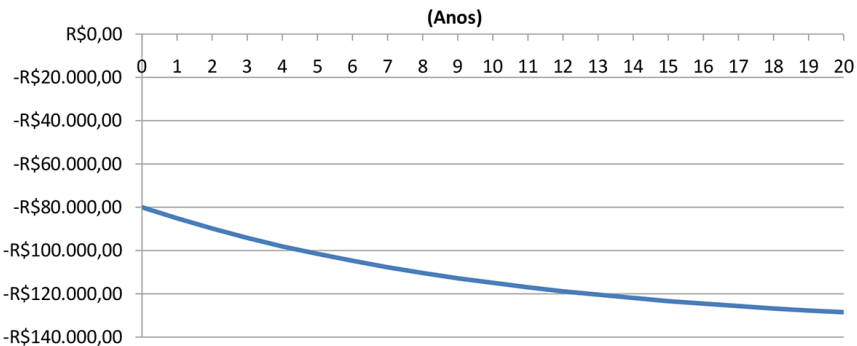


Gráfico 5.5 – Resultado dos cálculos de viabilidade econômica – cenário real
Fonte: Franci (2011)

O cenário I foi construído substituindo a variável “quantidade de água de reúso utilizada” de 11,3% para 24%. Nesse caso, apesar da ETAC gerar um fluxo de caixa positivo (Gráfico 5.6), a economia gerada não se mostrou suficiente para que houvesse retorno do investimento no período considerado no estudo.

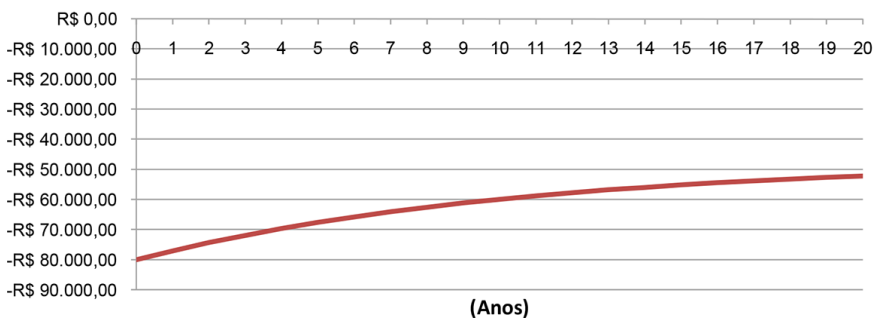


Gráfico 5.6 – Resultado dos cálculos de viabilidade econômica – cenário 01
Fonte: Franci (2011)

No cenário 2, reduziu-se a variável CAPEX, tornando o preço mais atrativo para os investidores, assim como a taxa de juros definida. Buscava-se saber se o aumento ou diminuição do valor dessa variável influenciava no tempo de amortização do investimento. Partindo de um investimento de R\$55.000,00, os resultados encontrados considerando a modificação nas taxas de juros são apresentados no Gráfico 5.7.

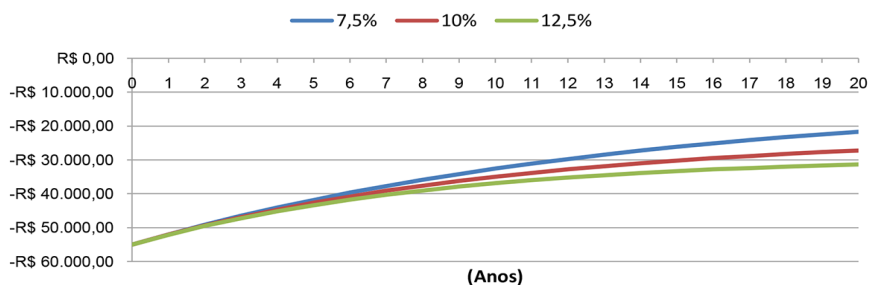


Gráfico 5.7 – Resultado dos cálculos de viabilidade econômica – cenário 02
Fonte: Franci (2011)

Observa-se que mesmo reduzindo o CAPEX em mais de 30% não houve retorno do investimento e também que quanto menores forem as taxas de juros, mais rápido o investimento será amortizado.

Então, elaborou-se um terceiro cenário que considerou as tarifas de cobrança de água e esgoto praticadas nas cidades de Vitória (Vix), Belo Horizonte (BH), São Paulo (SP) e Rio de Janeiro (RJ) para elaboração do fluxo de caixa. Registra-se que as tarifas mais baixas foram encontradas na cidade de Vitória e as mais altas, no Rio de Janeiro. Os resultados encontrados estão no Gráfico 5.8.

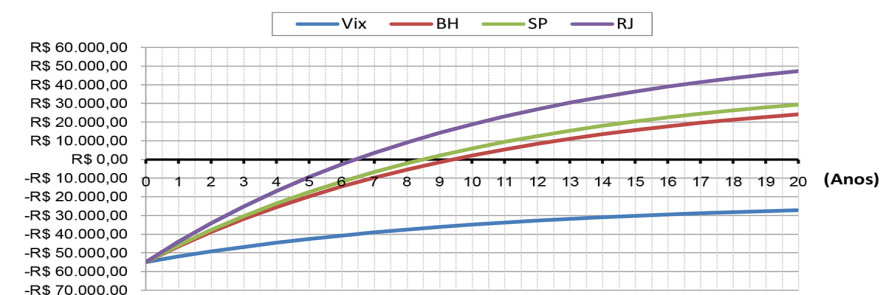


Gráfico 5.8 – Resultado dos cálculos de viabilidade econômica para dados de tarifas praticadas na região sudeste do Brasil
Fonte: Franci (2011)

Observa-se que, nas mesmas condições, a única cidade onde esse investimento não tem retorno é Vitória, devido às baixas tarifas de cobrança pelo metro cúbico de água e esgoto. Na cidade do Rio de Janeiro, onde as tarifas são mais elevadas, o *payback* nas mesmas condições ocorreu em pouco mais de seis anos.

No estudo realizado por Franci (2011), é possível concluir que a variável que causa mais impacto para a viabilidade econômica de ETAC são as tarifas de água e esgoto praticadas pelas prestadoras de serviços de saneamento. Desde a realização do estudo no ano de 2011, as tarifas de água e esgoto têm aumentando consideravelmente, principalmente devido à crise hídrica que assola o país. Além disso, o aperfeiçoamento das tecnologias para tratamento de águas cinza e o surgimento de novas empresas no setor tendem a reduzir o CAPEX para os investidores. Sendo assim, espera-se que futuramente as ETAC tornem-se tecnologias obrigatórias em todas as novas edificações, pois esse tipo de tecnologia, além de oferecer uma fonte alternativa de água não potável que colabora no combate à escassez desse insumo, também se apresenta cada vez mais como um investimento economicamente interessante por apresentar *payback* em curtos períodos de tempo.

5.11 CONTRIBUIÇÕES DA RENTED

Os principais sistemas de tratamento de águas cinza investigados no âmbito da RENTED, assim como os valores de eficiências e principais conclusões das pesquisas realizadas são mostrados na Tabela 5.19. Os detalhes de cada estudo podem ser obtidos nas publicações científicas da rede disponibilizadas no sítio: www.rented.ufc.br.

Tabela 5.19 – Sistemas de tratamento de águas cinza investigados no âmbito da RENTED (continua)

ICT	Tipo de sistema	Tipo de corrente segregada	Escala	Local	Modo suporte / Membrana ou Espécie de planta	Principais parâmetros de projeto considerados ótimos na avaliação de cada sistema (TDH, COV, cinza hidráulica, taxa de aplicação etc.)	Eficiência global de remoção encontradas	Principais considerações sobre os diversos sistemas
			Real	UFES	Fibras cor de microfiltração - 0,4µm	MBR + M, TDH: 8,9m; COV = 0,25 kg DBO/m ² .d COV = 0,39kg DBO/m ² .d COV = 0,17 kg DBO/m ² .d COV = 0,2 kg DBO/m ² .d	DBO (%) 60,3 (MBR) 65,2 (MBR) 40,2%(M6) 49,1% (M6)	<p>Remoção de BOD5 de 60,3% a 65,2% com o MBRB. Com o operador do bioreator com o TDH 8m, sendo a média de remoção de todos os parâmetros analisados de 78,2%. Com o reator operado a TDH 4m, o sistema testado apresentou média de eficiência de remoção global de 69%.</p> <p>Quando analisado a eficiência de remoção dos componentes do lixiviado de fezes, o rendimento para o MBRB apresentou eficiência de remoção global de 52,2%. Já com o MBRB, a eficiência de remoção global foi de 53,2%. Já com o TDH 4m, o MBRB apresentou eficiência de remoção global de 39,5% e a membrana de 46,8%.</p> <p>A maior parte das partículas presentes na AC apresentaram tamanho de até 20 µm (97,4%). Já o tamanho das partículas no efluente da M6, do MBRB, do concentrado e da retrolavagem, foram de até 15 µm (99,9%), 10 µm (99,9%), 9,977%, 3 967,7% e 98,2%, respectivamente.</p> <p>A permeabilidade hidráulica da membrana informada pelo fabricante com água tratada (13022 L/h.m².bar) foi pouco maior do que o resultado obtido neste estudo (126,7 L/h.m².bar).</p> <p>Após o período de assenta da diá de uso do módulo da membrana a permeabilidade hidráulica com AT e com AC reduziram, de 126,7 L/h.m².bar para 106,93 L/h.m².bar (redução equivalente a 15,6%) e de 116,02 L/h.m².bar para 99,36 L/h.m².bar (redução equivalente a 15,6%), respectivamente.</p> <p>Assim, pode-se dizer que o desempenho ocorreu principalmente devido a:</p> <p>Ø maior consumo de água de reuso acontece nas descargas das banheiras e lavatórios, devido a grande área de superfície comum (129m²) por fim a área de lazer (59).</p> <p>Ø Média per capita de produção de água cinza foi de 195,886 L/hab².dia⁻¹, enquanto a média per capita de consumo de água de reuso foi de 521,4 L/hab².dia⁻¹.</p> <p>Ø O perfil 24h pode concluir que a produção de água cinza é bastante elevada na parte da manhã, com picos nos horários de 08h às 12h e 18h às 21h.</p> <p>Ø Durante o período de 12,4 h a 24-h, a quantidade de água potável economizada devido ao consumo de água de reuso foi de 990 m³.</p>
UFES	Reator submerso com membranas de feio móvel de biolíme (MBR) + membrana de microfiltração (M6)	Águas cinza	Real	UFES	Fibras cor de microfiltração - 0,4µm	MBR + M, TDH: 8,9m; COV = 0,25 kg DBO/m ² .d COV = 0,39kg DBO/m ² .d COV = 0,17 kg DBO/m ² .d COV = 0,2 kg DBO/m ² .d	DBO (%) 60,3 (MBR) 65,2 (MBR) 40,2%(M6) 49,1% (M6)	<p>Remoção de BOD5 de 60,3% a 65,2% com o MBRB. Com o operador do bioreator com o TDH 8m, sendo a média de remoção de todos os parâmetros analisados de 78,2%. Com o reator operado a TDH 4m, o sistema testado apresentou média de eficiência de remoção global de 69%.</p> <p>Quando analisado a eficiência de remoção dos componentes do lixiviado de fezes, o rendimento para o MBRB apresentou eficiência de remoção global de 52,2%. Já com o MBRB, a eficiência de remoção global foi de 53,2%. Já com o TDH 4m, o MBRB apresentou eficiência de remoção global de 39,5% e a membrana de 46,8%.</p> <p>A maior parte das partículas presentes na AC apresentaram tamanho de até 20 µm (97,4%). Já o tamanho das partículas no efluente da M6, do MBRB, do concentrado e da retrolavagem, foram de até 15 µm (99,9%), 10 µm (99,9%), 9,977%, 3 967,7% e 98,2%, respectivamente.</p> <p>A permeabilidade hidráulica da membrana informada pelo fabricante com água tratada (13022 L/h.m².bar) foi pouco maior do que o resultado obtido neste estudo (126,7 L/h.m².bar).</p> <p>Após o período de assenta da diá de uso do módulo da membrana a permeabilidade hidráulica com AT e com AC reduziram, de 126,7 L/h.m².bar para 106,93 L/h.m².bar (redução equivalente a 15,6%) e de 116,02 L/h.m².bar para 99,36 L/h.m².bar (redução equivalente a 15,6%), respectivamente.</p> <p>Assim, pode-se dizer que o desempenho ocorreu principalmente devido a:</p> <p>Ø maior consumo de água de reuso acontece nas descargas das banheiras e lavatórios, devido a grande área de superfície comum (129m²) por fim a área de lazer (59).</p> <p>Ø Média per capita de produção de água cinza foi de 195,886 L/hab².dia⁻¹, enquanto a média per capita de consumo de água de reuso foi de 521,4 L/hab².dia⁻¹.</p> <p>Ø O perfil 24h pode concluir que a produção de água cinza é bastante elevada na parte da manhã, com picos nos horários de 08h às 12h e 18h às 21h.</p> <p>Ø Durante o período de 12,4 h a 24-h, a quantidade de água potável economizada devido ao consumo de água de reuso foi de 990 m³.</p>
UFES	RAC + FSA + DL + FT + Coração	Águas cinza	Real	UFES	Condute (FSA)	RAC: TDH = 27,2h; COV = 0,3 kg DBO/m ² .d FSA: TDH = 9,3h; COV = 0,3 kg DBO/m ² .d DL: TDH = 9,3h; COV = 0,16 kg DBO/m ² .d	89 91 -79 45 0 0	<p>Remoção de BOD5 de 60,3% a 65,2% com o MBRB. Com o operador do bioreator com o TDH 8m, sendo a média de remoção de todos os parâmetros analisados de 78,2%. Com o reator operado a TDH 4m, o sistema testado apresentou média de eficiência de remoção global de 69%.</p> <p>Quando analisado a eficiência de remoção dos componentes do lixiviado de fezes, o rendimento para o MBRB apresentou eficiência de remoção global de 52,2%. Já com o MBRB, a eficiência de remoção global foi de 53,2%. Já com o TDH 4m, o MBRB apresentou eficiência de remoção global de 39,5% e a membrana de 46,8%.</p> <p>A maior parte das partículas presentes na AC apresentaram tamanho de até 20 µm (97,4%). Já o tamanho das partículas no efluente da M6, do MBRB, do concentrado e da retrolavagem, foram de até 15 µm (99,9%), 10 µm (99,9%), 9,977%, 3 967,7% e 98,2%, respectivamente.</p> <p>A permeabilidade hidráulica da membrana informada pelo fabricante com água tratada (13022 L/h.m².bar) foi pouco maior do que o resultado obtido neste estudo (126,7 L/h.m².bar).</p> <p>Após o período de assenta da diá de uso do módulo da membrana a permeabilidade hidráulica com AT e com AC reduziram, de 126,7 L/h.m².bar para 106,93 L/h.m².bar (redução equivalente a 15,6%) e de 116,02 L/h.m².bar para 99,36 L/h.m².bar (redução equivalente a 15,6%), respectivamente.</p> <p>Assim, pode-se dizer que o desempenho ocorreu principalmente devido a:</p> <p>Ø maior consumo de água de reuso acontece nas descargas das banheiras e lavatórios, devido a grande área de superfície comum (129m²) por fim a área de lazer (59).</p> <p>Ø Média per capita de produção de água cinza foi de 195,886 L/hab².dia⁻¹, enquanto a média per capita de consumo de água de reuso foi de 521,4 L/hab².dia⁻¹.</p> <p>Ø O perfil 24h pode concluir que a produção de água cinza é bastante elevada na parte da manhã, com picos nos horários de 08h às 12h e 18h às 21h.</p> <p>Ø Durante o período de 12,4 h a 24-h, a quantidade de água potável economizada devido ao consumo de água de reuso foi de 990 m³.</p>

Tabela 5.19 – Sistemas de tratamento de águas cinza investigados no âmbito da REINTEED (conclusão)

ICT	Tipo de sistema	Tipo de corrente segregada	Escala	Local	Meio, suporte / Membrana ou Espécie de planta	Principais parâmetros de projeto considerados ótimos na avaliação de cada sistema (TDH, COV, carga hidráulica, taxa de aplicação etc.)	Eficiências globais de remoção encontradas						Principais conclusões ou observações importantes			
							DBO2 (%)	DOO (%)	N-NH4+ (%)	NTK (%)	NT (%)	PT (%)		SO ₄ ²⁻ (%)	Outra (%)	C Ter (log)
UFMS	Câmara de Evaporatranspiração e tratamento - CETOT	Águas cinza	Piloto	UFMS	Preenchimento de 40 cm de Brita 4, 30 cm de Brita 2 e 30 cm de Cascalho (Cascalho horizontal de baixo para cima), e ainda há uma camada (vertical) de 25 cm na saída preenchida com esória de alto forno; foram plantadas 16 mudas de cada espécie de planta x 16 mudas de cada espécie de planta x 16 mudas de cada espécie de planta	Cheia: TDH = 5 dias, COV = 0,048 kg.DOO/m ³ , carga hidráulica = 0,15 m ³ /m ² .dia, taxa de aplicação = 0,048 kg.DOO/m ² .dia	50							-122		Houve acumulação de poluentes dentro dos sistemas.
UFMS	Wetland construído de fluxo horizontal subsuperficial - CW-FHSS	Águas cinza	Piloto	UFMS	Preenchimento com pedrisco; Foram plantadas 16 mudas de Cavalinha (Equisetum giganteum)	Wetland: TDH = 3 dias, COV = 0,070 kg.DOO/m ³ , carga hidráulica = 0,29 m ³ /m ² .dia, taxa de aplicação = 0,035 kg.DOO/m ² .dia	56	52						-15		
UFMS	Reator Fotoquímico Solar (RFS) - fotólise direta	Águas cinza	Piloto	UFMS	-	RFS: TDH = 0,5 minutos, COV = 498,4 kg.DOO/m ³ , carga hidráulica = 2880 m ³ /m ² .dia, taxa de aplicação = 1418 kg.DOO/m ² .dia	15									O valor da DOO de entrada foi de 340 mg/L e de surfactante aniónico foi de 28,2 mg MBAS/L.
UFMS	Reator Fotoquímico Solar (RFS) - fotólise + adicional no início do processo	Águas cinza	Piloto	UFMS	-	RFS: TDH 0,5 minutos; COV 408,4 kg.DOO/m ³ , carga hidráulica 2880 m ³ /m ² .dia, taxa de aplicação 1418 kg.DOO/m ² .dia	26									O valor da DOO de entrada foi de 340 mg/L e de surfactante aniónico foi de 28,2 mg MBAS/L.

BIBLIOGRAFIA

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 9649*: Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1986.

_____. *NBR 13969*: Tanques sépticos – Unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos – Projeto, construção e operação. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1997.

_____. *NBR 5626*: Instalação predial de água fria. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1998.

_____. *NBR 8160*: Sistemas prediais de esgoto sanitário – projeto e execução. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1999.

_____. *NBR 12.209: Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2011.

_____. *NBR 5674*: Manutenção de edificações – Procedimento. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2012.

_____. (no prelo) *Uso de Fontes Alternativas de Água Não Potável em Edificações*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2018.

_____. (no prelo) *Conservação de águas em edificações – diretrizes e procedimentos*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2018.

AGUIAR, K. C. *Comparação dos potenciais de conservação de água com a prática do reúso de águas cinza e com a coleta segregada da urina humana em uma edificação residencial multifamiliar*. 2010. 129 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2010.

ALVES, W. C.; KIPERSTOK, A.; ZANELLA, L.; PHILLIPI, L. S.; DOS SANTOS, M. F. L.; VALENTINA, R. S. D.; OLIVEIRA, L. V.; GONÇALVES, R. F. *tecnologias de conservação em sistemas prediais*. In: GONÇALVES, R. F (Org.). *Uso racional de água e energia: Conservação de água e energia em sistemas prediais e públicos de abastecimento de água*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2009.

ANTONOPOULOU, G.; KIRKOU, A.; STASINAKIS, A. S. Quantitative and qualitative greywater characterization in Greek households and investigation of their treatment using physicochemical methods. *Science of the Total Environment*, v. 454-455, p. 426-432, 2013.

ARDEN, S.; MA, X. Constructed wetlands for greywater recycle and reuse: A review. *Science of The Total Environment*, v. 630, p. 587-599, 2018.

ASANO, T.; MAEDA, M.; TAKAKI, M. Wastewater reclamation and reuse in Japan: overview and implementation examples. *Water Science and Technology*, v. 34, n. 11, p. 219-226, 1996.

ASANO, T.; BURTON, F. L.; LEVERENZ, H. L.; TSUCHIHASHI, R.; TCHOBANOGLOUS, G. *Water reuse: Issues, Technologies and Applications*. New York: Metcalf and Eddy Inc., 2007.

ASSAYED, A.; CHENOWETH, J.; PEDLEY, S. Assessing the efficiency of an innovative method for onsite greywater treatment: Drawer compacted sand filter – A case study in Jordan. *Ecological Engineering*, v. 81, p. 525-533, 2015.

ATANASOVA, N.; MONTSERRAT, D.; COMAS, J.; POCH, M.; RODRIGUEZ-RODA, I.; BUTTIGLIERI, G. Optimized MBR for greywater reuse systems in hotel facilities. *Journal of Environmental Management*, v. 193, p. 503-511, 2017.

BANI-MELHEM, K.; SMITH, E. Grey water treatment by a continuous process of an electrocoagulation unit and a submerged membrane bioreactor system. *Chemical Engineering Journal*, v. 198-199, p. 201-210, 2012.

BARIŞÇI, S.; TURKAY, O. Domestic greywater treatment by electrocoagulation using hybrielectrode combinations. *Journal of Water Process Engineering*, v. 10, p. 56-66, 2016.

BELER-BAYKAL, B. Cite as stream segregation in household use: A review of grey water as an alternative source of water and yellow water as an alternative source of fertilizers. *Water Quality, Exposure and Health*, v. 7, n. 1, p. 27-37, 2015.

BRASIL. *Lei Nº 11.445*, de 5 de janeiro de 2007. Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico; altera as Leis Nºs 6.766, de 19 de dezembro de 1979, 8.036 de 11 de maio de 1990, 8.666, de 21 de junho de 1993, 8.987, de 13 de fevereiro de 1995; revoga a Lei nº 6.528, de 11 de maio de 1978; e dá outras providências. Presidência da República, Brasília, 2007.

CHANG, Y. *Greywater treatment within semi-centralised supply and treatment systems by the example of the People's Republic of China*. 2010. 193p. Dissertação. Institute IWAR, Technical University of Darmstadt, 2010.

CHERNICHARO, C. A. L. *Reatores Anaeróbios*. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental; Universidade Federal de Minas Gerais, 2007.

CHIN, W.H.; RODDICK, F.A.; HARRIS, J.L. Greywater treatment by UVC/H₂O₂. *Water Research*, v. 43, p. 3940-3947, 2009.

CHRISPIM, M. C. *Avaliação de um sistema de tratamento de águas cinza em edificação de campus universitário*. 2014. 146 p. Dissertação (Mestrado em Saúde Pública) – Escola de Saúde Pública, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.

CREDER, H. *Instalações Hidráulicas e Sanitárias*. Rio de Janeiro, 2006.

DALLAS, S.; SCHEFFE, B.; HO, G. Reedbeds for greywater treatment – case study in Santa Elena-Monteverde, Costa Rica, Central America. *Ecological Engineering*, v. 23, n. 1, p. 55-61, 2004.

DE GISI, S.; CASELLA, P.; NOTARNICOLA, M.; FARINA, R. Grey water in buildings: a mini-review of guidelines, technologies and case studies. *Journal of Civil Engineering and Environmental Systems*, v. 33, p. 35-54, 2016.

DO COUTO, E. A.; CALIJURI, M. L.; ASSEMAN, P. P.; SANTIAGO, A. F.; LOPES, L. S. Greywater treatment in airports using anaerobic filter followed by UV disinfection: an efficient and low cost alternative. *Journal of Cleaner Production*, v. 106, p. 372-379, 2015.

ERNST, M.; SPERLICH, A.; ZHENG, X.; GAN, Y.; HU, J.; ZHAO, X.; WANG, J.; JEKEL, M. An integrated wastewater treatment and reuse concept for the Olympic Park 2008, Beijing. *Desalination*, v. 202, n. 1-3, p. 293-301, 2007.

ESLAMI, H.; EHRAMPOUSH, M. H.; FALAHZADEH, H.; HEMATABADI, P. T.; KHOSRAVI, R.; DALVAND, A.; ESMAEILI, A.; TAGHAVI, M.; EBRAHIMI, A. A. Biodegradation and nutrients removal from greywater by an integrated fixed-film activated sludge (IFAS) in different organic loadings rates. *AMB Express*, v. 8, n. 3, p. 1-8, 2018.

FARDIN, P. P. *Hierarquização de ações de engenharia para o gerenciamento de excretas ou de esgoto doméstico em áreas rurais*. 2016. 98p. Dissertação (Mestrado

em Engenharia e Desenvolvimento Sustentável) – Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2016.

FEITOSA, A. P. *Avaliação de sistema de tratamento da água cinza e reúso da água no semiárido brasileiro*. 2016. 95 p. Tese (Doutorado em Manejo de Solo e Água) – Universidade Federal Rural do Semi-Árido, Mossoró, 2016.

FOUNTOULAKIS, M. S.; MARKAKIS, N.; MANIOS, P. T. Single house on-site grey water treatment using a submerged membrane bioreactor for toilet flushing. *Science of The Total Environment*, v. 551-552, p. 706-711, 2016.

FRANCI, T. K. *Avaliação da viabilidade econômica de um sistema de reúso de água cinza em uma edificação residencial multifamiliar de alto padrão*. 2011. 98p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Administração de Empresas) – Curso de Administração, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2011.

FRIEDLER, E.; YARDENI, A.; GILBOA, Y.; ALFIYA, Y. Disinfection of greywater effluent and regrowth potential of selected bacteria. *Water Science and Technology*, v. 63, n. 5, p. 931-940, 2011.

GASSIE, L. W.; ENGLEHARDT, J. D. Advanced oxidation and disinfection processes for onsite net-zero greywater reuse: A review. *Water Research*, v. 125, p. 384-399, 2017.

GHUNMI, L. A.; ZEEMAN, G.; FAYYAD, M.; VAN LIER, J. B. Grey water treatment systems: A Review. *Critical Reviews in Environmental Science and Technology*, v. 41, n.7, p. 657-698, 2011.

GONÇALVES, R. F.; JORDÃO, E. P.; JANUZZI, G. Introdução. In: GONÇALVES, R. F (Org.). *Uso racional de água e energia: Conservação de água e energia em sistemas prediais e públicos de abastecimento de água*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2009.

GONÇALVES, R. F.; SIMÕES, G. M. S.; WANKE, R. Reúso de águas cinza em edificações urbanas – estudo de caso em Vitória (ES) e Macaé (RJ). *REVISTA AIDIS de Ingeniería y Ciencias Ambientales: Investigación, desarrollo y práctica*, v. 3, n.1, p. 120-131, 2010.

GRAUWASSERNUTZUNG. *Produced by iWater Wassertechnik*. Disponível em: <http://www.ewuaqua.de/fileadmin/user_upload/downloads/kataloge_informationen/grauwasserbroschuere_D_GB_NL/grauwasserbroschuere.pdf>. Acesso em: 15 abr. 2018.

GROSS, A.; SHMUELI, O.; RONEN, Z.; RAVEH E. Recycled vertical flow constructed wetland (RVFCW) – a novel method of recycling greywater for irrigation in small communities and households. *Chemosphere*, v. 66, n. 5. p. 916-923, 2007.

GUILBAUD, J.; MASSÉ, A.; ANDRES, Y.; COMBE, F.; JAOUEN, P. Influence of operating conditions on direct nanofiltration of greywaters: Application to laundry water recycling aboard ships. *Resources, Conservation and Recycling*, v. 62, p. 64-70, 2012.

GUTTERER B.; SASSE L.; PANZERBIETER, T.; RECKERZÜGEL, T. *Decentralised wastewater treatment systems (DEWATS) and sanitation in developing countries: A practical guide*. Bremen: Bremen Overseas Research and Development Association (BORDA), 2009.

HUHN, L.; DEEGENER, S.; GAMISONIA, R.; WENDLAND, C. *Greywater treatment in sand and gravel filters: Low Tech Solution for Sustainable Wastewater Management*. Manual for Design, Construction, Operation and Maintenance. Utrecht: United Nations Environment Programme (UNEP), 2015.

IWA – INTERNATIONAL WATER ASSOCIATION. *Treatment Wetlands*. London, 2017.

JABORNIG, S.; FAVERO, E. Single household greywater treatment with a moving bed biofilm membrane reactor (MBBMR). *Journal of Membrane Science*, v. 446, p. 277-285, 2013.

JAMES, D. T. K.; SURENDRAN, S.; IFELEBUEGU, A. O.; GANJIAN, E.; KINUTHIA, J. Grey water reclamation for urban non-potable reuse – challenges and solutions: a review. In: THE 7TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SUSTAINABLE BUILT ENVIRONMENT, Sri Lanka, 2016.

JORDÃO, E. P.; PESSÔA, C. A. *Tratamento de esgotos domésticos*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2011.

JORDÃO, E. P.; VOLSCHAN JUNIOR, I. *Tratamento de esgotos sanitários em empreendimentos habitacionais*. Brasília: Caixa Econômica Federal, 2009.

KATUKIZA, A. Y.; RONTELTAP, M.; NIWAGABA, C. B.; KANSIIME, F.; LENS, P. N. L. Grey water treatment in urban slums by a filtration system: Optimisation of the filtration medium. *Journal of Environmental Management*, v. 146, p. 131-141, 2014.

KNUPP, A. M. *Desempenho de um sistema composto por um filtro anaeróbio e um wetland horizontal na produção de água para reúso predial a partir de água cinza clara*. 2013. 157 p. Dissertação (Mestrado em Poluição do Ar, Recursos Hídricos, Saneamento Ambiental) – Departamento de Engenharia Ambiental, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2013.

LI, F.; WICHMANN, K.; OTTERPOHL, R. Review of the technological approaches for grey water treatment and reuses. *Science of the Total Environment*, v. 407, n. 11, p. 3439-3449, 2009.

MANOUCHEHRI, M.; KARGARI, A. Water recovery from laundry wastewater by the cross flow microfiltration process: A strategy for water recycling in residential buildings. *Journal of Cleaner Production*, v. 168, p. 227-238, 2017.

NOLDE, E. Grey Water Reuse Systems for Toilet Flushing in Multi-Storey Buildings – over Ten Years Experience in Berlin. *Urban water*, v. 1, n. 4, p. 275-284, 2000.

_____. Greywater recycling systems in Germany — results, experiences and guidelines. *Water Science and Technology*, v. 51, n. 10, p. 203-210, 2005.

NOUTSOPOULOS, C.; ANDREADAKIS, A.; KOURIS, N.; CHARCHOUSI, D.; MENDRINO, P.; GALANI, A.; MANTZIARAS, I.; KOUMAKI, E. Greywater characterization and loadings – Physicochemical treatment to promote onsite reuse. *Journal of Environmental Management*, v. 216, n. 15, p. 337-346, 2018.

OH, K. S.; POH, P. E.; CHONG, M. N.; CHAN, E. S.; LAU, E. V.; SAINT, C. P. Bathroom greywater recycling using polyelectrolyte-complex bilayer membrane: Advanced study of membrane structure and treatment efficiency. *Carbohydrate Polymers*, v. 148, p. 161-170, 2016.

ORIGINAL AMBIENTAL Ltda. *Memorial de cálculo da estação de tratamento de esgoto*. Lauro de Freitas: memorial – Original Ambiental, 2014. [não publicado]

PAULO, P.; BEGOSSO, L.; PANSONATO, N.; SHRESTHA, R.R.; BONCZ, M.A. Design and configuration criteria for wetland systems treating greywater. *Water Science and Technology*, v. 60, n. 8, p. 2001-2078, 2009.

PENN, R.; SCHÜTZE, M.; ALEX, J.; FRIEDLER, E. Impacts of onsite greywater reuse on wastewater systems. *Water Science and Technology*, v. 75, n. 8, p. 1862-1872, 2017.

PERTEL, M. *Caracterização do uso da água e da energia associada à água em uma edificação residencial convencional e uma dotada de um sistema de reúso de águas cinza*. 2009. 104 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2009.

PIDOU, M.; AVERY, L.; STEPHENSON, T.; JEFFREY, P.; PARSONS, S. A.; LIU, S.; MEMON, F. A.; JEFFERSON, B. Chemical solutions for greywater recycling. *Chemosphere*, v. 71, p. 147-155, 2008.

RAMPRASAD, C.; SMITH, S. C.; FAYYAZ, A. M.; PHILIP, L. Removal of chemical and microbial contaminants from greywater using a novel constructed wetland: GROW. *Ecological Engineering*, v. 106A, p. 55-65, 2017.

REYNAUD, N.; BUCKLEY, C. A. The anaerobic baffled reactor (ABR) treating communal wastewater under mesophilic conditions: a review. *Water Science and Technology*, v. 73, n. 3, p. 463-478, 2016.

ROEFS, I.; MEULMAN, B.; VREEBURGA, J. H. G.; SPILLER, M. Centralised, decentralised or hybrid sanitation systems? Economic evaluation under urban development uncertainty and phased expansion. *Water Research*, v. 109, p. 274-286, 2017.

SAN FRANCISCO PUBLIC UTILITIES COMISSION. *San Francisco graywater design manual for outdoor irrigation*. 2017. Disponível em: <<https://sfwater.org/modules/showdocument.aspx?documentid=55>>. Acesso em: 13 de mar. 2018.

SANCHEZ, M.; RIVERO, M. J.; ORTIZ, I. Photocatalytic oxidation of grey water over titanium dioxide suspensions. *Desalination*, v. 262, p. 141-146, 2010.

SANTOS, C.; TAVEIRA-PINTO, F.; CHENG, C. Y.; LEITE, D. Development of an experimental system for greywater reuse. *Desalination*, v. 285, p. 301-305, 2012.

SANTOS, H. D. C. *Elaboração de projeto conceitual para tratamento descentralizado e aproveitamento de águas cinzas em empreendimento condominial*. 2014. 134p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental) – Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, 2014.

SARNAGLIA, S. A. A. *Desempenho de um “wetland” vertical aplicado ao tratamento do efluente de um filtro anaeróbio em uma estação de tratamento de águas cinzas claras visando o reúso não potável em edificações residenciais*. 2014. 158p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2014.

SASSE, L. *DEWATS: Decentralised Wastewater Treatment in Developing Countries*. Bremen Overseas Research and Development Association (BORDA), 1998.

SEVILLANO, M. B. *Influência do tempo de detenção hidráulica sobre o desempenho de um reator anaeróbio compartimentado tratando esgoto sanitário*. 2017. 124 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2017.

SINGH, N. K.; KAZMI, A. A.; STARKL, M. A review on full-scale decentralized wastewater treatment systems: techno-economical approach. *Water science and technology*, v. 71, n. 4, p. 468-478, 2015.

SCHOEN, M. E.; GARLAND, J. Review of pathogen treatment reductions for on-site non-potable reuse of alternative source waters. *Microbial Risk Analysis*, v. 5, p. 25-31, 2017.

SILVA, L. M. *Estudo da demanda de água não potável e desenvolvimento de um sistema de reúso de água cinza para habitações de interesse social*. 2013. 159 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2013.

ŠRÁMKOVÁ, M. V.; DIAZ-SOSA, V.; WANNER, J. Experimental verification of tertiary treatment process in achieving effluent quality required by wastewater reuse standards. *Journal of Water Process Engineering*, v. 22, p. 41-45, 2018.

TCHOBANOGLOUS, G.; BURTON, F. L. *Wastewater engineering: treatment, disposal, and reuse*. New York: McGraw-Hill, 1991.

THIRUGNANASAMBANDHAM, K.; SIVAKUMAR, V.; PRAKASH MARAN, J.; KANDASAMY, S. Chitosan based grey wastewater treatment—A statistical design approach. *Carbohydrate Polymers*, v. 99, p. 593-600, 2014.

USHIJIMA, K.; ITO, K.; ITO, R.; FUNAMIZU, N. Greywater treatment by slanted soil system. *Ecological Engineering*, v. 50, p. 62-68, 2013.

VAKIL, K. A.; SHARMA, M. K.; BHATIA, A.; KAZMI, A. A.; SARKAR, S. Characterization of greywater in an Indian middle-class household and investigation of physicochemical treatment using electrocoagulation. *Separation and Purification Technology*, v. 130, p. 160-166, 2014.

VERMA, S.; DAVEREY, A.; SHARMA, A. Slow sand filtration for water and wastewater treatment – a review. *Environmental Technology Reviews*, v. 6, n. 1, p. 47-58, 2018.

VON SPERLING, M.; SEZERINO, P.H. *Dimensionamento de wetlands construídos no Brasil*. Documento de consenso entre pesquisadores e praticantes. Florianópolis: Grupo de estudos em sistemas *wetlands* construídos aplicados ao tratamento de águas residuárias, 2018. [no prelo]

WOOD, A. Constructed wetlands in water pollution control: Fundamentals to their understanding. *Water Science and Technology*, v. 32, n. 3, p. 21-29, 1991.

ZIPF, M. S.; PINHEIRO, I. G.; CONEGERO, M. G. Simplified greywater treatment systems: Slow filters of sand and slate waste followed by granular activated carbon. *Journal of Environmental Management*, v. 176, p. 119-127, 2016.

Gerenciamento dos subprodutos sólidos do tratamento de esgotos em empreendimentos habitacionais

Neyson Martins Mendonça, Carlos Augusto de Lemos Chernicharo, Cleverson Vítório Andreoli, Lia Martins Pereira e Marco Antonio Almeida de Souza

6.1 SUBPRODUTOS SÓLIDOS EM ETE DESCENTRALIZADA¹

6.1.1 Introdução

A necessidade de se estabelecer uma abordagem descentralizada com relação à concepção dos sistemas de esgoto já vem sendo observada há algum tempo no mundo como estratégia para melhorar os índices relativos à prestação do serviço de esgotamento sanitário e, assim, ter soluções intermediárias e complementares capazes de garantir uma maior sustentabilidade sanitária e ambiental das áreas urbanas desprovidas desse serviço. Tchobanoglous (2003) afirma que no século XXI é preciso olhar com mais atenção para a importância do tratamento descentralizado, já que ele vem preencher uma lacuna decorrente das restrições geográficas e econômicas, de modo que se possa expandir o sistema de tratamento de esgoto na área urbana.

Independentemente da concepção de sistema de esgoto centralizada ou descentralizada, nas várias discussões realizadas por pesquisadores, projetistas e empresas de saneamento (públicas ou privadas), todos mostram preocupação quanto ao gerenciamento do subproduto sólido (sólidos grosseiros, areia, gordura, espuma, lodo biológico e/ou químico) resultante do tratamento de esgotos, uma vez que o tratamento e a destinação final desse subproduto, quando não planejados, podem requerer a implantação de intervenções complexas e onerosas nas áreas interna e externa à ETE.

No Brasil, os programas de pesquisa cooperativa em rede na área de saneamento, como o Programa de Saneamento Básico (PROSAB), foram pioneiros em realizar investigações pautadas em temas relativos a aperfeiçoamento e desenvolvimento de processos de tratamento do lodo, codisposição com resí-

¹ (ETED) Foi usada a sigla muitas vezes no texto do capítulo sem explicação prévia de seu significado.

duos sólidos, orientações e diretrizes técnicas sobre métodos de higienização adequados à prática agrícola, aspectos do gerenciamento de lodo de ETE e de lodo séptico, além das informações quali-quantitativas do lodo gerado em ETE e ETA quanto à disposição e tratamento consorciado, cujas referências podem ser vistas na Tabela 6.1.

Contudo, a geração do subproduto sólido em ETE descentralizada (unifamiliar ou multifamiliar) implantada, por exemplo, em empreendimento habitacional nas áreas não atendidas pelo sistema público de esgotamento sanitário, irá requerer a adoção de medidas de gerenciamento com opções de tratamento e de disposição mais seguras, para a condução de um sistema de gestão econômico e sustentável (KACPRZAK et al., 2017). Além disso, Ulrich, Reuter e Gutterer (2009) mencionam que o gerenciamento do subproduto sólido da ETE descentralizada (ETED), com vistas à redução, reciclagem e reúso, deve considerar o fator de escala de produção do subproduto sólido, podendo a princípio ser dividido em aplicações de pequena escala ($PE \leq 1.000$ hab) e de larga escala ($2.000 \text{ hab} \leq PE \leq 10.000$ hab) (Diretriz nº 91/271/CEE).

Assim, o presente capítulo apresenta uma breve descrição da problemática da produção de subprodutos sólidos em ETE descentralizada, os aspectos de caracterização dos distintos subprodutos sólidos, as etapas envolvidas no gerenciamento dos subprodutos sólidos gerados no tratamento preliminar e tratamento biológico. Ainda são contemplados os parâmetros de projeto para tratamento do lodo envolvendo etapas de estabilização, desaguamento, tratamento, higienização e reutilização agrícola ou disposição ambientalmente segura e higiênica. Por fim, traz um exemplo prático de projeto de gerenciamento de lodo em uma ETE Descentralizada, envolvendo os resultados obtidos no âmbito da Rede Nacional de Tratamento de Esgotos Descentralizados – RENTED.

Tabela 6.1– Resumo dos principais livros sobre lodo publicados no âmbito de programas de pesquisas em rede de saneamento no Brasil (1997 a 2015)

Autores	Título	Ano	Instituições	Resumo
Andreoli e Carvalho et al.	Lodos de Fossa e Tanque Séptico: Orientações para definição de alternativas	2015 Saneamento e Habitação (nº 07/2009)	FAE/UFC, UFES, UFG, UFPA, UFRN, UnB, UNICAMP	Traz as orientações para a definição de alternativas de gestão e destinação do lodo de fossa séptica.
Andreoli et al.	Lodo de Fossa Séptica	2009 PROSAB-Edital 05	FAE/SANEPAR, UFPA, EESC/USP, UFRN/LARHISA, UnB/CAESB	Tem informações sobre caracterização, tecnologias de tratamento, gerenciamento e destino final do lodo de fossa séptica.
Andreoli et al.	Alternativas de uso de resíduos do saneamento	2006 PROSAB – Edital 04	SANEPAR, UFCG, EMBRAPA (MA), UFRN	Reporta aspectos relativos aos usos de lodos de ETA e de ETE como alternativas de uso de resíduos do saneamento.
Cassini et al.	Digestão de resíduos sólidos orgânicos e aproveitamento do biogás	2003 PROSAB – Edital 03	UFES, UEPP, SANEPAR, UFMG, UFSC, UNICAMP	Descreve os aspectos teóricos e estudos envolvendo a digestão de resíduos sólidos orgânicos e aproveitamento do biogás.
Andreoli et al.	Resíduos sólidos do saneamento: processamento e disposição final	2001 PROSAB – Edital 02	SANEPAR, UEL, UFRGS, UFPB, UNISINOS, UFS-Car, UFES	Faz referência ao aproveitamento do lodo gerado em ETA e ETE, por meio da utilização de técnicas consorciadas com resíduos sólidos urbanos.
Franci et al.	Gerenciamento do Lodo de Lagoas de Estabilização não Mecanizadas	2000 PROSAB – Edital 01	CEFET/ES, EM-CAPER, PMV (ES), UFES, SANEPAR	Traz informações sobre o gerenciamento de lodo em lagoas de estabilização.
Fernandes et al.	Uso e manejo do lodo de esgotos na agricultura	1999 PROSAB – Edital 01	UEL, FINEP, CNPq, MCT, CEF	Retrata na forma de manual a orientação técnica para operadores de ETE e tomadores de decisão, incluindo aspectos da produção do lodo, assim como os métodos de higienização adequados à prática agrícola.
Fernandes e Silva	Manual prático para compostagem de biossólidos	1999 PROSAB – Edital 01	UEL, EESC/USP, UFES, SANEPAR, TECPAR	Retrata na forma de manual as diretrizes básicas para a implantação de um sistema de compostagem de biossólidos.
Reali et al.	Noções gerais de tratamento e disposição final de lodos de estações de tratamento de água	1999 PROSAB – Edital 01	EESC/USP, UFES	Apresenta as características qualitativas do lodo gerado em ETA e das técnicas e métodos aplicados no âmbito das experiências brasileiras quanto à disposição e tratamento do lodo.

Nota: As publicações mencionadas podem ser consultadas no site <http://www.finep.gov.br/apoio/in-e-financiamento-externa/historico-de-programa/prosab/produtos>.

6.1.2 Problemática da produção de subprodutos sólidos

Os principais problemas ocasionados pela ausência de gerenciamento dos subprodutos sólidos em ETED são descritos na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Tipo de subproduto sólido e os principais problemas devido à ausência de gerenciamento

Subproduto sólido	Principais problemas decorrentes
Gradeado e peneirado	Atração de insetos e roedores, além da liberação de mau odor
Areia e detritos	Formação de gases odorantes e prováveis entupimentos e/ou acúmulos nas unidades da ETED
Gordura e Escuma	Deterioração na qualidade do efluente tratado e do biossólido a ser disposto
Lodo	Risco de contaminação ao ambiente em virtude da presença de microrganismos patogênicos quando o lodo não está devidamente higienizado

6.1.3 Produção de subprodutos sólidos no tratamento preliminar

A caracterização dos subprodutos sólidos em ETED pode ser entendida como a primeira etapa da definição da rota tecnológica a ser utilizada para o manejo desses subprodutos. Em geral, o objetivo dessa caracterização abrange a obtenção de informações quali-quantitativas relacionadas a aspectos principais, tais como: i) Origem do material (sólidos grosseiros retidos no gradeamento/peneiramento, areia, gordura, espuma e lodo biológico e/ou químico); ii) Tipo de operação unitária (manual ou mecanizada) ou processo de tratamento empregado na ETE; iii) Produção do subproduto sólido na ETED (unifamiliar ou multifamiliar); iv) Característica físico-química e microbiológica.

A produção dos subprodutos sólidos na ETED normalmente é expressa em termos de massa e/ou de volume, cuja geração ocorre nas etapas de tratamento preliminar, primário e secundário (ANDREOLI et al., 2001; JORDÃO E PESSOA, 2014). De acordo com a norma NBR 12.209 (ABNT, 2011), o tratamento preliminar é o conjunto de operações e de processos unitários que visam à remoção de sólidos grosseiros, areia e matéria oleosa.

Os equipamentos normalmente utilizados para remoção de sólidos grosseiros (tais como plásticos, pedaços de papel e pano, tampas de garrafas PET ou de

creme dental, absorventes higiênicos, algodão, entre outros) são as grades, os crivos e as peneiras, que, no fluxograma de tratamento de esgoto, são responsáveis por garantir a proteção dos equipamentos a jusante do tratamento preliminar. Visam ainda evitar que a ETED tenha problemas frequentes de acúmulo de sólidos, obstrução ou abrasão pela deposição e/ou passagem desses sólidos em unidades, dispositivos, válvulas e tubulações. Quando o processo de tratamento do esgoto é feito mediante o emprego de um sistema robusto, como um tanque séptico ou uma lagoa anaeróbia, o processo clássico de tratamento preliminar pode ser dispensado. Nos sistemas hidráulico-sanitários prediais, as caixas de gordura fazem o papel de tratamento preliminar.

Conforme mencionado no Capítulo 4 do presente livro, no Brasil, a etapa de gradeamento pode ser manual ou automática, enquanto que quando a etapa de peneiramento está presente há o uso da peneira estática e das peneiras autolimpantes (vertical, rotativa de fluxo interno e externo e as de canal). A seleção da grade e/ou peneira a ser utilizada no tratamento preliminar da ETED pode ocorrer de maneira independente ou associada, porém a decisão deve ser tomada considerando, além dos aspectos financeiros, a confiabilidade operacional desejada, a segurança do operador e a produção de lodo esperada para essa etapa, subsidiadas por uma investigação local em outras ETED.

A estimativa da produção desse subproduto no tratamento preliminar pode ser realizada mediante o uso da Equação 6.1 e considerando-se o volume de material grosseiro reportado no Capítulo 4.

$$P_{SSG} = X_{SSG} \cdot Q_{méd} \cdot FS \quad (\text{Eq. 6.1})$$

Onde:

P_{SSG} : produção de sólido grosseiro

X_{SSG} : volume de sólido grosseiro por m^3 de esgoto

$Q_{méd}$: vazão média de esgoto tratado

FS: fator de segurança

A produção dos sólidos grosseiros em ETED requer por parte do engenheiro responsável pelo projeto e/ou operação o uso de critérios de redundância, para que grades e peneiras possam suportar as oscilações de vazão comuns nesse sistema, além do possível fato de haver carga excessiva de sólidos grosseiros decorrente da má educação sanitária de usuários.

Assim, é preciso atentar para os fatores intervenientes que estão contribuindo para o desvio do desempenho previsto em projeto com os dados medidos em campo, entre os quais destacam-se:

- tipo de instalação (vertical ou inclinada)
- tipo de limpeza (manual ou automática)
- capacidade hidráulica e velocidade
- características físicas (forma da seção das barras, espaçamento entre as barras, perfil utilizado no peneiramento)
- frequência de limpeza (acúmulo de sólidos grosseiros)
- associação de unidades (grades em série ou grade/peneira) que impactam na produção dos sólidos grosseiros

O outro subproduto denominado “areia” também deve sofrer remoção no tratamento preliminar, tendo-se em vista o seu potencial abrasivo e de formação de depósitos nas instalações e unidades da ETED. Tal subproduto é predominantemente de origem inorgânica e, via de regra, é constituído por areia, cinzas, pontas de cigarro, pedaços de metal e outros materiais sólidos cuja massa específica é maior do que a dos sólidos orgânicos biodegradáveis presentes no esgoto sanitário (WEF,1994).

Na ausência de sua caracterização no esgoto bruto, a produção da areia pode ser calculada coma aplicação da Equação 6.2, a partir do intervalo de valores da produção constantes também no Capítulo 4.

$$P_{SSG} = X_D \cdot Q_{méd} \cdot FS \quad (\text{Eq. 6.2})$$

Onde:

P_{SSG} : produção de areia

X_D : volume de areia por m^3 de esgoto

$Q_{méd}$: vazão média de esgoto tratado

FS: fator de segurança

No Brasil, a norma NBR 12.209 (ABNT, 2011) reporta que a remoção desse subproduto sólido deve levar em consideração as partículas de areia com diâmetro equivalente (ϕ) maior ou igual a 0,2 mm e massa específica de aproximadamente $2,65 \text{ g/cm}^3$. A remoção acontece em unidades que recebem a denominação de caixa de areia ou desarenadores, as quais podem ser classificadas quanto à limpeza basicamente em dois modelos principais: i) Limpeza manual

(desarenador tipo canal de câmara dupla) e ii) Limpeza mecanizada (aerada, desarenador com raspador de acionamento central, parafuso, *air lift* etc.)

Os desarenadores podem, em certos casos, ter seu desempenho de remoção limitado. Isso acontece quando o esgoto bruto transporta partículas com distribuição granulométrica inferior ao valor de referência estabelecido por norma e não se teve a devida caracterização desse subproduto (PRADO; CAMPOS, 2008). Portanto, tal fato deve ser entendido como um desafio constante aos engenheiros, e sua consideração é necessária para o progresso da concepção e da operação dos desarenadores.

Um caso de constatação desse fato foi reportado por Kamiyama, Rocha e Ferreira (1988) durante a partida da ETED do conjunto residencial Jardim Humaitá, em São Vicente (SP), que atendia cerca de 19.000 habitantes, e na qual se previu um desarenador tipo canal de câmara dupla para remover areia com ϕ de até 0,2 mm. O resultado desse trabalho foi que a taxa média medida em campo, de 150 L/1.000m³ de esgoto tratado, excedeu em duas vezes o valor previsto no projeto (75,0 L/1.000m³ de esgoto tratado).

Outro problema bastante comum, principalmente em pequenos sistemas, são as dimensões bastante reduzidas nas caixas de areia prismáticas retangulares (tipo canal), muitas vezes comprometendo inclusive a etapa de limpeza manual. Tal dificuldade requer soluções de engenharia que ainda não estão prontamente disponíveis no mercado, com comprovada eficiência.

Os valores de produção de sólidos grosseiros e de areia citados no Capítulo 4 referem-se a dados obtidos em SES convencionais, usualmente com maior entrada de areia ao longo da maior extensão de rede, assim como diminuição do tamanho de partículas sólidas nas várias estações elevatórias. Dessa maneira, recomenda-se ao leitor que essas informações sejam utilizadas com precaução ao serem estimadas as quantidades reais de armazenamento, manuseio e descarte dos sólidos grosseiros e da areia, razão pela qual sugere-se realizar campanha de caracterização desse material numa ETED em operação para se obter resultados mais próximos da realidade. Com relação ao fator de segurança (FS) nas Equações 6.1 e 6.2, tal valor (1,2 a 1,3, por exemplo) é atribuído quando há grande incerteza relativa à geração e à característica desse subproduto sólido na etapa do tratamento preliminar.

6.1.4 Principais reaproveitamentos e destinos finais dos subprodutos sólidos do tratamento preliminar

O gerenciamento de “peneirados” (ou “gradeados”, ou sólidos grosseiros) deve obedecer aos seguintes princípios gerais:

- (1) Retirada no mínimo diária desse material do local de sua produção, para evitar mau cheiro e atração de vetores de doenças, como roedores, pernilongos e mosquitos;
- (2) Transporte “especial” desse material ao local de destinação final, com os cuidados necessários para evitar possíveis contaminações;
- (3) Disposição desse material em aterro sanitário adequado. Por ser um material de origem diversificada, com diferentes texturas, não há indicação na literatura de seu aproveitamento.

É importante notar que no caso da maioria dos tanques sépticos e de pequenos sistemas de tratamento de esgotos dispensam-se grades e peneiras, sendo esse material incorporado ao lodo dos tanques sépticos.

Com relação ao gerenciamento de detritos (“areias”), pode-se afirmar que, em ETEs, elas são separadas e transportadas para aterros sanitários. Há registro de que as “areias” provenientes de algumas ETEs sejam aproveitadas, mediante sua lavagem e posterior utilização na construção civil, ou mesmo enterradas na própria área da ETE. No caso de tanques sépticos, as “areias” se misturam com o lodo e são retiradas por aspiração junto com esses lodos. É interessante notar também que, devido ao mau funcionamento dos desarenadores, quando se utilizam reatores anaeróbios, como os reatores UASB, a areia que passa torna-se parte do lodo acumulado nesses reatores e sofre o mesmo manejo dado aos lodos sépticos.

Borges et al. (2016) realizaram um estudo na cidade de São Carlos (SP) sobre a utilização da areia removida do desarenador da ETE Monjolinho para produção de agregado para argamassa e concreto como material alternativo à areia comercial (material de referência) a ser aplicado para o setor da construção civil. Os resultados desse estudo permitiram constatar que a areia residual tem elevada porcentagem de sólidos totais fixos ($\approx 96,1\%$), teor de umidade ($\approx 17,3\%$) e densidade expressiva de *E. coli* (média de $5,22 \times 10^5$ NMP/100 mL). Quando submetida a procedimento de secagem e limpeza (drenagem/evaporação do líquido, peneiramento e lavagem com hipoclorito de sódio –NaOCl, 12%), essa

areia pode ter a densidade de *E. coli* removida em cerca de 5 log, podendo-se considerá-la higienizada. Além disso, os ensaios de lixiviação e solubilização conduzidos sobre a areia residual limpa classificam esse material como resíduo Classe II-A, não perigoso não inerte, e os ensaios de resistência e determinação de absorção de água realizados em corpos de prova indicaram, na comparação da areia residual com material de referência, ser possível utilizar até 70% de areia residual como agregado miúdo em argamassas de cimento e cal e concreto magro (não estrutural).

No futuro, pode-se afirmar que o gerenciamento dos detritos de areias será absorvido pelo setor da construção civil, em razão do aumento de custo para transportar e dispor esse subproduto sólido devido às distâncias entre o aterro sanitário e a ETE.

6.2 GERENCIAMENTO DE LODO EM ETE DESCENTRALIZADA

6.2.1 Introdução

A implantação e gestão dos sistemas descentralizados de tratamento de esgotos no Brasil têm sido adotadas em regiões que não dispõem de redes de esgotos, geralmente em locais menos adensados dos centros urbanos. Os principais usuários desses sistemas são a parcela da população que não tem acesso aos sistemas públicos e os empreendimentos habitacionais, como os edifícios utilizados para habitação popular ou de urbanização planejada, como condomínios e loteamentos.

A concepção dos sistemas de coleta e de tratamento de esgotos em cidades geralmente não considera a implantação de redes na totalidade das áreas urbanizadas, mas sim nas áreas onde o adensamento justifica o investimento. Assim, os órgãos responsáveis pela gestão dos serviços sanitários deveriam incluir no seu planejamento a forma de atendimento à parcela da população que não será servida pelas redes. Atualmente, esses cidadãos são obrigados a arcar com todos os custos da gestão do seu esgoto, incluindo a construção de tanque séptico ou de sistema semelhante e da definição do lançamento dos efluentes em sumidouros ou mesmo na rede pública de drenagem urbana.

Essa parcela da população também se responsabiliza pela operação de retirada e destino do lodo de excesso produzido, ações que geralmente são executadas por operadoras dos serviços de limpa-fossa, os quais lançam estes resíduos em

ETEs do sistema público ou, em alguns casos excepcionais, em sistemas construídos para este fim, as chamadas Centrais de Recebimento de Lodo de Tanques Sépticos (ANDREOLI et al., 2009). Entretanto, nem sempre estes serviços são adequadamente fiscalizados, o que vem resultando no descarte irregular de uma parcela desses resíduos no meio ambiente.

A alternativa do tratamento descentralizado pode ser uma ótima solução para a coleta e tratamento de esgotos, desde que haja um adequado planejamento que inclua a orientação para a seleção e dimensionamento de sistemas de tratamento adequados, a retirada sistemática do lodo gerado e a definição de alternativa para o tratamento, desaguamento e destinação final desses resíduos. O que se observa, contudo, é que o poder público não reconhece como de sua responsabilidade a gestão dos esgotos dos cidadãos que estão fora da área de abrangência das redes. Dessa forma, o cidadão é quem toma as decisões sobre o sistema de tratamento e o seu dimensionamento, o que leva à adoção de diferentes alternativas que geralmente trazem muitos problemas nesses serviços, tais como: uso de tanques sépticos com infiltração de água pluvial ou do lençol freático, seleção de sistema de tratamento inadequado, dimensionamento inadequado, disposição de efluentes em solos sem a adequada capacidade de infiltração ou com lençol freático alto, ou mesmo o seu lançamento nas galerias de águas pluviais. Da mesma forma, geralmente a operação de retirada de lodo somente é providenciada quando há o extravasamento do tanque séptico ou pela geração de maus odores, mas quase nunca obedecendo aos critérios de periodicidade recomendados visando à maior eficiência do tratamento.

O lodo retirado é lançado em ETEs, quando há disponibilidade, e nesses casos há geralmente uma cobrança da empresa de limpa-fossa, que repassa estes custos ao usuário. Nos locais onde não há estação, esse lodo é lançado no meio ambiente de forma inadequada e sem controle, causando impactos ambientais. Nem sempre as ETEs que recebem esse lodo são projetadas considerando a carga orgânica adicional e as estruturas necessárias para a descarga pelos caminhões, que poderiam otimizar essas operações. Destaca-se que quando os caminhões limpa-fossa fazem a limpeza nas residências eles geralmente misturam os resíduos da caixa de gordura com o lodo retirado dos tanques sépticos, o que causa problemas na operação das estações. A espuma e o lodo, por serem produzidos em maior quantidade e por terem uma composição específica, podem exigir alternativas específicas para o seu gerenciamento.

Os lodos produzidos nesses sistemas apresentam uma enorme variabilidade na sua composição. Em grande parte dos sistemas estudados no âmbito do PROSAB, se verificou um alto teor de umidade no lodo, que apresentou uma composição mais próxima de um esgoto concentrado do que de lodo propriamente dito. Além disso, como já relatado, a gordura, que geralmente é misturada com o lodo por ocasião da limpeza dos sistemas nas residências, causa dificuldades adicionais para o tratamento desses resíduos nas ETEs.

No caso de conjuntos habitacionais e condomínios, muitas vezes o licenciamento ambiental exige a implantação de ETEs descentralizadas, nas quais o gerenciamento do lodo é parte integrante desse procedimento e visa sobretudo a realização da separação sólido-líquido e posterior higienização para redução da densidade de microrganismos patogênicos. Assim, para se ter tais objetivos principais, o tratamento do lodo poderá envolver os seguintes processos básicos (CIESLIK et al., 2015):

1. Minimização: usa técnica (química e física) e/ou método de lise-enzimática, para minimizar a geração de lodo de excesso;
2. Adensamento: efetua a separação das fases sólida e líquida, para reduzir o volume de lodo;
3. Estabilização: reduza a matéria orgânica por processo biológico, químico ou térmico;
4. Condicionamento: usa produtos químicos e/ou calor para obter o desaguamento do lodo;
5. Desaguamento: diminui o volume de água e produz o lodo seco para ser higienizado;
6. Higienização: promove a redução de patógenos por processo biológico, químico e calor;
7. Destinação final: efetua a disposição do lodo higienizado no solo.

6.2.2 Classificação dos tipos de lodo e relações fundamentais

Os empreendimentos habitacionais que tratam suas águas residuárias em unidades unifamiliares ou multifamiliares terão os seguintes principais tipos de lodo a serem gerenciados:

- lodo primário: constituído pelos sólidos sedimentáveis do esgoto bruto, oriundo dos tanques sépticos (ANDREOLI, CARVALHO et al., 2015);

- lodo secundário: proveniente do reator biológico existente na ETED; resulta de uma mistura de sólidos não biodegradáveis existentes no esgoto bruto e da massa de microrganismos existente no próprio reator biológico (AISSE et al., 1999).

O gerenciamento desse lodo para ser tratado e descartado de maneira eficaz requer o conhecimento de relações fundamentais entre a massa e o volume, as quais envolvem a concentração do lodo (C), teor de umidade (TU), teor de sólidos (TS), vazão volumétrica do lodo (V_L), carga de lodo (C_{GL}), carga de líquido drenado (C_{GD}) e captura dos sólidos (CS), e cujas principais expressões são definidas pelas equações 6.3 a 6.8 (ANDREOLI et al., 2001).

$$C(\%) = \frac{ST \text{ ou } STV}{10.000} \quad (\text{Eq. 6.3})$$

$$TU = 100 - TS (\%) \quad (\text{Eq. 6.4})$$

$$V_L = \frac{P_L}{\rho_L \cdot C} \quad (\text{Eq. 6.5})$$

$$C_{GL} = CS \cdot P_L \quad (\text{Eq. 6.6})$$

$$C_{ST \text{ ou } STV} = (ST \text{ ou } STV) \cdot V_L \quad (\text{Eq. 6.7})$$

$$C_{GD} = (1 - CS) \cdot P_L \quad (\text{Eq. 6.8})$$

Onde:

C: concentração de lodo em ST ou STV (%)

V_L : vazão volumétrica do lodo da ETED (m^3/d ou m^3/h)

P_L : produção de lodo da ETED (kgST/d ou kgSTV/d)

ρ_L : massa específica do lodo (kg/m^3)

C_{ST} : carga de lodo ou de líquido drenado (kgST/d ou kgSTV/d)

C_{GL} : carga de sólido em decorrência da separação sólido-líquido (kgST/d ou kgSTV/d)

C_{GD} : carga de líquido em decorrência da separação sólido-líquido (kgST/d ou kgSTV/d)

CS: taxa de captura dos sólidos presentes no lodo expressa (%)

6.2.3 Aspectos quantitativos e qualitativos

A caracterização dos subprodutos sólidos é empregada para instruir o projeto e o controle operacional das etapas de processamento, tratamento e disposição final, e visa a garantir a eficiência e a eficácia do gerenciamento da fase sólida, em conjunto com os critérios e os procedimentos técnicos previstos em normas e na legislação ambiental brasileira.

Em razão da variabilidade do subproduto sólido proveniente das distintas unidades de tratamento de esgoto instaladas em empreendimentos habitacionais (unifamiliares ou multifamiliares), é recomendável que haja um protocolo de amostragem previamente definido antes de se efetivar a caracterização desse material, de modo a se obter amostra representativa para atingir os objetivos desejados quanto à caracterização físico-química e microbiológica.

Segundo a NBR 10.007 (ABNT, 2004), a amostragem pode ser do tipo simples ou composta e deverá incluir em seu procedimento itens relativos ao estado físico do subproduto sólido (líquido, semilíquido ou sólido), tipo de amostrador, número e volume de amostra coletada, número e tipo de recipiente utilizado na coleta (vidro ou plástico), método de preservação e tempo de armazenamento. Todos esses itens são fundamentais para a garantia da integridade da amostra do subproduto sólido a ser investigado quanto às suas propriedades.

Em termos gerais, os programas de caracterização dos subprodutos sólidos são realizados para classificar tal matriz sólida em termos da presença de poluentes (orgânicos e inorgânicos), grau de estabilidade, potencial agrônômico, toxicidade, densidade microbiana de patógenos (bactérias, vírus, protozoários e helmintos) e, recentemente, informações sobre aspectos energéticos (poder calorífico, ponto de fulgor, índice de acidez, viscosidade cinemática, teor de éster etc.) e de contaminantes emergentes (fármacos, hormônios, produtos de higiene pessoal, microplásticos etc.) (ANDREOLI e CARVALHO, 2015; BORGES et al., 2016; CIESLIK et al., 2015).

A seleção das variáveis de investigação para a caracterização do subproduto sólido necessita que se leve em consideração os métodos e as técnicas analíticas a serem aplicadas na amostra bruta e naquela resultante de cada estágio do gerenciamento adotado. De acordo com a EEA (1997), as variáveis físicas fornecem informações gerais sobre o processamento e o manuseio do subproduto sólido, enquanto que as propriedades químicas são relevantes para se identificar a presença de nutrientes e de compostos tóxicos no caso de utilização do biossólido na agricultura; finalmente, as características microbiológicas procuram obter informações sobre a atividade microbiana de microrganismos patogênicos, de modo que se possa avaliar com segurança o grau de higienização desse material.

Assim, a seguir apresentam-se as orientações quanto à estrutura de possíveis variáveis a serem mensuradas numa dada caracterização de subproduto sólido.

do, reunidas em literatura técnica especializada (ABNT, 2004; PRADO; CAMPOS, 2008, 2009; FSM, 2014; BORGES et al., 2016; DÍAZ FLÓREZ, 2016; EMPRAPA, 2017; APHA, 2017).

- Sólidos grosseiros: temperatura, composição gravimétrica, teor de umidade; peso específico aparente, compressividade, substâncias químicas dos anexos F e G da NBR 10.004 e *E. coli*.
- Areia: temperatura, distribuição granulométrica, teor de umidade, peso específico aparente, ST, STV, concentração de areia, substâncias químicas dos anexos F e G da NBR 10.004 e *E. coli*.
- Escuma: temperatura, pH, DBO, DQO, carboidratos, proteínas, lipídios, solúveis em hexano (OG), ST, STV, substâncias químicas dos anexos F e G da NBR 10.004, Coliformes termotolerantes e *Samonella spp.*
- Lodo séptico e lodo secundário: temperatura, pH, DBO, DQO, alcalinidade total, solúveis em hexano (OG), ST, STV, SD, NTK, N-amoniacal, P, íons (Cl^- , SO_4^{2-} , Mg^{2+} , Ca^{2+} , Na^+ e K^+), metais (Al, Ba, Cd, Cr, Cu, Ni, Fe, Mn, Pb e Zn), *E. coli*, *Samonella spp.* e ovos de helmintos.

De acordo com Cieslik et al. (2015) e Reali et al. (1999), a etapa de caracterização do lodo é utilizada pelos engenheiros para diagnosticar o atual estágio físico-químico e microbiológico desse subproduto. Dessa maneira, numa fase seguinte envolvendo diagnóstico e o mapeamento da produção de lodo da unidade de tratamento, busca-se propor o gerenciamento do lodo sob condições técnicas controladas para as etapas de adensamento, estabilização, condicionamento, desaguamento, higienização e destinação final, em atendimento aos limites estabelecidos pela legislação ambiental brasileira. Atualmente, as diretrizes ainda são ditadas pela Resolução CONAMA nº 375/2006 para se caracterizar o lodo de esgoto ou produto derivado (biossólido) em itens relativos ao potencial agrônomo, substâncias inorgânicas e orgânicas potencialmente tóxicas, indicadores bacteriológicos, agentes patogênicos e estabilidade. Contudo, a referida legislação encontra-se em processo de atualização, com previsão de lançamento pelo CONAMA para o ano de 2019.

Ainda com relação à caracterização de lodo séptico e lodo secundário, ensaios adicionais em escala de laboratório podem ser conduzidos para se obter subsídios técnicos quanto a sedimentabilidade, degradabilidade (aeróbia ou anaeróbia) e aos potenciais de desaguamento, adensamento e higienização do lodo, cuja descrição pode ser observada na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Ensaios realizados em lodo biológico para fins de caracterização desse subproduto

Ensaio específico	Si-gla	Finalidade do ensaio específico	Referência
Índice volumétrico do lodo	IVL	Empregado para determinar as características de sedimentação do lodo	SMWW (2017) 2710 D
Taxa de consumo de oxigênio	TCO	Determina a taxa de consumo de oxigênio do lodo aeróbio, bem como a atividade e o grau de estabilização em digestor aeróbio	SMWW (2017) 2710 B
Atividade metanogênica específica	AME	Quantifica a atividade de lodo anaeróbio e estabelece o grau de degradabilidade de distintos substratos	Chernicharo (2007)
Teste de sucção capilar	TSC	Fornece medida quantitativa de quão rapidamente o lodo elimina sua água	SMWW (2017) 2710 G
Teste de resistência à filtração	TRF	Avalia a resistência do lodo mediante a filtração	SMWW (2017) 2710 H
Teste de centrifugação	TC	Avalia o desaguamento do lodo mediante emprego da força centrífuga	Reali et al. (1999)
Adensamento por gravidade	ADG	Avalia o desaguamento do lodo mediante emprego da força gravitacional	Reali et al. (1999)
Adensamento por flotação	ADF	Investiga o adensamento do lodo por meio da flotação por ar dissolvido	Reali et al. (1999)

Na Tabela 6.4 há uma lista de variáveis físico-químicas e microbiológicas realizadas para caracterizar o lodo anaeróbio de excesso da ETE (UASB+BAS) do empreendimento habitacional Vila da Barca, referente a contribuições de 136 unidades habitacionais, e o lodo séptico resultante de amostragem composta de 150 caminhões limpa-fossa na ETE UNA, ambos na cidade de Belém (PA). Existem vários aspectos distintos entre esses lodos, como o grau de mineralização, que é de aproximadamente 57,7% no lodo da ETE da Vila da Barca e entorno, e de 76,9% para o lodo séptico. Outro aspecto que merece atenção é o teor de SD, cujo valor é expressivo em lodo séptico devido à fração inerte normalmente encontrada nesse tipo de lodo. Além disso, pode-se verificar que em relação aos metais todos os valores foram inferiores aos limites da Resolução CONAMA nº 375/2006 e da Instrução Normativa do MAPA nº27 (2006).

Tabela 6.4 – Caracterização físico-química de lodo anaeróbio da ETE Vila da Barca, lodo séptico descarregado na ETE UNA e legislação ambiental brasileira

Variáveis	Lodo anaeróbio			Lodo de tanque séptico			Legislação ambiental Brasileira	
	von Sperling et al. (2001)	Nogueira et al. (2012)	ETE VB-RENTED (2017)	PROSAB (2009)	FSM (2014)	LS-RENTED (2017)	CONAMA Nº375 (2006)	MAPA Nº27 (2006)
ST (mg.L ⁻¹)	---	---	12.139±8.747	715-35.019	22.702	16.185±9.645	---	---
STV (mg.L ⁻¹)	---	---	7.005±4.824	317-27.006	6.000	12.440±7.148	---	---
SD (mL.L ⁻¹)	---	---	---	250-825	---	354±88	---	---
TU (%)	---	---	98,81±0,80	---	---	91,06±11,28	---	---
TS (%)	---	---	1,19±0,81	---	---	8,94±11,28	---	---
pH (-)	---	---	5,50-6,17	5,30-8,03	4,03-10,97	6,58-7,48	---	---
DQO (mg/L)	---	---	---	296-19.367	65.000	18.660±10.722	---	---
P (g.kg ⁻¹)	---	---	0,04±0,01	---	---	---	---	---
K (g.kg ⁻¹)	---	---	0,10±0,01	---	---	---	---	---
Norg (g.kg ⁻¹)	---	---	11,0±0,48	---	---	---	---	---
NH ₃ (g.kg ⁻¹)	---	---	0,16±0,05	---	---	---	---	---
TKN(g.kg ⁻¹)	---	---	11,0±0,48	---	---	---	---	---
NO ₃ +NO ₂ (g.kg ⁻¹)	---	---	0,23±0,06	---	---	---	---	---
Al(mg.kg ⁻¹)	---	---	---	0-143	---	37,70±9,15	---	---
As (mg.kg ⁻¹)	62	4,22±0,52	0,83±0,15	---	---	---	41	20
Ba (mg.kg ⁻¹)	---	599,85±42,52	208±30	37,70-1108	---	0,59±0,17	1.300	---
Cd(mg.kg ⁻¹)	8	13,95±1,12	4,00±3,67	0,21-0,54	20,00	0,01±0,00	39	8
Cr(mg.kg ⁻¹)	---	277,71±34,00	69,00±28,31	2,78-89,40	766,67	0,13±0,04	1.000	500
Cu(mg.kg ⁻¹)	463	304,09±63,18	156,00±15,90	8,82-374	-	1,38±1,32	1.500	---
Ni(mg.kg ⁻¹)	173	65,55±5,33	15,00±6,40	2,93-24,17	256,67	0,06±0,03	420	175
Pb(mg.kg ⁻¹)	124	201,56±30,01	43,00±15,71	383,33	383,33	0,08±0,04	300	300
Zn(mg.kg ⁻¹)	1491	1.869,94±251,47	942,00±96,71	22,18-1,30	2.800,00	5,21±1,44	2.800	---
Ovos de Hel- mintos (nºovos/gST)	---	---	---	4-332	-	259±327	---	---

Nota: ETE Vila da Barca: ETE VB; L-S-RENTED; lodo séptico recebido na ETE UMA na cidade de Belém (PA).

A estimativa da produção do lodo de excesso em qualquer unidade de tratamento de esgoto doméstico, seja por processo anaeróbio e/ou aeróbio, configura-se em item da mais alta relevância, pois Kacprzak et al. (2017) e as publicações do programa de pesquisa PROSAB a respeito do tema lodo (Tabela 6.1) reportam que cerca de 35 a 50% dos custos de operação da ETE podem estar associados a tratamento e disposição desse subproduto.

Diante de tal importância, as publicações da Tabela 6.1 documentam em profundidade que a produção do lodo em excesso sofre influência dos seguintes fatores principais:

- **Característica do esgoto bruto:** temperatura, pH, DQO, DBO, N, P, SO_4^{-2} , SST etc.;
- **Tipo de tratamento realizado:** anaeróbio, aeróbio e anóxico;
- **Tipo de biomassa no reator:** crescimento suspenso e/ou filme fixo (leito fixo ou leito móvel);
- **Fluxo hidráulico:** reator de mistura completa, reator pistonado e reator em série;
- **Variáveis de processo:** carga aplicada de poluente (DBO, N ou P), relação A/M, tempo de detenção celular (θ_c), tempo de detenção hidráulica (θ_H), coeficientes cinéticos (Y , k_d , μ), tipo de microrganismo envolvido no processo de degradação (bactérias aeróbias heterotróficas, bactérias nitrificantes, bactérias redutoras de sulfato, arqueias metanogênicas) etc.

A determinação da produção do lodo de excesso em reator biológico deve ser realizada quando este se encontrar em regime de equilíbrio dinâmico aparente para que sejam obtidos resultados confiáveis da operação de uma ETED. A Tabela 6.5 reporta uma síntese de valores orientadores obtidos junto à literatura especializada para distintos sistemas de tratamento e seus respectivos índices de produção de lodo. Os aspectos estequiométricos do metabolismo bacteriano, cinéticos e de interação entre a massa bacteriana (anaeróbia e aeróbia) e o material orgânico afluente podem ser consultados em van Haandel e Cavalcanti (2001).

Tabela 6.5 – Alguns sistemas de tratamento de esgoto e índices de produção do lodo

Sistema de tratamento	Unidade habitacional	Índice de produção de lodo		
		kgSS/kgDQOapl.	gSS _{lodo} /hab.d	L _{lodo} /hab.d
Tanque séptico-filtro anaeróbio	unifamiliar	0,27 a 0,39	27 a 39	0,50 a 2,80
Lagoa anaeróbia –facultativa	multifamiliar	0,26 a 0,55	26 a 55	0,15 a 0,45
UASB – wetland	multifamiliar unifamiliar	---	40 a 60	0,04 a 0,06
UASB-filtro anaeróbio	multifamiliar	---	60 a 100	0,06 a 0,10
UASB-lagoa de polimento	multifamiliar	---	60 a 80	0,06 a 0,08
UASB-lodos ativados	multifamiliar	0,20 a 0,32	90 a 120	0,09 a 0,12
UASB-biofiltro aerado submerso	multifamiliar	0,37 a 0,53	100 a 120	0,10 a 0,12

Fonte: Chernicharo et al. (2001) e Andreoli et al. (2001)

6.2.4 Gerenciamento de lodo

O gerenciamento de lodo em ETED em empreendimento habitacional deve ser criteriosamente avaliado durante a fase de concepção de projeto dessas instalações pelos engenheiros, pois é necessário responder a questões como:

1. Quais critérios de minimização e de descarte podem ser utilizados para esse subproduto?
2. Como será realizado o controle de odor e vetores?
3. Quais os principais destinos finais que podem ser realizados e adotados?
4. Quais os custos envolvidos para o processamento do lodo em biossólido?

Todos esses questionamentos são realizados porque o tratamento e o descarte satisfatório de lodo podem se constituir na operação mais complexa e onerosa a ser realizada na ETED.

Assim, em relação ao gerenciamento do lodo em sistemas descentralizados de esgotos, é interessante refletir sobre as duas grandes opções disponíveis: (1) se esse lodo deve ser tratado em ETEs centralizadas do sistema municipal de esgotos, quando existentes; ou (2) se é conveniente que o lodo dos sistemas descentralizados seja tratado à parte, em estações de recepção e condicionamento de lodos (tratamento isolado dos lodos dos sistemas descentralizados). Em muitas cidades no Brasil, o índice de atendimento da população pelo sistema

de esgotos centralizado é tão pequeno, e menor ainda é o índice de tratamento desses esgotos, que não compensa tecnicamente nem tampouco economicamente o lançamento dos lodos das ETEs descentralizadas em uma ETE municipal. Muitas cidades sequer têm ETEs.

Segundo Fernandes et al. (2001), na avaliação das alternativas de gestão sustentável dos lodos de águas residuárias há, necessariamente, algumas atividades sequenciais. A primeira delas é a diminuição da produção, optando-se por processos ou técnicas de tratamento que produzam menos lodos. Em seguida, deve-se buscar a produção de lodo com características adequadas para sua destinação ou aproveitamento posterior. Em terceiro lugar, deve-se fazer o aproveitamento da maior quantidade possível de lodo, utilizando alternativas como o uso agrícola ou a recuperação de áreas degradadas. Alternativas como a incineração e a disposição em aterros sanitários devem ser usadas somente quando há características no lodo que impossibilitem qualquer outro aproveitamento.

A seguir descrevem-se as tecnologias mais usuais para minimização da produção de lodo, bem como as principais etapas envolvidas reportadas na revisão bibliográfica realizada por Ávila (2015).

6.2.4.1 *Minimização de lodos aeróbios*

São chamados assim os lodos provenientes de tratamento biológico aeróbio, como os produzidos no processo de lodo ativado.

Alguns pesquisadores já demonstraram o grande potencial de aplicação de alguns processos de redução de excesso de lodo na própria ETE, por meio da minimização da produção de lodos durante o processo em si (GUO et al., 2007; WEI et al., 2009; XING et al., 2008; YU et al., 2006).

Segundo Guo et al. (2013), os processos preferenciais de redução de lodo são os químicos e/ou físicos, métodos combinados de lise-enzimática (HE; WEI, 2010; MA et al., 2012; WANG et al., 2011), tecnologias de redução de lodo com base no metabolismo de desacoplamento (FENG et al., 2012; TANG et al., 2011; WANG et al., 2008; XING et al., 2008), redução de lodos por tecnologia de predação de vermes (LOU et al., 2011; TIAN; LU, 2010; TIAN et al., 2010; WEI et al., 2009) e outros processos melhorados de redução de lodos (LIN et al., 2009; XIAO et al., 2011).

6.2.4.2 *Minimização de lodos anaeróbios*

Com relação a esse item, é preciso diferenciar entre ETEs que utilizam reatores UASB e aquelas que utilizam pequenos reatores anaeróbios de sistemas descentralizados, como os tanques sépticos.

No caso dos reatores anaeróbios, e muito particularmente dos reatores UASB, não existe a relação de máxima eficiência com a máxima produção de lodo, como nos reatores aeróbios, pois essa relação direta se dá com a produção de gás. Sendo assim, seria interessante que se conseguisse reduzir mais ainda a quantidade de lodo produzida nos reatores anaeróbios.

Na prática da operação dos reatores UASB, em termos gerais, quanto menos frequente for a retirada de lodos, mais econômica fica a operação de manejo desse subproduto. Contudo, existem vários registros de que quando o lodo se acumula em demasia no interior do reator, este começa a perder sólidos e a sua eficiência de tratamento é reduzida. Por isso, existem recomendações de retirada frequente do lodo de reatores UASB, mas cada operador de ETE adota um esquema que considera ideal, sem nenhum apoio em pesquisa.

É importante notar, então, que no caso dos reatores UASB o problema de minimização de lodos é mais complexo, já que depende também da altura de retirada do reator. Assim, as características do lodo dependem dessa altura, podendo-se apresentar mais ou menos digerido, assim como com a melhor ou pior sedimentabilidade. Ademais, poderá apresentar melhores ou piores características de desaguamento.

Com relação ao caso dos tanques sépticos, a quantidade produzida de lodo que tem sido aceita em projeto é a estabelecida pela Norma ABNT NBR-7299/1993 para residências em $1 \text{ L.pessoa}^{-1}.\text{dia}^{-1}$. Essa norma também estabelece a degradação do lodo produzido durante a acumulação no tanque séptico por meio de um fator K, medido em dias e função da temperatura média ambiente e do intervalo entre limpezas, fator dado em tabela e que varia entre 57 e 254 dias. Para se ter uma ideia, um tanque séptico em uma residência com 5 habitantes, em uma região com temperatura média de $20 \text{ }^\circ\text{C}$, teria, após um ano de acumulação no tanque, um volume médio de 325 litros de lodo (ou 65 L/hab.ano).

Na prática, entretanto, é muito difícil verificar a correspondência entre esse resultado da Norma de ABNT e a realidade, pois a limpeza dos tanques sépticos se dá normalmente por aspiração com vácuo e todo o volume no interior

do tanque é aspirado, obtendo-se o que se convencionou chamar de “lodo de fossa”, que é composto por uma mistura do lodo produzido propriamente dito com o líquido interno ao tanque e mais a espuma que se formou durante o período de acumulação entre limpezas (além de materiais inertes, como areias, carreados pelo fluxo de esgoto). Esse “lodo de fossa” certamente tem um volume correspondente ao volume útil do tanque séptico.

A literatura indica uma produção de lodos de tanques sépticos entre 70 e 100 L/hab.ano. Considerando-se a produção de lodo máxima indicada de 100 L/hab. ano, no caso do exemplo anterior, de uma residência com 5 pessoas, após um ano, ter-se-ia um volume máximo acumulado de lodo de 500 L.

Para a minimização da produção de lodos em tanques sépticos e outros pequenos reatores anaeróbios similares, alguns fatores devem ser controlados. Um bom sistema de remoção de gorduras e areias nas instalações prediais de esgoto é uma das primeiras providências, acompanhada da limpeza periódica das caixas de gordura e de passagem. Onde houver grades ou crivos, evita-se que os materiais grosseiros, como trapos e felpas, adentrem aos reatores e façam parte do lodo ao final.

Certamente existe um ponto ótimo de degradação do lodo, isto é, um período de acumulação de lodo dentro do reator que reduz ao mínimo o volume do lodo e ainda produz um lodo mais digerido e estabilizado, que seria o tempo exato de limpeza do reator ou do tanque séptico, aquele que produziria o volume mínimo de lodo. Entretanto, não foram encontradas pesquisas que indiquem esse ponto ótimo no caso dos tanques sépticos.

6.2.4.3 Gerenciamento do lodo de tanque séptico e de ETED

Nesse item aborda-se o gerenciamento de lodo de tanque séptico e de ETED, em razão de ambas unidades serem utilizadas para tratamento de esgoto doméstico de empreendimentos habitacionais unifamiliares e multifamiliares.

A primeira decisão sobre como será feito o gerenciamento do lodo é quanto ao local. Esse gerenciamento pode ser feito *in loco*, quer dizer, na própria ETE ou local de produção do subproduto sólido, desde que haja condições para isso. Nesse caso, é preciso haver área para acondicionamento e armazenamento desse subproduto e, principalmente, condições de realizar o seu aproveitamento *in loco*.

a) Gerenciamento do lodo de tanque séptico

A Tabela 6.6 traz um resumo das principais alternativas encontradas na literatura para gerenciamento de lodo de tanque séptico, divididas em etapas de coleta, transporte, condicionamento e/ou tratamento e aproveitamento e/ou destinação final. Quando se opta pelo gerenciamento *in loco*, as alternativas para condicionamento, tratamento, aproveitamento e destinação final também se aplicam.

1. Coleta de lodo de tanque séptico

A tecnologia clássica para a limpeza de tanques sépticos, tanques de lodo e reatores UASB em ETEs descentralizadas (operação de coleta do lodo) é a sucção com bombas a vácuo, que apresenta a vantagem de minimizar o contato dos trabalhadores com o lodo, reduzindo riscos de contaminação. Entretanto, nas regiões onde os equipamentos necessários não estão disponíveis, a coleta do lodo é manual. A coleta, em geral, consiste na sucção dos lodos por meio de um tubo flexível, denominado mangote, que é inserido no interior do tanque séptico ou do tanque de armazenamento de lodo. Essa sucção pode ser precedida de uma etapa de agitação do conteúdo da fossa e adição de água, para desprendimento e suspensão do material sedimentado. O lodo bombeado é direcionado e armazenado em tanques que podem ter diversos tamanhos.

Essa operação de coleta dos lodos normalmente é realizada em caminhões denominados no Brasil de caminhões limpa-fossa. Esses caminhões podem ser dotados de tanques de grande porte e de pequeno porte. Existem casos em que não é possível o acesso de caminhões, pois não existem ruas com largura suficiente para sua passagem, e em muitos locais nem sequer existem ruas – como, por exemplo, a porção insular do município de Belém (PA), constituída por 39 ilhas. Nesses casos, são utilizados galões, carrinhos de mão ou mesmo carroças com tração animal.

A remoção manual do lodo de tanques sépticos, utilizando baldes ou outros recipientes, é uma opção extrema para casos em que o uso de bombas de sucção é impraticável, sejam elas manuais ou não. Nesse caso, duas condições deveriam ser exigidas, a saber: (1) os riscos à saúde do trabalhador devem ser minimizados desde a coleta até a descarga; e (2) deve haver organização e fiscalização da disposição do lodo coletado. A limpeza do tanque séptico de lodo deve ser executada por profissionais especializados e com equipamentos de segurança

(luvas e botas de borracha). No caso da remoção manual, é obrigatório o uso de máscaras de proteção.

Tabela 6.6 – Quadro resumo com as opções para as etapas que compõem as alternativas de gestão de lodos de tanques sépticos

Principais etapas	Alternativas técnicas para gestão de lodos de tanques sépticos
Coleta	<ul style="list-style-type: none"> -Tanques de sucção de grande porte -Tanques de sucção de pequeno porte -Uso conjunto de tanques de grande e pequeno porte -Coleta manual
Transporte	<ul style="list-style-type: none"> -Transporte por caminhão-tanque diretamente até o local de tratamento ou destinação final -Transporte misto: caminhão-tanque e rede de coleta de esgotos
Tratamento ou Condiicionamento	<p><u>Tratamento Isolado:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> -Redução do teor de umidade (por meios naturais): ⇒ Lagoas de estabilização (apenas para o lodo de fossa) ⇒ Leitões de secagem; bolsas drenantes (<i>bag</i>) eleitos de drenagem ⇒ Tanques de adensamento por gravidade -Redução do teor de umidade (mecanizada): ⇒ Centrifugas, Filtração <i>a vácuo</i>, Flotação ⇒ Filtros prensa e Secagem por calor - Incineração - Estabilização alcalina - <i>Wetlands</i> Construídos - Digestão aeróbia - Digestão anaeróbia - Compostagem isolada <p><u>Tratamento Combinado:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Cotratamento em estações de tratamento de esgotos: ⇒ Tratamento junto ao esgoto ⇒ Tratamento junto aos lodos da ETE - Cocompostagem (conjunta com resíduos sólidos)
Aproveitamento ou Disposição final	<p><u>Aproveitamento:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> -Produção de biocombustíveis (biodiesel, biogás etc.) -Aproveitamento do calor da incineração -Aproveitamento das cinzas -Uso agrícola (como condicionador de solos) <p><u>Disposição Final:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Aplicação no solo: ⇒ Superficial ⇒ Subsuperficial (<i>Landfarming</i>) ⇒ Subterrânea - Codisposição final com resíduos sólidos (aterros sanitários)

Fonte: adaptado de Cordeiro (2010)

2. Transporte do lodo de tanque séptico

O transporte do lodo consiste de sua condução desde o local de origem até o local de condicionamento, tratamento ou destinação final. No Brasil, o mais comum é o transporte direto até o local de descarga do lodo por intermédio do próprio caminhão limpa-fossa. Caso o tratamento do lodo seja realizado em uma ETE, seu transporte pode ser feito em parte por meio do lançamento em um ponto intermediário da rede de coleta de esgotos antes da ETE. Desse modo, o lodo é transportado hidráulicamente junto ao esgoto convencional até o tratamento. No entanto, a recomendação é que seja construída uma estação de recebimento e condicionamento desse lodo que impeça contaminação e permita somente o acesso de pessoal autorizado e devidamente protegido. Essas estações de recebimento e condicionamento do lodo podem ser construídas em posições estratégicas, de modo a favorecer a logística de coleta e transporte.

Em Andreoli et al. (2009) e Andreoli e Carvalho (2015) descrevem-se os componentes de centrais de recebimento de lodo séptico com sugestão de distintas configurações e opções em termos de localização.

3. Condicionamento e tratamento do lodo séptico

A fase de condicionamento ou tratamento do lodo exhibe uma grande linha divisória, que é a opção por tratamento isolado (somente o lodo separado do esgoto, que também pode ser feito *in loco*) ou por tratamento combinado ou conjunto com os esgotos em ETE existente. Essa decisão envolve uma questão econômica, se uma ou outra opção apresenta menor custo. Em cidades que contam com altos índices de atendimento de coleta e tratamento de esgotos, normalmente é adotada a opção de tratamento do lodo em conjunto com os esgotos em ETE da cidade, porque isso tem menor custo e porque a carga orgânica e a adição de componentes problemáticos contidos no lodo e que são acrescentados à ETE não chegam a causar-lhe impacto. Nas cidades em que o atendimento da população é feito majoritariamente por sistemas descentralizados de esgotos, uniou multifamiliares, normalmente se exige que haja uma estação de tratamento só para o lodo; esta exigência se aplica às empresas coletoras e transportadoras de lodo.

Condicionamento e tratamento do lodo séptico de forma isolada:

As alternativas tecnológicas para tratamento isolado de lodos de tanques sépticos podem ser divididas em (LUPATINI et al., 2009):

- (1) processos de tratamento com ênfase na fase líquida;
- (2) processos com ênfase na fase sólida;
- (3) processos com disposição no solo.

Seja qual for a tecnologia adotada, é imprescindível a etapa preliminar de tratamento dos lodos de tanques sépticos. O tratamento isolado de lodo séptico com o uso de lagoas para a acumulação e tratamento do lodo apresenta-se como uma opção de menor custo de construção e operação, por não exigir mão de obra com alto nível de especialização. Porém, as principais desvantagens são a geração de odor, possíveis problemas com atração de vetores e a necessidade de grandes áreas para sua implantação (LUPATINI et al., 2009).

b) Gerenciamento do lodo de ETED

No caso de esgotos não segregados de assentamentos e condomínios verticais e horizontais, na maioria das vezes não é deixado espaço no lote para tratamento dos lodos. Adicionalmente, por vezes é feita a opção de uma ETE descentralizada para tratar os esgotos de todo o condomínio, porém não há condições ambientais ou permissão para gerenciamento do lodo na área do condomínio.

É interessante notar que as alternativas de tratamento de lodos de ETEDs centralizadas também se aplicam ao caso de lodos de ETED, guardando-se as devidas dimensões do problema e as simplificações que comumente se fazem necessárias. Desse modo, os aspectos fundamentais – tipo de tratamento, fatores intervenientes, desenvolvimento de processos de tratamento do lodo etc. – à luz da experiência brasileira podem ser consultadas nas referências da Tabela 6.1.

Na Figura 6.1 são apresentados os principais processos utilizados para tratamento e disposição de lodo, sendo que a incorporação de cada uma das etapas do fluxograma no processamento do lodo dependerá das características do lodo gerado ou do sistema de tratamento usado para a fase líquida, bem como da etapa de tratamento subsequente e da disposição final (VON SPERLING; GONÇALVES, 2001).

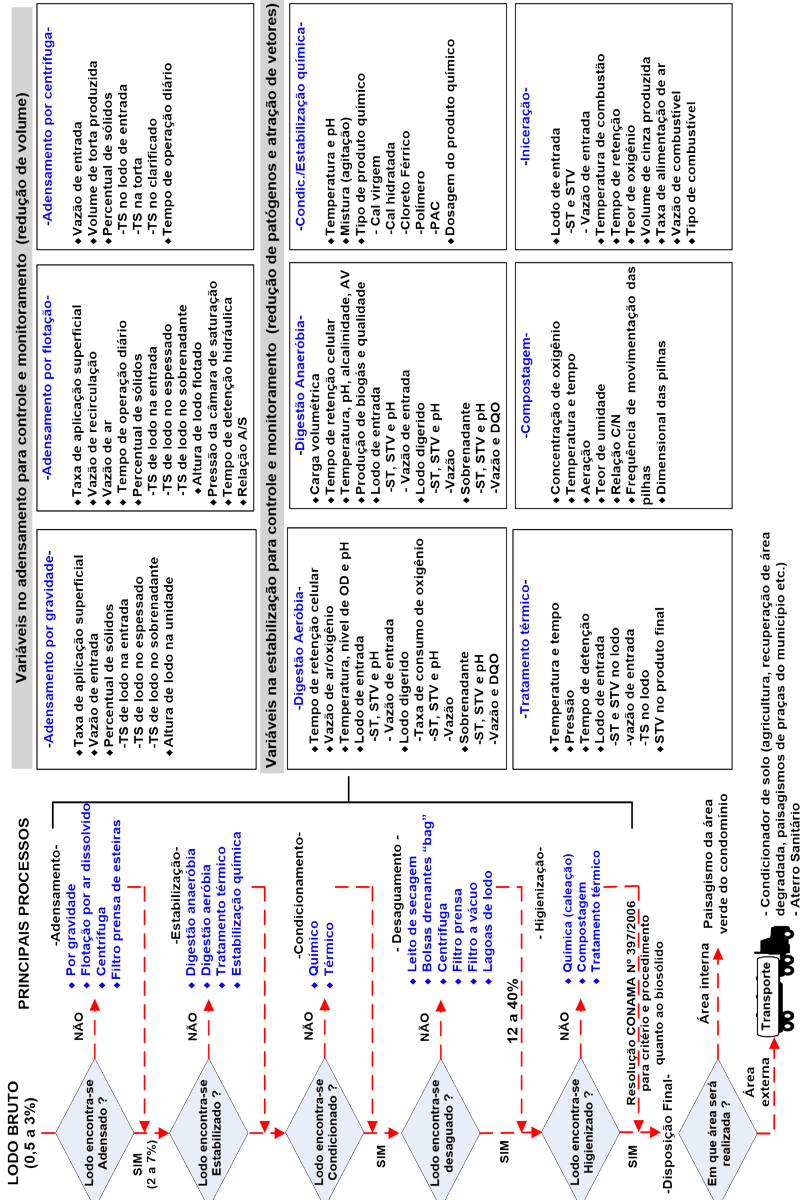


Figura 6.1– Fluxograma do gerenciamento do lodo e principais variáveis envolvidas nas etapas de adensamento e estabilização

Quando é possível condicionar e tratar o lodo de forma isolada, as seguintes alternativas podem ser consideradas:

1. Redução do teor de umidade ou desaguamento por meios naturais (ex.: leitos de secagem)
2. Redução do teor de umidade ou desaguamento mecanizado (ex.: centrífugas)
3. Estabilização alcalina
4. *Wetlands* construídos
5. Digestão aeróbia ou anaeróbia
6. Compostagem isolada

Logicamente, outras alternativas podem ser utilizadas, mas as listadas são as de uso mais comum. É importante mencionar aqui que essas alternativas podem ou não se aplicar como condicionamento e tratamento, pois na maioria dos processos de tratamento é exigido que o lodo seja previamente desaguado, isto é, que seja retirada sua umidade, com subsequente aumento de seu teor de sólidos. Dessa forma, dependendo do processamento e destinação final que for dado ao lodo, pode ser necessária a etapa de condicionamento com desaguamento. Os aspectos de desaguamento do lodo e higienização em ETED encontram-se descritos nos itens 6.4 e 6.5 deste capítulo.

Para a seleção dessas alternativas, os principais requisitos a serem observados quanto ao gerenciamento do lodo em empreendimento habitacional são relativos a: i) impacto ambiental– emissões para o ar, a água e o solo, impacto das mudanças climáticas e uso de energia; ii) impacto social– incômodo potencial (por exemplo: odor, ruído, tráfego), percepção pública e segurança; e (iii) impacto financeiro– custos do ciclo de vida, custo e recuperação de energia, confiabilidade da tecnologia em atender os valores de limite de produção de biossólido em nível de conformidade com a legislação ambiental brasileira.

Em razão dos potenciais impactos ora mencionados e que possam ocorrer durante o gerenciamento do lodo numa ETED, é fundamental que os engenheiros estejam atentos para a elaboração de projetos e de planos de controle mais detalhados, e sobretudo que abordem itens importantes, tais como:

- **Planos e especificações:** incluindo o plano do local para instalações de tratamento de todos os componentes de tratamento e disposição do lodo;
- **Manual de operações informando acerca das regras e regulamentos do tratamento de lodo:** contendo protocolo operacional, medidas de segurança

ocupacional, ambiental e de saúde (envolvendo moradores dos empreendimentos habitacionais e os operadores da ETED), plano da equipe técnica, com descrição de cargo e organização para implementar e realizar o gerenciamento do lodo, bem o plano de monitoramento e avaliação do gerenciamento do lodo que está sendo utilizado.

6.2.5 Contribuições da RENTED

Na cidade de Belém (PA), a equipe da RENTED sediada na UFPA realizou investigações quanto à produção do lodo para duas situações: a) lodo séptico recebido na ETE UNA e b) lodo de ETE (UASB+BAS) do empreendimento habitacional Vila da Barca, que tem cerca de 136 unidades habitacionais.

A determinação da produção de lodo séptico (P_{LS}) recebido na ETE UNA foi realizada mediante protocolo de mapeamento aleatório em 150 caminhões limpa-fossa que descarregam esse subproduto na ETE UNA. A partir dessa amostra, se construiu um banco de dados de informações quali-quantitativas referentes a: i) nº de caminhões, nº de empresas, tráfego dos caminhões durante os dias da semana e período de funcionamento (manhã e tarde) da ETE, volume do caminhão, tempo de descarga etc.; e ii) caracterização físico-química e microbiológica do lodo séptico com amostragem composta.

A partir de tais informações, determinou-se a produção de lodo séptico diária observada, aplicando-se a Equação 6.9.

$$P_{LS} = \frac{n}{24} \left(Q_{LS} \cdot \rho_{LS} \cdot \frac{C(\%) }{100} \right) \quad (\text{Eq. 6.9})$$

Onde:

P_{LS} : produção de lodo séptico diária observada (kgST/d)

n: número de horas de funcionamento

Q_{LS} : vazão de descarga de lodo séptico (m^3/h)

ρ_{LS} : massa específica de lodo séptico (kg/m^3)

C: concentração média de lodo séptico (%)

Na Figura 6.2 se podem observar, respectivamente, o comportamento da vazão e do percentual de contribuição por empresa com relação à produção de lodo séptico recebido na ETE UNA. A partir deste levantamento, os resultados

indicaram que tal unidade de tratamento recebe durante 8h49min uma vazão de aproximadamente $25,37 \pm 9,34 \text{ m}^3/\text{h}$, ocasionada pela contribuição diária de 16 empresas que, em média, utilizam 19 ± 3 caminhões limpa-fossa de $10 \pm 3 \text{ m}^3$ e cujo tempo de descarga é de $9,58 \pm 3,26 \text{ min}$. Tal produção volumétrica então fornece carga poluidora de pouco mais de 353 kgST/d , cuja contribuição equivale a população de aproximadamente 47.228 hab., o que, em termos específicos, gera valores *per capita* de $9,88 \pm 1,10 \text{ gST/hab.d}$ e de $6,03 \pm 0,67 \text{ L/hab.d}$.

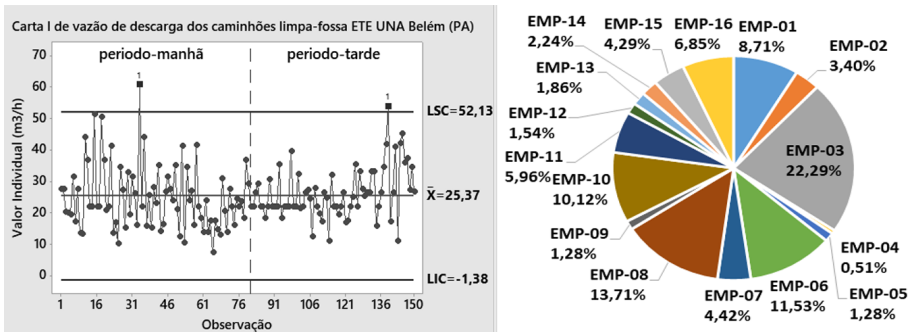


Figura 6.2 – Gráficos de controle de vazão dos caminhões limpa-fossa e do percentual em termos de empresa que descarregam na ETE UNA em Belém (PA)

Já com relação à ETE Vila da Barca, a taxa de produção de lodo diária observada (P_L) foi determinada a partir de protocolo de descargas programadas intervaladas no reator UASB ($172,80 \text{ m}^3$), acrescido da obtenção de massa de lodo existente nesse reator e da descarga de lodo involuntária perdida no efluente, utilizando-se a Equação 6.10.

$$P_L = \left(\frac{V \cdot C}{\Delta t} \right) + Q \cdot X_e \quad (\text{Eq. 6.10})$$

Onde:

P_L : produção de lodo diária observada (kgSSV/d)

V: volume de lodo no reator UASB (m^3)

C: concentração média de lodo no reator (gSSV/m^3)

Δt : intervalo de tempo de descargas programadas (dia)

Q: vazão afluyente (m^3/d)

X_e : concentração de SSV na saída da ETE (gSSV/m^3)

O resultado médio da P_L da ETE Vila da Barca no UASB foi de aproximadamente 3,9 kgSSV/d, que, quando comparado com o valor de projeto, de 19,6 gSSV/d, indica que essa unidade gera 5,0 vezes menos lodo que o previsto, ocasionando assim uma geração média mássica *per capita* de 7,2 gSSV/hab.d, valor que é 16% inferior ao predeterminado em projeto. Entre os principais fatores que ocasionaram diferenças entre a produção de lodo calculada em projeto e a obtida em campo, deve-se levar em consideração a variação do conteúdo orgânico durante as estações do ano (período chuvoso – DQO/DBO \approx 2,47 e período menos chuvoso – DQO/DBO \approx 3,02) e o fato de apenas 23% das unidades habitacionais estarem interligadas ao sistema de tratamento de esgoto, devido à paralisação quanto ao avanço das obras desse empreendimento habitacional.

Na Universidade de Brasília, foi projetado e construído um modelo de sistema de tratamento combinado anaeróbio-aeróbio, em escala de bancada, com as unidades propostas de Filtro Anaeróbio (FAN), Biofiltro Aerado Submerso (BAS) e dois decantadores, para tratar água residuária sintética que reproduzia as características de esgoto doméstico de unidade unifamiliar, objetivando estudar a estratégia de redução da produção de lodo.

Nesse experimento, a vazão média de projeto foi de 40 L/d (0,04 m³/d), e o sistema de bancada foi constituído por um Filtro Anaeróbio, em estrutura de PVC, com 0,3 m de diâmetro e 0,5 m de altura total, sendo 0,09 m de borda livre, 0,34 m de leito filtrante e 0,07 m de fundo falso, com volume total de aproximadamente 31 L. O Filtro Anaeróbio precedeu um Biofiltro Aerado Submerso, em estrutura de PVC, com 0,2 m de diâmetro e 0,5 m de altura total, sendo 0,11 m de borda livre, 0,31 m de leito filtrante e 0,08 m de fundo falso, com volume total de aproximadamente 12 L (ROSARIO, 2016). Como meio suporte, foi usado um recheio similar ao Biobob®, que foi confeccionado em uma matriz de espuma de poliuretano D23 (1 cm de espessura, 3 cm de altura e 7 cm de comprimento) envolta por anéis de polipropileno (bob), com 3 cm de altura e 3 cm de diâmetro, permitindo que o efluente permeasse através do suporte. Na foto da Figura 6.3 é mostrado o modelo experimental construído e instalado no Laboratório de Saneamento Ambiental (LSA) do Programa de Pós-Graduação de Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos (PTARH) da Universidade de Brasília – UnB.

Para se conseguir a redução da produção de lodo do sistema, foi realizada semanalmente a recirculação do lodo proveniente do Decantador 2 (efluente

do BAS). O reciclo de lodo era feito manualmente com volume de dois litros, inserido na entrada do FAn, sendo que antes era realizada a quantificação de sólidos sedimentáveis. Esta operação de recirculação do lodo proveniente do Decantador 2 foi realizada oito vezes; ao todo, foram 16 L de lodo, sendo 124 mg/L de lodo sedimentado.

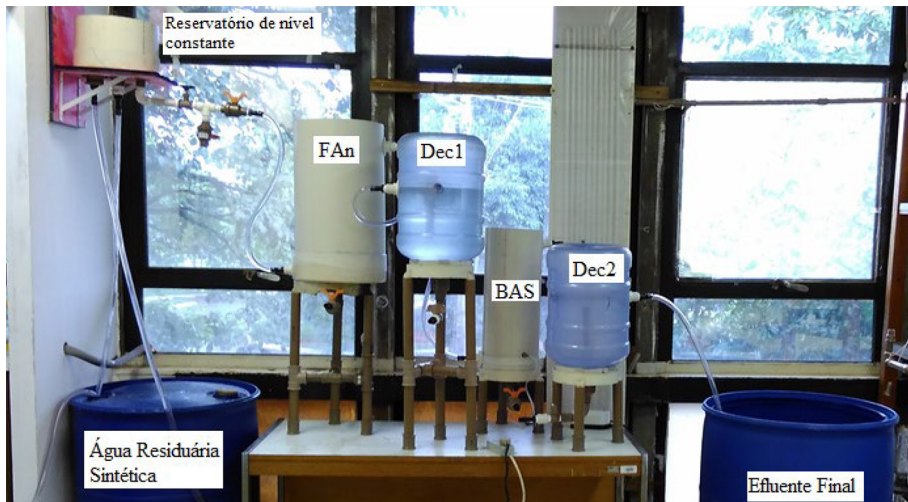


Figura 6.3 – Unidade experimental de bancada construída e instalada na Universidade de Brasília para estudo da minimização da produção de lodo
Fonte: Rosario (2016)

Obtiveram-se algumas conclusões a partir do monitoramento desse sistema experimental: a primeira é que a recirculação de lodo do Decantador 2 não causou alterações no desempenho do FAn, assim como relatado nos trabalhos de Domingues (2005), Goffi (2013) e Aisse et al. (2001), reforçando a recomendação de Gonçalves et al. (2001c). Evidenciou-se a importância de combinar os sistemas anaeróbico e aeróbico na redução de produção de lodo, uma vez que o FAn e o BAS, analisados isoladamente, geram mais lodo do que quando comparados ao sistema combinado (ROSARIO, 2016).

O sistema combinado proposto, com recirculação de lodo aeróbico, admitindo o FAn como único gerador final de lodo, apresentou baixa produção de lodo ($0,03 \text{ kgSST/kgDQO}_{\text{aplicada}}$) quando comparada às estimativas de produção de lodo por diferentes tipos de tratamento apresentadas por Von Sperling (2001), que estima uma faixa de $0,2$ a $0,32 \text{ kgSST/kgDQO}_{\text{aplicada}}$ para a produção de lodo de

um sistema combinado entre UASB seguido de pós-tratamento aeróbio (lodos ativados, biofiltro aerado submerso e filtro biológico) (ROSARIO, 2016).

Quando o sistema combinado (FAn+BAS) é analisado por unidades, estima-se que o FAn gerou em média 0,03 kgSST/kgDQO_{aplicada} e o BAS gerou 0,06 kgSST/kgDQO_{aplicada} de lodo. Isso se encontra abaixo da faixa de geração de lodo estimada por Von Sperling (2001), para quem essa faixa, para lodo anaeróbio (UASB), ficaria entre 0,12 – 0,18 e, para o lodo aerado (lodo ativado), entre 0,08 e 0,14 kgSST/kgDQO_{aplicada} (ROSARIO, 2016).

Nesta pesquisa da UnB (ROSARIO, 2016), a quantidade de lodo gerado pelo FAn foi estimada em 0,718 gSST/d e a carga de SST *per capita* foi estimada em 0,144 gSST/hab.d, considerando-se uma residência com cinco habitantes. Esses valores encontram-se abaixo da faixa *per capita* apresentada por Von Sperling et al. (2001), que estimaram uma faixa *per capita* entre 12 e 18 gSST/hab.d de lodo anaeróbio, proveniente de reator UASB, assumindo cargas de 0,1 kgDQO/hab.d e 0,06 kg/hab.d (ROSARIO, 2016).

Já a quantidade de lodo gerado pelo BAS foi estimada em 0,3384 gSST/d. A carga de SST *per capita* foi também estimada em 0,06768 gSST/hab.d, considerando os esgotos provenientes de uma residência com cinco habitantes. Esses valores encontram-se abaixo da faixa *per capita* apresentada por Von Sperling et al. (2001), que a estimaram entre 8 e 14 gSST/hab.d de lodo aeróbio, proveniente de um sistema de lodo ativado, assumindo cargas de 0,1 kgDQO/hab.d e 0,06 kg/hab.d (ROSARIO, 2016).

O sistema combinado pesquisado na Universidade de Brasília apresentou, nas condições testadas, baixa geração de lodo quando comparado a outros sistemas de tratamento biológico anaeróbio e aeróbio, com diferentes meios suportes. Dos resultados obtidos, foi possível concluir que o meio suporte utilizado, associado às características operacionais aplicadas, foram responsáveis pela eficiência reportada.

6.3 GERENCIAMENTO DE ESCUMA EM ETE DESCENTRALIZADA

6.3.1 Introdução

O tratamento de esgoto em reatores UASB gera subprodutos sólidos – lodo e espuma, os quais precisam ser adequadamente gerenciados a fim de garantir a eficiência e as vantagens desse tipo de tecnologia.

A acumulação de lodo (biomassa) nos reatores UASB acontece após alguns meses de operação contínua, sendo que a taxa de acumulação é maior quando o esgoto afluyente apresenta elevada concentração de sólidos suspensos. Conforme descrito no Capítulo 4, uma das principais características dos reatores UASB, quando operado adequadamente, é a sua elevada capacidade de retenção da biomassa, resultando em idades de lodo elevadas e conferindo alto grau de estabilização ao lodo. Essa elevada capacidade de retenção da biomassa é decorrente da existência do separador trifásico, das velocidades ascensionais impostas ao reator e da alta sedimentabilidade do tipo de biomassa que se desenvolve neste sistema (LEITÃO et al., 2009). Entretanto, o reator apresenta uma capacidade limite de retenção e armazenamento de biomassa, ditada principalmente pelos volumes dos compartimentos de digestão e de decantação do reator. Essas capacidades limites não devem ser ultrapassadas; caso contrário, poderá ocorrer a perda excessiva de sólidos e deterioração da qualidade do efluente do reator, além de outros problemas correlatos, conforme reportado por Chernicharo et al. (2018). Nesse sentido, é imprescindível que o lodo excedente seja removido periodicamente e de forma apropriada.

A formação, acumulação e o tipo de espuma que ocorre no interior dos reatores UASB depende essencialmente da composição do esgoto bruto, particularmente quanto à presença de detritos (não retidos no tratamento preliminar) e de óleos e graxas. Assim como o lodo, a espuma também deve ser removida com a frequência devida, visto que seu acúmulo no interior do reator (mais particularmente no interior do separador trifásico) pode resultar em sérios problemas operacionais e até mesmo em danos estruturais conforme reportado por Chernicharo et al. (2018).

A ausência e/ou a ineficácia do gerenciamento do lodo e da espuma pode comprometer a eficiência do sistema de tratamento como um todo. Assim, é imprescindível realizar aprimoramentos no projeto e na construção dos reatores UASB, assim como estabelecer rotinas operacionais adequadas para o gerenciamento dos subprodutos sólidos (lodo e espuma) que possam ser implementadas de forma efetiva nesses reatores.

6.3.2 Aspectos quantitativos e qualitativos

As características físico-químicas e os valores de coeficientes práticos para estimativa da produção de espuma em reator UASB podem ser vistos na Tabela

6.7. Essa unidade de tratamento tem ampla aplicação no Brasil para o tratamento de esgotos domésticos em sistemas centralizados e descentralizados, razão pela qual se tem maior informação sobre esse subproduto sólido. Porém, os dados da Tabela 6.7 devem ser utilizados com reserva, pois eles são provenientes de ETES interligadas a sistema de esgoto centralizado, além do fato de haver bastante heterogeneidade nesse subproduto, o que pode, em certas situações, não retratar a realidade da ETED.

Tabela 6.7 – Caracterização (físico-química e microbiológica) e taxa de acumulação de espuma em reatores UASB tratando esgoto doméstico

Variável físico-química e microbiológica	Faixa de valores	Taxa de acumulação de espuma	
		Coefficientes	Faixa de valores
pH(-)	6,2 a 7,2	L/kgDQO _{apl.}	0,01 a 0,04
DQO (g/L)	38 a 156		
DBO (g/L)	26 a 42	L/kgSST _{apl.}	0,02 a 0,08
ST (g/L)	103 a 288		
STV (g/L)	67 a 183	gST/kgDQO _{apl.}	1,0 a 12,3
Solúveis em hexano (OG) (g/L)	0,061 a 2,15		
Coliformes termotolerantes (UFC/g)	22.337 a 38.698	gST/kgSST _{apl.}	1,5 a 54
<i>Samonela spp</i> (UFC/g)	3.844 a 103.015		

Fonte: Díaz Flórez (2016) e Chernicharo (2007)

Díaz Flórez (2016), em estudo sobre a avaliação de protocolos de descarte e desaguamento da espuma acumulada no interior de separadores trifásicos de reator UASB, comenta que a taxa de acumulação de espuma aumenta ou diminui com a concentração do lodo (altura 2,5 m). Desse modo, é de suma importância manter um adequado controle e gerenciamento do lodo, a fim de diminuir as taxas de acumulação de espuma.

6.3.3 Gerenciamento

A grande maioria dos reatores anaeróbios existentes no Brasil apresentam problemas com o gerenciamento da espuma, tanto a que tende a se acumular na superfície do compartimento de decantação e, principalmente, aquela que se forma e se acumula no interior dos separadores trifásicos (ver Figura 6.4).

A espuma acumulada na superfície do decantador, embora caracterize-se como um resíduo muito concentrado, apresenta coeficientes de acumulação relativamente baixos, sendo possível projetar os compartimentos de decantação dos reatores UASB sem retentores de espuma, a fim de possibilitar que esse

material seja descarregado junto com o efluente, sem acarretar deterioração significativa da sua qualidade. Entretanto, é essencial garantir o adequado nivelamento e fixação das calhas coletoras de efluente e a vedação na instalação dos vertedores, a fim de evitar fluxos preferenciais e o acúmulo de espuma na parte superior dos compartimentos de decantação, conforme mostrado na Figura 6.4b. É importante salientar que a ausência de descartes sistemáticos do lodo excedente formado no compartimento de digestão do reator pode acarretar uma maior perda de sólidos para o compartimento de decantação, vindo a conferir um aspecto de “lodo flotado” juntamente com a espuma. Essa situação tende a se agravar quando o reator opera com sobrecarga hidráulica e velocidades ascensionais mais elevadas do que as previstas em projeto.



Figura 6.4 – (a) Identificação dos pontos de acumulação de espuma em reatores UASB; (b) espuma na superfície do decantador; (c) espuma no interior do separador trifásico

Quanto à formação e acumulação de espuma no interior do separador trifásico, esta se deve notadamente à ausência ou ineficiência dos dispositivos de remoção de espuma, o que ocasiona o espessamento e a solidificação da camada de espuma, conforme mostrado na Figura 6.4c. A acumulação excessiva de espuma no interior do separador trifásico pode ocasionar sérios problemas operacionais e até mesmo danos estruturais, conforme reportado por Chernicharo et al. (2018) e Lobato et al. (2018).

Valem aqui as mesmas considerações feitas anteriormente acerca do “lodo flotado” que se agrega à camada de espuma do decantador em decorrência do excesso de lodo no compartimento de digestão e de sobrecargas hidráulicas no reator. Ademais, são válidas também as preocupações acerca dos detritos (lixo) não retidos no tratamento preliminar e que adentram o reator. Uma parcela significativa dos detritos mais leves irá flotar e se agregar à camada de espuma, seja no interior do separador trifásico ou na superfície do decantador.

Face ao exposto, depreende-se que é de fundamental importância o correto gerenciamento da espuma que tende a se acumular na superfície dos decantadores e no interior dos separadores trifásicos de reatores UASB. O correto gerenciamento da espuma, por sua vez, depende de aspectos-chave relacionados às etapas de projeto, de construção e de operação dos reatores, conforme sistematizados e apresentados de forma resumida a seguir.

1. Melhoria do tratamento preliminar

Sabe-se que parcela significativa dos sólidos finos e leves não retidos no tratamento preliminar e que adentram os reatores UASB passam a fazer parte da constituição da camada de espuma (ver Figura 6.5). Nesse sentido, com o intuito de reduzir a entrada de detritos nos reatores, é de fundamental importância um maior cuidado na definição das unidades de gradeamento do tratamento preliminar. Dentre as melhorias preconizadas, pode-se mencionar a utilização de grades ultrafinas e de peneiras de pequena abertura (3 a 4 mm) e a necessidade de garantir as velocidades mínimas de escoamento (idealmente superiores a 0,3 m/s e inferiores a 1,0 m/s) nos canais afluente e efluente ao gradeamento.



Figura 6.5 – Visualização do aspecto da espuma removida do interior de separador trifásico de reator UASB

2. Controle sobre o recebimento de efluentes não domésticos

Alguns tipos de efluentes não domésticos podem contribuir para o incremento da formação e acumulação de espuma nos reatores UASB, a exemplo do recebimento, na ETE, de lodo de tanques sépticos e de efluentes industriais com elevado teor de óleos e graxas (laticínios, abatedouros, frigoríficos

etc.). Recomenda-se, portanto, rigoroso controle no recebimento destas e de outras contribuições que possam vir a agravar a formação de espuma nos reatores UASB.

3. Melhor controle sobre a formação de espuma no compartimento de decantação

Para se alcançar um melhor controle sobre a formação de espuma na superfície dos decantadores de reatores UASB, deve-se ter atenção especial em relação ao projeto e à instalação das calhas coletoras de efluente, de modo a se garantir uma lâmina vertente mínima de 15 mm (para se evitar o acúmulo de detritos no vértice do vertedor) e a fixação que observe o correto nivelamento e a resistência à torção das calhas.

4. Utilização de separadores trifásicos equipados com dispositivo de remoção de espuma

Os projetos mais recentes de reatores UASB têm incorporado um sistema hidrostático que possibilita a remoção de espuma por meio de canaletas instaladas no interior dos separadores trifásicos (Figura 6.6), conforme detalhado por Chernicharo et al. (2018) e Lobato et al. (2018).

Todavia, para que esse dispositivo hidrostático de remoção de espuma funcione adequadamente, o compartimento de gás deve ser perfeitamente estanque, de modo a possibilitar o estabelecimento de pequenas pressões na linha de biogás (10 a 15 mca). A pressurização na linha de biogás pode ser conseguida por meio de um selo hídrico (Figura 6.7), o qual permite, por meio do ajuste de pressão, que o nível da espuma fique ligeiramente (2 a 3 cm) abaixo da borda da canaleta de espuma.

A Figura 6.7 ilustra de forma esquemática um sistema hidrostático de remoção de espuma. Ressalta-se que tal dispositivo só funciona adequadamente para a remoção de espuma no seu estado fluido (não excessivamente adensada e solidificada), o qual pode ser garantido por uma frequência de remoção da ordem de 2 a 3 vezes por semana.



Figura 6.6 – Separadores trifásicos com canaletas internas para remoção de espuma

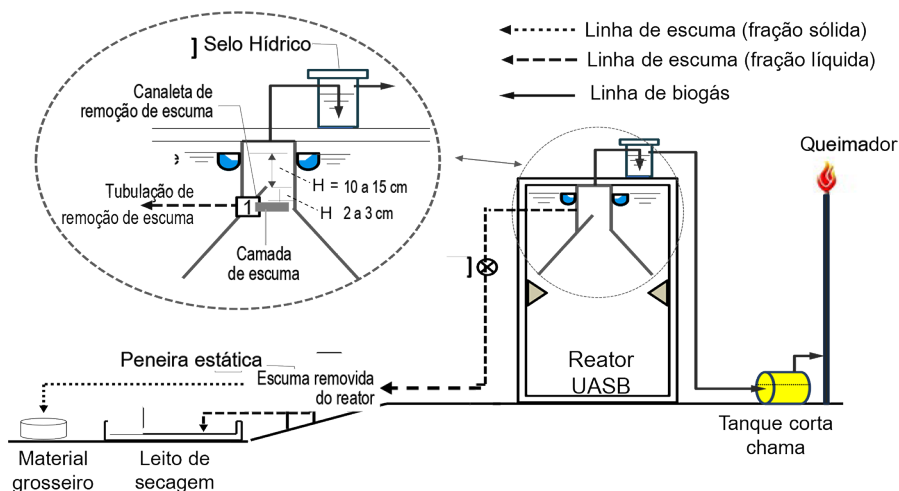


Figura 6.7 – Representação esquemática de um sistema hidrostático de remoção de espuma

6.4 DESAGUAMENTO DE LODO EM ETE DESCENTRALIZADA

6.4.1 Principais sistemas de desaguamento com foco nas ETED

A operação de desaguamento de lodo pode ser dividida em natural ou mecanizada. O princípio do desaguamento natural é baseado nos mecanismos de evaporação e de percolação. Em contrapartida, os processos mecanizados baseiam-se em mecanismos como centrifugação, filtração e compactação. Para aumentar a aptidão ao desaguamento e à captura de sólidos nesses processos, os lodos podem ser submetidos a uma etapa de condicionamento prévio, favorecendo a agregação das partículas de sólidos e a formação de flocos.

Os métodos de desaguamento mais comumente utilizados incluem processos naturais, tais como leitos de secagem e lagoas de lodo, e processos mecânicos, como centrífugas, filtros a vácuo, filtros prensa de placas, filtros prensa de esteiras e prensas parafuso. Recentemente, têm sido utilizadas membranas geotêxtis em diferentes conformações, como as bolsas drenantes ou “bags” de geotêxtil e os leitos drenantes.

Um cuidado imprescindível na operação de desaguamento de lodo é quanto à destinação do líquido drenado ou sobrenadante que é gerado, o qual costuma ser poluente e deve ser retornado à linha de fluxo líquido para ser tratado.

Vanzetto (2012) desenvolveu uma metodologia para realizar a análise tecnológica das alternativas de desaguamento de lodos produzidos em Estações de Tratamento de Esgotos que é capaz de indicar as alternativas de desaguamento que melhor atendem, concomitantemente, a todos os critérios estabelecidos de acordo com suas características e com as preferências dos atores envolvidos. Na metodologia proposta por Vanzetto (2012), com inspiração na análise multiobjetivo e multicritério, quatro dimensões foram consideradas: econômica, ambiental, social e técnica. Essas dimensões foram desdobradas em vinte e três critérios de avaliação das alternativas de desaguamento de lodo.

Para a realidade brasileira, na qual o clima apresenta temperaturas relativamente altas e elevada intensidade de insolação, tornam-se viáveis processos não mecanizados de desaguamento, também chamados de processos “naturais” de desaguamento. Alguns processos desse tipo são as lagoas de estabilização ou lagoas de lodo, os leitos de secagem e outros que são descritos a seguir.

Leitos de secagem: Os leitos de secagem são estruturas prismáticas (quadradas ou retangulares), geralmente construídas em alvenaria, que são preenchidas por materiais que retêm os sólidos mas permitem a drenagem da água. Os leitos de secagem têm seu uso favorecido no Brasil pelas condições climáticas, já que parte da água é eliminada por evaporação. São muito usados no desaguamento de lodos de estações de tratamento e esgoto e de água. Segundo Lupatini et al. (2009), suas principais vantagens são o baixo custo de implantação, simplicidade operacional e o baixo consumo de energia e produtos químicos. As desvantagens principais são o pouco controle que se tem da eliminação da água, que ocorre por fenômenos naturais, e a área necessária para a construção, que é elevada em comparação a outros processos de desaguamento de

lodo. Lupatini et al. (2009) apresentam experimentos avaliando o uso de leitos de secagem para o adensamento de lodos de tanques sépticos, chegando a resultados satisfatórios e bastante promissores.

Há diversos tipos de leitos de secagem, podendo-se classificá-los assim: (1) leitos de secagem convencionais; (2) leitos de secagem pavimentados (*paved drying beds*); (3) leitos de secagem avácuo (*vacuum-assisted drying beds*); (4) leitos de secagem rápida ou leitos secos de filtração rápida (*quick dry filter beds*); (5) leitos de secagem de junco (*reed beds*); e (6) leitos de secagem com meio artificial (*artificial media drying beds*) (VANZETTO, 2012).

A Figura 6.8 ilustra o uso de leito de secagem convencionais descoberto e coberto aplicados em situações com baixa e alta intensidade pluviométrica que podem ocorrer no Brasil.



Figura 6.8 – Leitos de secagem convencionais para de desaguamento de lodo[(a) descoberto e (b) coberto] implantados em ETED de empreendimento habitacional em Maceió (AL) e em Ananindeua (PA)

Os leitos de secagem convencionais têm apenas um fundo que permite a drenagem natural da água liberada pelo lodo. Os leitos de secagem pavimentados diferem dos leitos convencionais devido ao material de revestimento utilizado para formar a base do tanque, permitindo o uso de concreto ou concreto betuminoso. Os leitos de secagem a vácuo possuem uma laje de concreto na parte inferior e uma camada de agregado contendo vários milímetros de espessura em cima dessa laje, a qual é ligada à câmara a vácuo e também a uma bomba de vácuo.

Os leitos de secagem rápida consistem em uma série de tubos colocados na base de um leito para permitir o escoamento da água e a pré-saturação antes da aplicação do lodo, com aplicação de polímero ao lodo. Os leitos de juncos são

muito parecidos com os leitos de secagem naturais, diferindo apenas por conterem gramíneas da espécie *Phragmites comminus*, conhecidas popularmente pela denominação genérica de juncos.

Os leitos de secagem com meio artificial assemelham-se aos leitos de secagem a vácuo, mas a sua camada drenante é composta por material artificial, como tela de fios de arame perfilados de aço inoxidável ou painéis de poliuretano de alta densidade (VANZETTO, 2012).

Bolsas drenantes (“bags”): As bolsas drenantes ou “bags” são confeccionadas de mantas geotêxtis fabricadas a partir de materiais geossintéticos, os quais, de acordo com a NBR ISO 10318-1 (ABNT, 2018), são produtos poliméricos (sintéticos ou naturais) industrializados, desenvolvidos para utilização em obras civis e ambientais em razão da aplicação de uma ou mais funções, relativas a propriedades de reforço, filtração, drenagem, proteção, separação, impermeabilização e controle de erosão superficial.

A classificação das bolsas drenantes é realizada em função do seu processo de fabricação; basicamente, dividem-se em geotêxtis de tecidos e de não tecidos, as quais têm como principais matérias-primas empregadas na sua produção o polietileno (PE), o polipropileno (PP) e o poliéster (PET) (MORTARA, 2011).

Além disso, a ABNT e a *American Society for Testing and Materials* (ASTM) estabelecem diversos critérios técnicos em termos de especificação quanto à utilização das bolsas drenantes para operação em plano vertical ou horizontal, envolvendo propriedades físicas, mecânicas e hidráulicas do geotêxtil. Dentre essas propriedades, merecem destaque: (1) Físicas: resistência aos raios UV, capacidade volumétrica e gramatura; (2) Mecânicas: resistências à tração, ao puncionamento estático e na costura; e (3) Hidráulicas: taxa de fluxo por área, permissividade e abertura à filtração.

No Brasil, as bolsas drenantes de geotêxtil em plano vertical ou horizontal têm dimensões distintas entre os fabricantes, usualmente sem padronização quanto ao tamanho, já que depende da produção de lodo. Contudo, a Tabela 6.8 traz alguns valores de dimensões de bolsas drenantes de geotêxtil utilizados em projetos de desaguamento de lodo.

A bolsa drenante para desaguamento pode ou não ser confeccionada com duas ou mais camadas de geotêxtil, o que é definido mediante estimativa dos esforços a que ela será submetida. No caso do desaguamento com bolsa drenante

com duas camadas, a primeira ou mais interna é responsável pela filtração e a segunda, chamada de externa, responde pela resistência às tensões geradas.

Com relação ao sistema de desaguamento de lodo mediante a aplicação de bolsas drenantes, quando implementadas para o gerenciamento de lodo de ETED, as instalações podem ser fixas ou móveis. Essa definição depende de fatores como demanda de área, produção de lodo, capacidade operacional e custo de produto químico, acrescido de transporte do lodo para tratamento desse subproduto em ETE externa. Em linhas gerais, uma instalação de desaguamento por bolsa drenante fixa e no plano horizontal terá como unidades principais: sistema de dosagem de produto químico (tanque preparo e bomba dosadora), dispositivo de mistura (estático e/ou mecanizado), tubulações rígidas e flexíveis, conexões e acessórios hidráulicos, betoneira para higienização do lodo, tanque de armazenamento do lodo higienizado e estação elevatória de lodo de excesso, cuja implantação dependerá da topografia do terreno.

Tabela 6.8 – Dimensões de bolsa drenante horizontal fabricada no Brasil para desaguamento de lodo

DIMENSÕES	MACCAFERRI (geotêxtil tecido)			VEGETECH (geotêxtil não tecido)		
	P09XL15	P06XL07	P04XL05	Vegebag 1/2	Vegebag 5/2	Vegebag 5
Perímetro (m)	9,10	6,90	4,57	-	-	-
B (m)	4,00	2,00	1,20	2,3	2,3	4,6
L (m)	15,00	7,00	5,00	1,0	5,0	5,0
H (m)	2,00	1,60	1,00	0,44	0,44	0,87
nº bocais (un)	1	1	1	-	-	-
Volume (m ³)	75,00	20,00	7,50	1,0	5,0	20,0
Alças (um)	6	4	4	-	-	-

Fonte: Catálogos de especificação técnica Vegebag e Maccaferri

Além disso, tal sistema tem a estrutura civil de repouso das bolsas drenantes, em que se tem base de contenção em concreto, piso de pedrisco, mureta de contenção, canaleta de drenagem e impermeabilização da base, mureta e canaleta e tubulação de saída do líquido drenado. A Figura 6.9 ilustra planta baixa de unidade de desaguamento por bolsa drenante fixa e no plano horizontal.

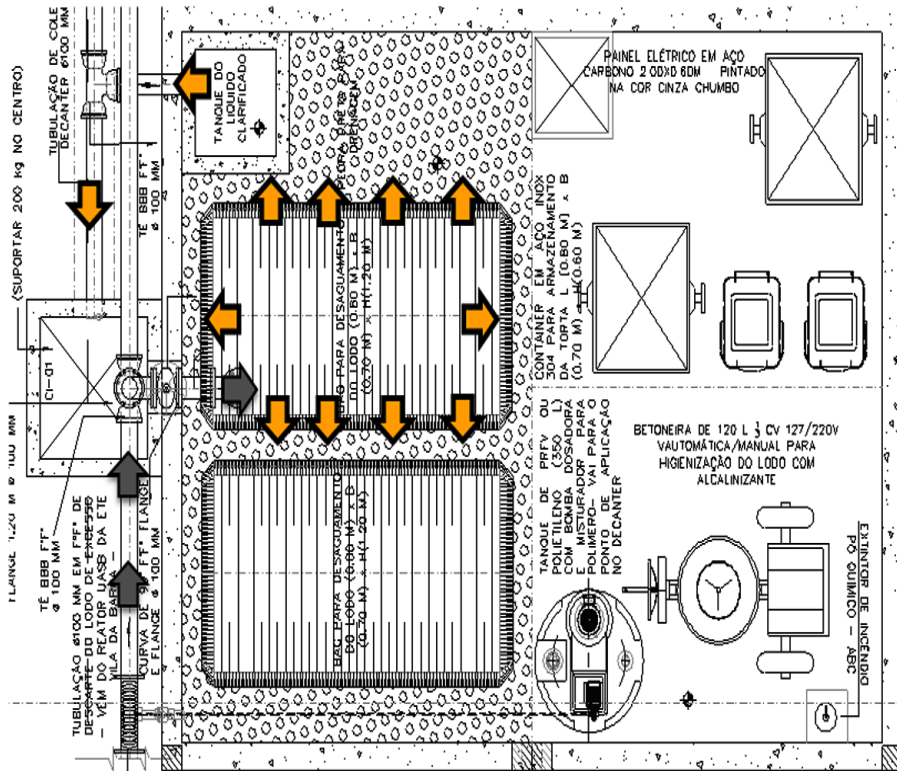


Figura 6.9 – Unidade de desaguamento com bolsa drenante em paralelo, instalação tipo fixa, operação em plano horizontal para atender as etapas de desaguamento e higienização

Em termos de operação do sistema de desaguamento de lodo com bolsas drenantes, há três fases principais (VANZETTO, 2012):

- (1) **Fase de confinamento:** o lodo devidamente condicionado é bombeado para o interior da bolsa;
- (2) **Fase de desaguamento:** o lodo condicionado libera a água que passa por meio da membrana geotêxtil;
- (3) **Fase de consolidação:** após o preenchimento total do tubo com o lodo condicionado, o tubo permanece em repouso por meses, para aumentar o teor de sólidos do lodo no interior do tubo.

As fases 1 e 3 são ilustradas na Figura 6.10, juntamente com as dimensões L e H que representam, respectivamente, o comprimento e a altura.

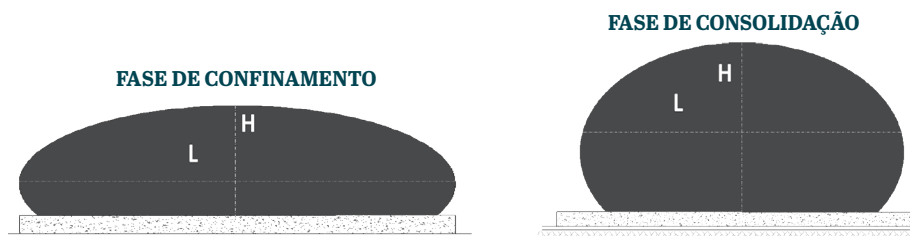


Figura 6.10 – Fases de confinamento e de consolidação da bolsa drenante durante o desaguamento do lodo

O desempenho da bolsa drenante pode ser mensurado em termos de eficiência de filtração (E_F) e de capacidade de desaguamento (E_D), utilizando-se respectivamente as Equações 6.11 e 6.12 (GUIMARÃES; URASHIMA, 2013).

$$E_F(\%) = \frac{ST_{\text{inicial}} - ST_{\text{final}}}{ST_{\text{inicial}}} \cdot 100 \quad (\text{Eq. 6.11})$$

$$E_D(\%) = \frac{ST_{\text{inicial}}(\%) - ST_{\text{final}}(\%)}{ST_{\text{inicial}}(\%)} \cdot 100 \quad (\text{Eq. 6.12})$$

Onde:

E_F : eficiência de filtração

E_D : capacidade de desaguamento

ST_{inicial} : concentração inicial de ST do lodo (mg/L ou %)

ST_{final} : concentração final de ST do lodo (mg/L ou %)

Guimarães e Urashima (2013) comentam que existe consenso na literatura técnica sobre a importância do condicionamento químico para aplicabilidade do desaguamento com bolsa drenante, normalmente requerendo aplicação de polímero para provocar a separação sólido-líquido do lodo por meio da coagulação dos sólidos e da liberação da água (livre, adsorvida e capilar).

Além disso, Guimarães e Urashima (2013), em revisão sobre o tema, reportam diversos métodos em escala de bancada (teste em cone) e de protótipo piloto com controle da vazão e pressão de enchimento do *bag* para se avaliar as condições de desaguamento da bolsa drenante. De modo geral, esses métodos visam

obter informações quanto ao grau de clarificação do líquido drenado, tipo de bolsa drenante e dosagem requerida de produto químico (polímeros catiônico, aniônico ou não-iônico).

Contudo, verifica-se que os operadores da ETED terão dificuldade, em termos práticos, de conduzirem ensaios para otimização do desaguamento do lodo da bolsa drenante, em virtude da grande maioria das unidades de tratamento de esgoto não disporem de espaço físico laboratorial, bem como da ausência de protocolo operacional para tal investigação. Assim, a RENTED desenvolveu juntamente com pesquisadores da UFPA um procedimento mediante a utilização de método simples e prático de bancada. Denominado de “bag-test”, o procedimento emprega o tratamento estatístico de PCA (*Principal component analysis*, Análise de componentes principais), que pode ser utilizado para definição do tipo de bolsa drenante e dosagem de produto químico em termos de gP (polímero) por kg_{lodo} (lodo). A seguir descrevem-se o aparato experimental necessário, o procedimento do método e os resultados de aplicação para lodos oriundos de empreendimentos unifamiliares via caminhões limpa-fossa (ETE UNA) e multifamiliar (ETE Vila da Barca).

6.4.2 Ensaio de laboratório em bancada para seleção de bolsa drenante e dosagem

1) Materiais e equipamentos necessários:

Para realização do “bag-test” em batelada serão necessários os seguintes materiais e equipamentos:

Item	Descrição	Quantidade
01	Proveta graduada volumétrica de base hexagonal de 2.000 mL	05
02	Funil analítico de vidro liso com haste curta com $\phi=18\text{cm}$ e 1.000 mL	05
03	Becker de vidro forma baixa de 2.000 mL	05
04	Agitador manual e elétrico para mistura de solução produtos químicos	01
05	Aparelho de jar-test de 06 provas	01
06	Espectrofotômetro para leitura de cor aparente	01
07	Balança de umidade por infravermelho	01
08	Turbidímetro com resolução de 0,1 ou 0,01 UNT	01
09	Bolsa drenante em formato cônico de ϕ 20 cm e h = 16,5 cm	05
10	Cronometro digital	01
11	Estufa para temperatura de 105 a 120 °C	01
12	Produtos químicos (a serem definidos na investigação)	(-)



Desaguamento lodo UASB (multifamiliar).

Desaguamento lodo séptico (unifamiliar)

Figura 6.11 – Aparato experimental para realização de ensaios de desaguamento de lodo de empreendimentos habitacionais multifamiliar e unifamiliar realizados na cidade de Belém (PA)

2) Procedimento do método:

O ensaio proposto preconiza a execução das seguintes etapas:

- 1) Caracterizar o lodo bruto a ser desaguado em termos das seguintes variáveis: pH, teor de umidade, ST, SV/ST e massa específica;
- 2) Preparar a solução mãe de polímero (catiônico, aniônico ou não-iônico) a cerca de 0,2 a 0,3%;
- 3) Preparar a faixa de concentrações de lodo (mgST/L) a ser desaguado de modo a se obter dosagens que resultem valores de 2, 4, 6, 8 e 10gP/kg_{lodo};
- 4) Realizar com auxílio de jar-test decorridos 15s a mistura rápida do conteúdo (lodo + polímero) e, após o término do tempo de mistura rápida, finalizar a agitação;
- 5) Na sequência, efetuar a transferência da mistura (lodo + polímero) para os protótipos de geotêxtil de bancada;
- 6) Registrar com auxílio de cronômetro e em dois volumes pré-estabelecidos (300 e 600mL) na proveta (2L) a velocidade de filtração; depois, determinar para a fase líquida: pH, cor aparente, turbidez, ST e volume do filtrado.
- 7) Organizar banco de dados de informações do bag-test para determinação do índice de qualidade do filtrado (IQF). O IQF é obtido para 25 ensaios, conhecendo-se variáveis físico-químicas como ST, turbidez e cor aparente, cujos valores absolutos sofrem tratamento estatístico multivariado de PCA, per-

mitindo resumir as informações dessas três variáveis num conjunto menor de (k) variáveis compostas derivadas a partir do conjunto original, denominada de componente principal, e que irá resultar numa Equação de interação individual dessas variáveis. Quanto menor o valor numérico do IQF, melhor é a qualidade do líquido resultante da filtração em geotêxtil. Assim, obtêm-se a condição operacional desejada para desaguamento de lodo, em termos do tipo de geotêxtil, dosagem, tipo de lodo e produto químico utilizado. A seguir apresentam-se alguns exemplos de equações de IQF.

Tipo de lodo-Unidade de tratamento	Equação do índice de qualidade do filtrado (IQF)
Lodo – UASB (ETE Vila da Barca)	$IQF = 0,576 \cdot ST + 0,539 \cdot \text{Turbidez} + 0,615 \text{ cor}$ (Eq.6.13)
Lodo – Tanque séptico (ETE UNA)	$IQF = 0,052 \cdot ST + 0,705 \cdot \text{Turbidez} + 0,708 \text{ cor}$ (Eq.6.14)

3) Aplicação do procedimento, resultados e parecer técnico

A seguir, a título de estudo de caso, apresentam-se na Tabela 6.9 para lodo de excesso de UASB da ETE Vila da Barca e lodo séptico de TS recebidos na ETE UNA em Belém (PA) os principais resultados obtidos de ensaio de desaguamento com geotêxtil, visando a identificar a melhor condição para seleção de bolsa drenante, dosagem, produto químico e qualidade do filtrado.

Tabela 6.9 – Principais relações no líquido filtrado para condição otimizada de desaguamento com geotêxtil

Variável	Número de de- terminações	Líquido filtrado (ETE Vila da Barca)	Líquido filtrado (ETE UNA)
DQO_F/DQO_B	3,0	0,83±0,06	0,70±0,14
DBO/DQO_B	3,0	0,27±0,02	0,94±0,21
SST/ST	3,0	0,11±0,02	0,04±0,01
SDT/ST	3,0	0,89±0,02	0,96±0,01
SSV/SST	3,0	0,86±0,04	0,60±0,05
$DBO_B:N:P$	3,0	100:7,85:0,03	100:1,077:1,72
Índice de Langelier (IL)	3,0	-4,04±0,18	-3,86±0,26

01. Parecer técnico do ensaio de desaguamento para líquido filtrado (ETE Vila da Barca):

Os ensaios do “bag-test” com geotêxtil em polipropileno de 500 g/m² indicaram que para IQF=235,08 o lodo de UASB com 2,40% ST pode ser desidratado numa faixa operacional de 2 a 6 gP/kg_{lodo}, com polímero catiônico (FO4400), de modo a se obter eficiência média de 98,82% em termos de redução de massa, gerando qualidade do líquido filtrado com relação média de DQO/N/P de 100:7,85:0,03, o que revela água residuária com alto conteúdo nitrogenado e baixa presença de fósforo, além da predominância de matéria orgânica dissolvida ($DQO_F/DQO_B=0,83$), presença elevada de fração inerte não biodegradável ($DBO/DQO_B=0,27$) e IL= -4,04, o qual caracteriza líquido com propriedade corrosiva. Em termos de metais (Ba, Cd, Cr, Cu, Ni, Pb, Zn e Al), obteve-se maior e menor valor, respectivamente, de 0,75 mg/L para Al e de 0,01 mg/L para Ni.

02. Parecer técnico do ensaio de desaguamento para líquido filtrado (ETE UNA):

Os ensaios do “bag-test” com geotêxtil em polipropileno de 500 g/m² indicaram que para IQF=119,39 o lodo séptico com 2,37% ST pode ser desidratado numa faixa operacional de 1 a 3 gP/kg_{lodo}, com polímero catiônico (FO4400), de modo a se obter eficiência média de 94,78% em termos de redução de massa, gerando qualidade do líquido filtrado com relação média de DQO/N/P de 100:1.077:1,72, o que revela água residuária com elevado conteúdo nitrogenado e concentração de fósforo próxima à do esgoto sanitário, além da predominância de matéria orgânica dissolvida ($DQO_F/DQO_B=0,70$), presença elevada de fração biodegradável ($DBO/DQO_B=0,94$) e IL= -3,86, que caracteriza líquido com propriedade corrosiva. Em termos de metais (Ba, Cd, Cr, Cu, Ni, Pb, Zn e Al), obteve-se maior e menor valor, respectivamente, de 1,09 mg/L para Cr e de 0,005 mg/L para Cu.

6.4.3 Parâmetros e critérios de dimensionamento de leitos de secagem

Um resumo dos parâmetros e dos critérios que norteiam o dimensionamento de leitos de secagem são apresentados a seguir, baseado nas recomendações da NBR 12.209 (ABNT, 2011) e em orientações da literatura técnica especializada (JORDÃO; PESSOA, 2014):

Parâmetros de projeto	Critérios e valores empregados para projeto
Característica do lodo	a relação STV/ST $\leq 0,60$, caracteriza o lodo estabilizado
Produção do lodo	variável, conforme descrito no item 6.2.3. Realizar consulta nas publicações da PROSAB, nas quais constam equacionamento para distintos arranjos de processos de tratamento anaeróbio e aeróbio
Carga nominal de aplicação de sólidos (T_S)	não deve exceder 15 kgSS/m^2 para cada ciclo de operação
Concentração (C_L)	o lodo estabilizado deve ter C_L numa faixa de 2,0 a 6,0% para ser desidratado com obtenção de torta com valor de TS $\approx 30\%$
Tempo de secagem (t_S)	em condições normais e favoráveis, varia entre 10 e 25 dias
Altura de lodo (H_{LS})	não pode exceder a 0,35 m a altura do lodo sobre o leito drenante
Número (n)	no mínimo 02 unidades, para se ter flexibilidade operacional
Condições climáticas	em áreas de alta intensidade pluviométrica o leito de secagem deve ter cobertura, e em regiões do Brasil com inverno intenso a localização do leito de secagem numa dada área deve observar a condição de nascer e do pôr do sol

O equacionamento empregado para dimensionar o leito de secagem envolve as equações 6.15 e 6.16.

$$A_{LS} = \frac{P_L \cdot t_S}{n \cdot T_S} \quad (\text{Eq. 6.15})$$

$$H_{LS} = \frac{\left[\frac{P_L}{\rho_L \cdot C} \right] \cdot t_S}{A_{LS}} \quad (\text{Eq. 6.16})$$

Onde:

A_{LS} : área do leito de secagem (m^2)

P_L : produção de lodo (kgSS/d)

t_S : tempo de secagem (d)

n: número de unidades (-)

T_S : carga nominal de aplicação de sólidos (kgSS/m^2)

H_{LS} : altura do lodo sobre o leito drenante (m)

Finalizado o dimensionamento do leito de secagem, é necessário efetuar o balanço de massa para as vazões (líquidas e sólidas) que entram e saem dessa unidade, de modo a mensurá-las e posteriormente encaminhar tais contribuições para a devida etapa de tratamento e/ou destinação final, cuja exemplificação pode ser observada na Figura 6.12.

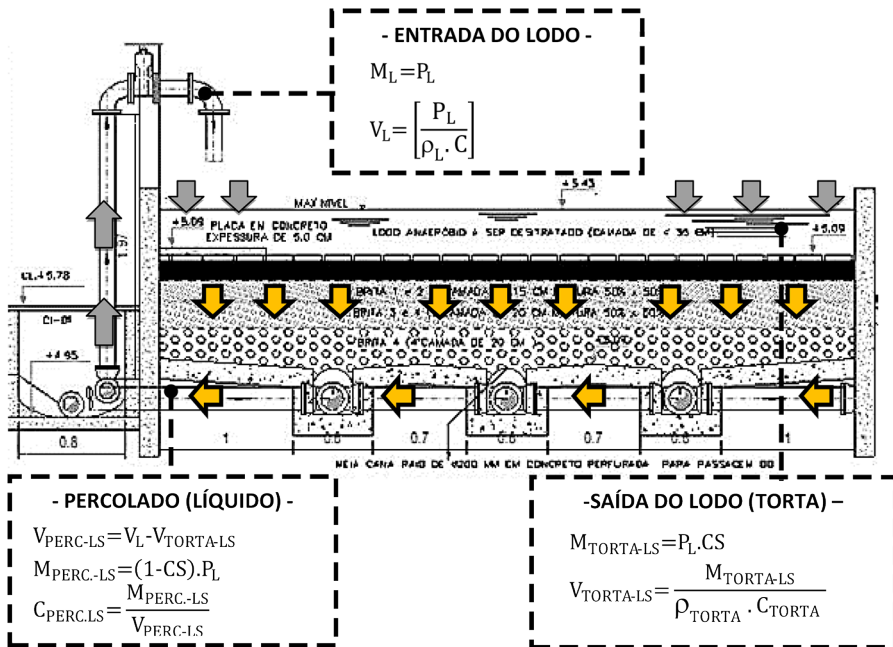


Figura 6.12 – Balanço de massa para as vazões (líquidas e sólidas) em leito de secagem

6.4.4 Parâmetros e critérios de dimensionamento de bolsas drenantes

A literatura técnica especializada nacional e internacional tem demonstrado o potencial das bolsas drenantes para desaguar lodo de ETE. Entretanto, os dados sobre as bolsas drenantes são dispersos e ainda não se encontram consolidados, em virtude de não haver ainda consenso quanto aos parâmetros de projeto. Assim, a seguir são listados os principais critérios considerados críticos da referida técnica de desaguar:

1. Característica do lodo: o lodo estabilizado e adensado deve ter relação $STV/ST \leq 0,60$ e sua concentração pode estar numa faixa de 2,0 a 6,0%, para se obter torta com teor de sólidos entre 25% e 40%. Também é preciso conhecer nesta etapa a massa específica do lodo que será desidratado.
2. Dosagem de produtos químicos e seleção do bag: obtida a partir de ensaios de laboratório para definição do tipo de produto químico, faixa de dosagem (gP/kg_{lodo}) e seleção da bolsa drenante (geotêxtil tecido e não tecido). Para

elaboração de projeto executivo de desaguamento com bolsa drenante, faz-se necessário complementar os ensaios de laboratório com testes em sistema piloto de maneira a se aprimorar e consolidar as informações. Em Guimarães e Urashima (2013) tem-se a descrição do protótipo para desaguamento de lodo para testes de 75 L de lodo e vazão de entrada de 2,7 m³/h;

3. Produção do lodo: variável, conforme descrito no item 6.2.3.

4. Arranjo da bolsa drenante: o arranjo da bolsa drenante (vertical ou horizontal) será definido em função da produção de lodo e da disponibilidade de área (m²). No mínimo, deverão ser previstas duas bolsas drenantes com ao menos três bocais de conexões para alimentação e alívio da pressão, as quais devem operar em paralelo sob regime 1 + 1 (reserva).

5. Período de atendimento (T): depende da capacidade volumétrica de armazenamento da bolsa drenante e do número de descargas de lodo excedente anualmente programadas na ETED. Pode ser determinado utilizando-se a Equação 6.17.

$$T = \frac{n \cdot V_B}{\left[\frac{P_L}{\rho_L \cdot C} \right]} \quad (\text{Eq. 6.17})$$

Onde:

n: número de unidades (-)

V_B: volume unitário da bolsa drenante (m³)

P_L: produção de lodo (kgSST/d)

ρ_L: massa específica do lodo (kg/m³)

C: concentração média delodo (%)

6. Carga nominal de aplicação de sólidos (T_S): os ensaios de laboratório e/ou em protótipo deverão determinar a carga nominal máxima de sólidos (kgSS/m²) com que a bolsa drenante pode trabalhar, uma vez que durante o preenchimento do lodo o material da bolsa é solicitado a responder à ação dos esforços gerados pelas tensões circunferencial, axial e nos bocais de conexões. Vetermatti (2015) recomenda o uso do software GeoCoPS para avaliar diferentes cenários de operação da bolsa drenante relativos a esforço de tração, pressão interna, geometria, área da seção transversal e abatimento após consolidação.

7. **Condições climáticas:** quando implantada em áreas de insolação intensa, a bolsa drenante deve ter material resistente à ação de raios UV, sendo recomendável consultar o fabricante quanto à durabilidade do material frente a tais condições adversas.

O dimensionamento da bolsa drenante pode ser realizado mediante o roteiro proposto por Ferreira Filho (2017), cujo equacionamento envolve as Equações 6.18 e 6.19.

$$M_B = P_L \cdot CS \cdot T \quad (\text{Eq. 6.18})$$

Onde:

M_B : massa total de sólidos retida no bag (kg)

P_L : produção de lodo (kgSST/d)

CS: taxa de captura dos sólidos (%)

T: período de atendimento (d)

$$V_B = n \cdot \frac{M_B}{\rho_L \cdot C} \quad (\text{Eq. 6.19})$$

Onde:

V_B : volume total de bag (kg)

n: número de unidades (-)

ρ_L : massa específica do lodo (kg/m³)

C: concentração média de lodo (%)

6.5 HIGIENIZAÇÃO DE LODO EM ETE DESCENTRALIZADA

6.5.1 Introdução

Os níveis de patogenicidade do lodo podem ser substancialmente reduzidos por meio dos processos de estabilização e tratamento. No entanto, muitos parasitas intestinais – e principalmente seus ovos – são muito pouco afetados por processos de digestão convencional. A Tabela 6.10 descreve os principais mecanismos de higienização de lodo.

Segundo Pinto (2001), a higienização é uma etapa complementar ou conjugada aos processos convencionais como, por exemplo, o processo de estabilização. No entanto, é importante salientar que o processo de higienização não é de “desinfecção”, uma vez que não são desativados totalmente todos os microrganismos patogênicos presentes no lodo.

Tabela 6.10 – Principais mecanismos de higienização de lodo de esgoto

Mecanismos	Informações gerais
Via Térmica	Combina duas variáveis de controle, relacionadas ao tempo de permanência do lodo a uma dada temperatura.
Via Química	Utiliza um produto alcalinizante para elevar o pH do lodo e consequentemente alterar de forma letal a natureza coloidal do protoplasma celular dos microrganismos patogênicos, bem como produzir ambiente inóspito para a sua sobrevivência.
Via Biológica	A rota biológica ainda carece de maiores experiências, mas uma das alternativas mais conhecida é a vermicultura.
Via Radiação	Por meio de raios beta e gama, e ainda por radiação solar, mais especificamente os raios ultravioletas.

Fonte: Vanzetto (2012)

6.5.2 Higienização natural de longa duração

Foi pesquisado o processo de higienização natural de longa duração de lodos de tanques sépticos em duas ETEs da SANEPAR (CARVALHO e ANDREOLI, 2015). No experimento, o lodo de tanques sépticos era peneirado e sofria a adição de polímero catiônico e desaguamento em centrífuga do tipo “decanter”. Em seguida, o líquido drenado do desaguamento era conduzido à estação de tratamento de esgotos para tratamento, e o lodo desaguado era disposto em leitos, onde sofria revolvimento periódico. Após 11 semanas, o nível de coliformes termotolerantes atingiu o padrão da Resolução CONAMA nº 375/2006, mas esse período de estocagem não foi suficiente para a inviabilização do número de ovos de helmintos, que ficaram acima do padrão. Estima-se que será necessário um período de estocagem muito maior para se atingir o padrão para helmintos, o que poderá exigir grandes pátios e áreas de estocagem de lodos, causando custos que podem inviabilizar essa alternativa.

6.5.3 Higienização por tratamento térmico

A higienização do lodo a partir de tratamento térmico apresenta resultados satisfatórios, mas a sua eficácia depende do conhecimento dos parâmetros que influem diretamente no processo de inativação ou destruição dos organismos patogênicos, que são temperatura e tempo de exposição. O tratamento térmico pode ser utilizado em diferentes tipos de lodo, sendo recomendável um teor de sólidos na alimentação entre 15 e 30% (GONÇALVES et al., 2001c).

Por meio de investigação experimental, Pedroza et al. (2006) determinaram as curvas de sobrevivência térmica de bactérias patogênicas, a partir das quais é

possível definir os tempos de decaimento decimal que representam o tempo necessário para que ocorra a destruição de 90% desta população (uma escala logarítmica). O conhecimento da curva de sobrevivência térmica de organismos indicadores de qualidade sanitária possibilita estimar o tempo de exposição do lodo a determinadas temperaturas que seja suficiente para alcançar a higienização.

Outro ponto relevante a ser considerado é a distribuição de calor no lodo, pois isso não ocorre de forma homogênea, estando diretamente relacionada com as propriedades físicas e da umidade do material. Desta forma, o tempo de exposição adequado, provavelmente, será bem maior na prática (PEDROZA et al., 2006). A EPA (1992, apud PEDROZA et al., 2006) recomenda que haja controle de temperatura, de maneira que se garanta uma temperatura de 70° C durante um período mínimo de 60 min.

6.5.4 Higienização por solarização

A solarização é um processo no qual o lodo de esgoto é submetido à secagem, aproveitando as condições climáticas de alta insolação e temperatura ambiente (BATISTA, 2015). Para potencializar os efeitos da insolação, normalmente é empregada uma cobertura plástica transparente, de espessura reduzida (entre 30 e 50 mm), criando o efeito estufa. Os raios ultravioletas atuam na superfície, enquanto no interior predomina a oscilação periódica de temperatura durante o tratamento, criando alterações nas condições químicas, físicas e biológicas do meio. Desse modo, com a diminuição da umidade (sem a interferência de chuvas) e o efeito estufa proporcionado pelo plástico transparente, o processo de higienização é acelerado e promove a redução na concentração de microrganismos patogênicos (GHINI, 1997 apud ARGEL, 2010).

A técnica de solarização é considerada uma solução simples e de fácil aplicação, além de não requerer alto investimento financeiro e da vantagem de não gerar outros resíduos no processo. O filme plástico transparente permite a passagem da radiação solar e sua conversão em energia calorífica gera vapores que podem alcançar 50 °C, temperatura em que muitos patógenos do lodo podem ser inativados, como bactérias, fungos, vírus e nematoides (SILVA, 2007).

No Paraná, pesquisa realizada por Ferreira (2001) avaliou o efeito da solarização do lodo anaeróbico digerido como processo para redução de umidade e ovos de helmintos. No experimento, avaliou-se a redução de ovos viáveis de hel-

mintos em um lodo disposto em leito de secagem por um período de 28 dias, com ou sem revolvimento do lodo. Os resultados mostraram reduções de 81,61 a 97,48% na concentração de ovos viáveis, correspondendo a valores finais de 0,34 a 9,33 ovos viáveis/gms. Os teores finais de umidade variaram entre 55,82 e 77,46%.

Bonnet et al. (1998) apud Argel (2010) indicaram que o uso de estufa agrícola é um meio útil de aproveitamento da radiação solar, pois atua no aquecimento do ar interno e, segundo afirmam, promove uma redução significativa das concentrações de bactérias pela radiação solar e desaguamento do lodo.

Argel (2010) realizou experimentos utilizando os tratamentos com estufa agrícola (solarização) e caleação, aplicados em três lotes de lodo gerados em reator UASB e que haviam sido dispostos em leitos de secagem com umidade inicial em torno de 70%. No caso do tratamento com estufa agrícola, após 35 dias, em apenas um dos lotes o decréscimo de ovos viáveis de helmintos atendeu à legislação para lodo classe A (Resolução nº 375/2006-CONAMA). A presença de *Salmonella spp* não foi confirmada desde a primeira análise, antes do processo de solarização. Para coliformes termotolerantes, o menor valor observado em um dos lotes, aos 35 dias após o início do tratamento, foi de $1,53 \times 10^6$ NMP/gST, sendo este um valor insuficiente para alcançar o padrão de lodo Classe A.

Entretanto, são necessários estudos mais detalhados sobre a solarização, de maneira a conceber um sistema que garanta segurança e eficiência, visto que há muitas lacunas a serem preenchidas sobre os parâmetros de controle na utilização da energia solar, com relação ao ar, temperatura e umidade (BENAMOUN, 2012).

6.5.5 Higienização via química

Neste item será abordada a estabilização alcalina, um processo de estabilização química muito utilizado para lodos de sistemas descentralizados. Nesse processo, são realizadas a desinfecção e estabilização parcial da matéria orgânica utilizando normalmente cal, motivo pelo qual a operação é também denominada de “caleação”, embora possa ser usado outro material alcalino. Segundo Solomon et al. (1998), a estabilização alcalina pode ser realizada pela adição da cal no próprio caminhão limpa-fossa antes, durante ou depois do bombeamento, ou acrescentando a cal em tanques específicos para esse fim. Pinto (2001) relata que essa prática reduz satisfatoriamente a presença de patógenos

e o potencial de odor do lodo. No entanto, há um aumento de volume total do lodo e se consegue apenas estabilização mediana da matéria orgânica.

O processo de “caleação” envolve, basicamente, a adição de cal ao lodo séptico para elevar o pH acima de 12 por pelo menos 30 minutos. Existem variações no tipo de cal usada (por exemplo, o uso de cal hidratada), no modo como ela é adicionada (líquida ou seca) e no modo como se promove a mistura para garantir o contato do lodo com a cal. Os principais objetivos da estabilização com cal são reduzir a presença de patógenos, a emissão de odores e a atração de vetores (DA SILVA, 2014).

6.6 ASPECTOS CONSTRUTIVOS, OPERACIONAIS E FINANCEIROS

6.6.1 Aspectos construtivos

A seguir são descritos alguns itens cuja previsão antes da construção da ETED é importante no sentido de aperfeiçoar o gerenciamento de subproduto sólido:

1) Cobertura da unidade de desaguamento: Em regiões do Brasil com índices pluviométricos superiores a 2.000 mm e elevado teor de umidade relativa do ar ($\geq 85\%$), provavelmente haverá redução do tempo de secagem durante o desaguamento do lodo em leito de secagem convencional. Todavia, ao se realizar a cobertura dessa unidade com placas solares, se abre caminho para o uso da energia solar como fonte de higienização dos subprodutos sólidos gerados na ETED, tornando esse projeto de engenharia de caráter inovador e sustentável, pois essa medida tem o potencial para neutralizar os custos com consumo de energia elétrica e uso de produto químico para a higienização do lodo.

2) Armazenamento do lodo excedente: independentemente de o tratamento do lodo de excesso ocorrer em área interna ou externa da ETED, o projeto de gerenciamento desse subproduto dos reatores biológicos deverá prever a existência de poço de armazenamento, cuja capacidade volumétrica pode ser da ordem de 3,0 a 7,0 dias. Note-se que esse poço não deverá ser de uso permanente, e sim transitório, sendo utilizado apenas durante adversidades operacionais. A remoção do lodo do poço poderá ser feita por sucção e/ou bombeamento com “*air-lift*” ou por conjunto moto-submersível de instalação móvel.

3) Controle de odor do subproduto sólido gerado na etapa preliminar: a remoção diária dos subprodutos sólidos gerados no pré-tratamento de esgoto ocasiona a liberação de odores desagradáveis. Assim, para maior controle desses

odores, o pré-tratamento deverá ter sistema de cobertura em PRFV e extração dos odores mediante uso de exaustores conectados ao sistema de tratamento de gases (via seca ou úmida) da ETED. Além disso, é importante que o projeto de ETED tenha previsto, no local de armazenamento do subproduto sólido retido pelo gradeamento/peneiramento, numa caixa de acondicionamento com dispositivo interno de acúmulo, tubulação de drenagem do líquido de excesso e tampa hermética, para minimização da liberação de odor e controle de vetores.

4) Caixas de gordura, dispositivos de descarte e armazenamento de espuma: a caixa de gordura normalmente instalada em empreendimentos habitacionais requer revisão considerável quanto à sua concepção, projetando-se internamente dispositivo tipo cesto de limpeza e defletores; assim, a caixa será mais eficaz e eficiente para atenuar a formação de espuma que ocorre no poço de sucção da EEE, reatores biológicos e decantadores. Também se pode prever a utilização de caixa de gordura acoplada a desarenador aerado para atenuar a entrada de gordura na ETED. Todas as orientações e recomendações quanto ao gerenciamento de espuma ETED descritas no item 6.3 deste Capítulo vêm de constatações de campo: quando não se concebem dispositivos de descarte e de armazenamento da espuma nas diversas unidades da ETED, o manejo desse subproduto é dificultado. Dessa maneira, é importante que os engenheiros possam, ao projetarem uma dada ETED, prever tais dispositivos antes da fase de construção, pois em certas situações não é possível adicioná-los posteriormente.

5) Especificação técnica de materiais hidráulicos e unidades de tratamento em concreto: em virtude do ambiente agressivo, a especificação técnica de materiais hidráulicos (válvulas, registros, tubos, conexões etc.) tem como requisito fundamental a resistência à corrosão, aspecto que deverá ser atendido na seleção desses materiais hidráulicos. Outro item a ser observado na construção das unidades de gerenciamento de subproduto sólido é a impermeabilização das paredes de concreto que pode, por exemplo, ser realizada com argamassa polimérica e resina termoplástica armada com tela industrial de poliéster e epóxi-alcitrão de revestimento final, para serem evitados problemas de infiltração e contaminação do manancial de água subterrâneo.

6.6.2 Aspectos operacionais

Em muitas ETED, sobretudo as implantadas em áreas não atendidas pelo sistema público de esgoto, os aspectos operacionais são tema de pauta de reuniões

envolvendo engenheiros, construtoras de empreendimentos habitacionais, empresas públicas e/ou privadas responsáveis pela operação e os usuários da ETED. Contudo, é preciso entender que operação simples é diferente de operação negligente ou descuidada. Assim, a seguir se apresentam as principais diretrizes técnicas que envolvem gerenciamento de subproduto sólido e os aspectos operacionais.

1) Subprodutos sólidos do tratamento preliminar e os habituais problemas operacionais: o arraste excessivo de areia, a remoção de espuma e a obstrução da tubulação de amostragem e de descarte do lodo excedente estão entre os relatos das intervenções técnicas que merecem a atenção dos operadores da ETED. O arraste excessivo de areia e a remoção de espuma necessitam da adoção de protocolos técnicos para tomada de decisões e revisão contínua quanto à incidência dos problemas mencionados. No caso do arraste excessivo de areia, que irá impactar na produção de lodo de reatores biológicos, o operador da ETED deverá ter associado ao hidrograma de vazão o comportamento temporal da taxa de aplicação superficial do desarenador. A partir dessa informação, será possível realizar manobras de retirada e/ou fechamento de “stop-log” a jusante do fluxo, em uma ou nas duas câmaras do desarenador tipo canal, evitando-se assim o excessivo arraste de areia e então otimizando a operação dessa unidade.

Para a remoção de espuma, recomenda-se a leitura do trabalho de Díaz-Flórez (2016), que estabelece critérios e procedimentos de rotina aplicados a reatores UASB que visam controlar e gerenciar as taxas de acúmulo de espuma. Tal operação requererá o emprego de um sistema de remoção de espuma constituído a *priori* por tubulação, peneira e unidade de desagüamento.

Finalmente, os problemas de obstrução da tubulação de amostragem e de descarte do lodo excedente em reator biológico acontecem pela evolução temporal do teor de sólido retido na tubulação, cuja situação pode ser resolvida mediante instalação de “tê” e flange seca, seguida de limpeza após o uso com água e/ou ar.

2) Produção e descarte do lodo de excesso em reator UASB: é de conhecimento de todos que o reator UASB apresenta baixa produção de lodo. Contudo, trabalhos realizados por Francinete et al. (2002) e Ramos (2008) já abordavam a questão de quando realizar a descarga de lodo de excesso em reator UASB

tratando esgoto doméstico pois, apesar de ser baixa, a produção de lodo tem evolução temporal diária e, portanto, sem gerenciamento adequado o reator UASB ficará abarrotado de lodo, promovendo arraste de SSV no efluente final. A pergunta que fica é: quando e com que frequência se deve descartar o lodo de excesso?

Face a isso, o correto gerenciamento do lodo em reator UASB depende de aspectos chave relacionados às etapas de projeto, de construção e de operação dos reatores, conforme sistematizados por Lobato et al. (2018) e apresentados de forma resumida a seguir:

- Cálculo mais preciso da produção de lodo nos reatores UASB

Conforme mostrado no exemplo de dimensionamento de UASB no Capítulo 4, o cálculo da produção do lodo é realizado a partir da faixa reportada na literatura para o coeficiente de produção de sólidos (Y), o qual varia de 0,10 a 0,20 kgSST/kgDQO_{aplicada}. Entretanto, essa faixa de valores refere-se apenas à produção de lodo em um reator UASB aplicado exclusivamente ao tratamento de esgoto doméstico. Nos casos em que o reator recebe outros tipos de contribuições (ex.: lodo aeróbio produzido na unidade de pós-tratamento, lodo de tanque séptico, lixiviado de aterro sanitário etc.), o valor de Y será obviamente mais elevado. Torna-se, portanto, imprescindível que o projeto defina o valor de Y com a máxima segurança possível, uma vez que o mesmo impactará diretamente: i) a produção de lodo do reator; ii) o dimensionamento da unidade de desidratação e iii) o estabelecimento das rotinas de descarte de lodo.

- Previsão de adequado sistema de amostragem de lodo ao longo da altura do reator

Para o estabelecimento das estratégias de descarte de lodo (quantidade e frequência), é essencial que o reator disponha de sistema de amostragem que permita a adequada identificação da altura e da concentração do lodo no interior do compartimento de digestão do reator. Assim, o projeto do sistema de amostragem de lodo deve seguir as diretrizes estabelecidas na NBR 12.209 (2011) e as recomendações mais recentes constantes de Chernicharo (2016) e de Lobato et al. (2018). A Figura 6.13, a seguir, ilustra o sistema de amostragem de lodo de um reator UASB.

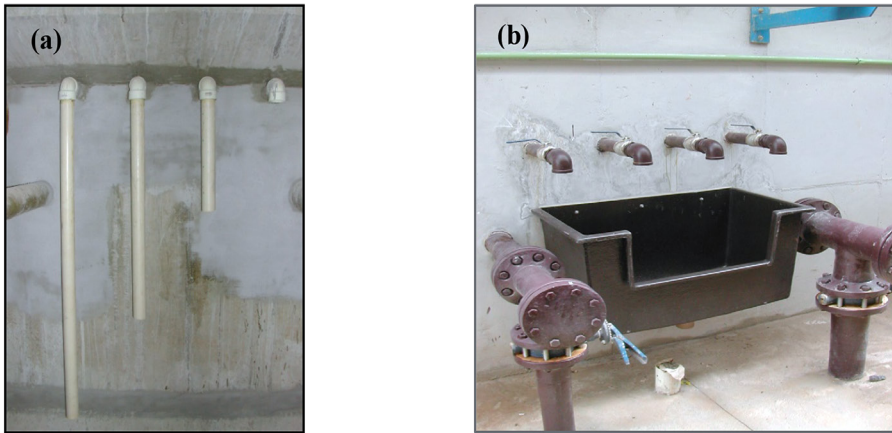


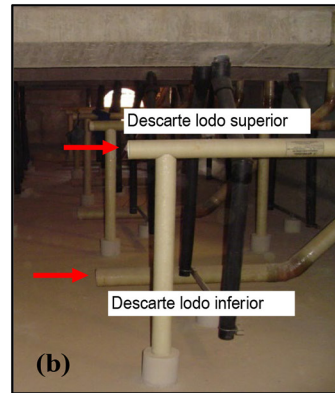
Figura 6.13 – Sistema de amostragem de lodo de reator UASB: a) vista interna dos pontos verticais de amostragem no interior do compartimento de digestão; b) vista externa dos pontos de amostragem e da câmara de manobra dos registros

- Previsão de adequado sistema de descarte de lodo dos reatores

De forma a propiciar maior flexibilidade operacional, recomenda-se a previsão de tubulações de descarte de lodo em duas profundidades diferentes no interior do compartimento de digestão do reator: uma inferior, localizada entre 0,2 e 0,3 m acima do fundo do reator, e outra superior, localizada entre 1,0 e 1,5 m acima do fundo do reator. A tubulação inferior permite o descarte do lodo mais concentrado, que apresenta melhor sedimentabilidade, enquanto a tubulação superior permite a retirada do lodo menos concentrado, de pior sedimentabilidade. As tubulações e registros de descarte do lodo inferior devem possuir diâmetro interno útil mínimo de 150 mm, enquanto as tubulações e registros de descarte do lodo superior podem ter diâmetro interno de 100 mm. A Figura 6.14 mostra um sistema de descarte de lodo de reator UASB.



(a)



(b)

Figura 6.14 – Sistema de descarte de lodo do reator UASB: a) vista externa das tubulações e registros de descarte; b) vista interna das tubulações inferiores e superiores de descarte de lodo

- Quantidades de lodo a serem mantidas e a serem descartadas do reator

A fim de evitar a perda indesejada de sólidos junto ao efluente final, deve-se manter a massa de lodo no interior do reator entre um mínimo, correspondente à biomassa suficiente para digerir a carga orgânica afluyente, e um máximo, dependente da capacidade de retenção de lodo no reator UASB. O cálculo da massa mínima é feito a partir da carga orgânica aplicada ao reator e da atividade metanogênica específica do lodo anaeróbio.

Já para se definir a massa máxima de lodo que o reator consegue armazenar sem que ocorra passagem de lodo para o compartimento de decantação e perda excessiva de sólidos no efluente, devem ser observados os resultados de monitoramento de sólidos suspensos e sólidos sedimentáveis no efluente do reator, buscando-se inferir a partir de qual massa de lodo no interior do reator inicia-se maior perda de sólidos e deterioração da qualidade do efluente. Outra possibilidade, quando não se possui um banco de dados que permita a definição da massa máxima, é a manutenção da concentração de sólidos totais (ST) do lodo amostrado no ponto mais elevado do compartimento de digestão, localizado imediatamente antes do defletor de gases, sempre abaixo de 0,5%.

- Definição da estratégia de descarte

A partir da estimativa da produção de lodo no reator e da massa de lodo a ser descartada (ver exemplo no Capítulo 4), calcula-se o volume de lodo a descar-

tar de acordo com a estratégia de descarte adotada. Uma estratégia que vem sendo recomendada é a de se descartar pelo menos 50% da massa de lodo excedente a partir da tubulação superior (1,0 a 1,5 m acima do fundo), mas essa prática obviamente resultará no descarte de um maior volume de lodo, tendo em vista que o lodo extraído a partir da tubulação superior é menos concentrado. Nesse sentido, o projeto deverá prever leitos de secagem que tenham capacidade para desidratar um maior volume de lodo, embora a massa seja a mesma. O Exemplo seguinte ilustra o cálculo dos volumes de lodo a descartar a partir de cada tubulação (superior e inferior), bem como da área necessária de leitos de secagem.

Nas Figuras 6.15 a 6.17 se podem observar registros fotográficos de distintas unidades e instalações relacionadas ao gerenciamento de subproduto sólido de ETED implantadas em empreendimentos habitacionais no Brasil.



Figura 6.15 – Registro fotográfico de unidades e de instalações relacionadas ao gerenciamento de subproduto sólido de ETED implantadas em empreendimentos habitacionais (a. Cobertura em PRFV e talha manual para controle de odor e retirada de subproduto sólido do tratamento preliminar; b. Sistema de exaustão e tratamento de odor para subproduto sólido gerado no tratamento e c. Sistema de retenção em PRFV para retenção de sólidos grosseiros na entrada do sistema de distribuição de reator UASB)



Figura 6.16 – Registro fotográfico de unidades e de instalações relacionadas ao gerenciamento de subproduto sólido de ETED implantadas em empreendimentos habitacionais (a. Desarenador tipo canal com duas câmaras com impermeabilização e remoção manual da areia; b. Tubulação de amostragem do compartimento de digestão do reator UASB; c. Tubulação de descarga de lodo de excesso de UASB e tampa de inspeção do compartimento de digestão; d. Unidade de gradeamento, cesto de retenção de sólidos grosseiros e stop-log para controle da vazão no desarenador; e. Caixa retenção de gordura em empreendimento habitacional; f. Formação de espuma em reator UASB tratando esgoto de empreendimento habitacional e g. Tubulação para descarte de espuma)

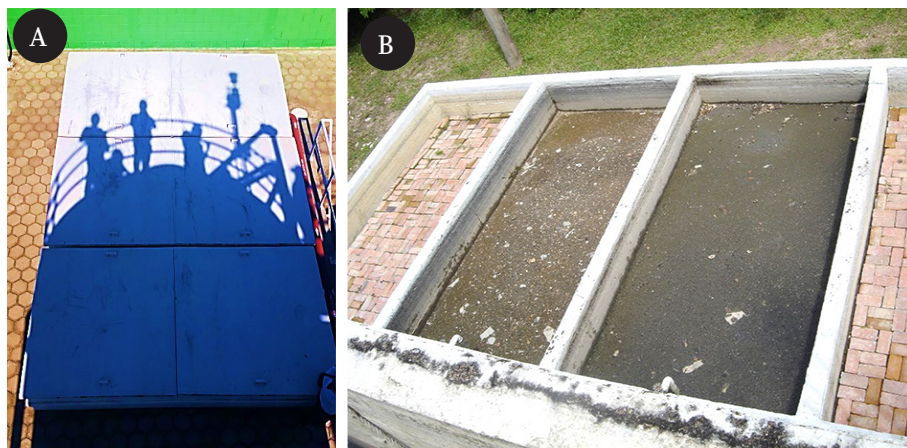


Figura 6.17 – Registro fotográfico de unidades e de instalações relacionadas ao gerenciamento de subproduto sólido de ETED implantadas em empreendimentos habitacionais (a. Cobertura em PRFV de unidade de desaguamento de bolsa drenante e b. Leito de secagem convencional descoberto (índice de precipitação baixo) com unidades sem e uso com distintas TDL para avaliar a estratégia de descarte)

6.6.3 Aspectos financeiros

Os aspectos financeiros relacionados ao gerenciamento de subproduto sólido de uma ETED fornecem os elementos necessários para definição da rota tecnológica mais adequada, considerando coleta, transporte e destino final. Em geral, os custos envolvidos no gerenciamento de subproduto sólido envolvem despesas decorrentes de investimento e de operação e manutenção (O&M) das unidades, instalações e equipamentos. Essas despesas incluem os recursos destinados à equipe responsável pelo projeto, à infraestrutura civil, às instalações hidráulica e elétrica, ao custo da área necessária, ao uso de produto químico devido a condicionamento, higienização e análise físico-química e microbiológica do lodo, ao consumo de água e de energia elétrica, à mão de obra para operação (operador de ETED, engenheiro, encanador, pintor e eletricista) e ao transporte do lodo.

A partir da quantificação dos custos, deve ser realizada a equiparação técnica e econômica entre as alternativas pelas quais se pretende realizar o gerenciamento de subproduto sólido de uma ETED, mediante a obtenção de relações como: R\$/hab, R\$/m², R\$, R\$/kg_{lodo} e R\$/kwh.

6.7 EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO E GERENCIAMENTO

Este item contempla um passo a passo para realizar a elaboração do projeto de gerenciamento de subproduto sólido para ETED. Nesse projeto, o engenheiro deverá essencialmente: i) estimar a quantidade subproduto sólido gerado nas etapas de tratamento preliminar e secundário; ii) elaborar fluxograma de quantificação da produção, em massa e em volume, dos subprodutos sólidos e iii) conceber o fluxograma de gerenciamento do subproduto sólido dessa ETED. Os critérios técnicos e os parâmetros estabelecidos para projeto são listados a seguir:

Dados de população e vazão (ver Ex. dimensionamento reator UASB, Capítulo 4):
<ul style="list-style-type: none"> • População contribuinte: $P = 1.000$ hab • Vazão média de esgoto sanitário: $Q_{\text{méd}} = 121,2 \text{ m}^3/\text{dia}$ • Vazão máxima horária de esgoto sanitário: $Q_{\text{máx}\cdot\text{h}} = 217,2 \text{ m}^3/\text{dia}$
Tratamento preliminar:
<ul style="list-style-type: none"> • Retenção de sólidos grosseiros por gradeamento médio associado a peneiramento estático • Remoção de areia por desarenador tipo canal com limpeza manual • Volume de sólido grosseiro retido no gradeamento: $X_{\text{SSG}} = 50 \text{ L}/1.000 \text{ m}^3$ de esgoto • Volume de sólido grosseiro retido no peneiramento: $X_{\text{SSG}} = 74 \text{ L}/1.000 \text{ m}^3$ de esgoto • Volume de material retido no desarenador (X_D) = $40 \text{ L}/1.000 \text{ m}^3$ de esgoto
Tratamento Secundário (ver Ex. dimensionamento reator UASB, Capítulo 4):
<ul style="list-style-type: none"> • Tratamento secundário da ETED: UASB • Dimensões (L.B.H) = $3,0 \times 3,0 \times 4,5 \text{ m}$ • DQO média do esgoto bruto = 900 mg/L • DQO média do esgoto tratado = 315 mg/L • Tempo de detenção hidráulica (TDH) = $8,1 \text{ h}$ • Produção de lodo no reator UASB: $P_{\text{lodo}} = 20 \text{ kgSST/d}$
Tratamento do lodo:
<ul style="list-style-type: none"> • Concentração esperada para o lodo, considerando descartes de lodo superior e inferior: • Lodo superior: $C_{\text{lodo-sup.}} = 2,0\%$ • Lodo inferior: $C_{\text{lodo-inf.}} = 5,0\%$ • Percentagens de descarte de lodo superior e inferior: 50% em massa • Densidade do lodo: $\gamma = 1.020 \text{ kgSST/m}^3$ • Unidade de desaguamento da ETED: leito de secagem • Número de unidades: $n = 2,0$ • Tempo total de ciclo para desaguamento (TLS) = 20 dias • Captura de sólidos da unidade (CS) = 90% • Concentração do lodo na torta (CT) = 30% • Massa específica do lodo na torta (γ) = 1.050 kgSST/m^3

Solução:**1) Determinação do subproduto sólido gerado no tratamento preliminar**

No tratamento preliminar, a produção do subproduto sólido pode ser obtida com aplicação das equações 6.1 e 6.2, resultando, portanto, em:

$$P_{SSG} = [(X_{SSG} \cdot Q_{méd}) + (X_{SSP} \cdot Q_{méd})] \cdot FS$$

$$P_{SSG} = \left[\left(\frac{0,05L}{m^3} \cdot 121,2 \frac{m^3}{d} \right) + \left(\frac{0,074L}{m^3} \cdot 121,2 \frac{m^3}{d} \right) \right] \cdot 1,20 = 18,03 \frac{L}{d}$$

$$P_{SSD} = X_D \cdot Q_{méd} \cdot FS$$

$$P_{SSD} = \left[\left(\frac{0,04L}{m^3} \cdot 121,2 \frac{m^3}{d} \right) \right] \cdot 1,20 = 41 \frac{L}{d}$$

Desse modo, considerando-se período de 7,0 dias por semana para transporte, o volume do container necessário para o sólido grosseiro será de aproximadamente 130 L e o daquele para areia será de cerca de 60 L.

2) Determinação do subproduto sólido (escuma e lodo de excesso) gerado no UASB

a) Determinação da carga orgânica do esgoto bruto a ser tratado no UASB

$$CO_a = DQO_a \cdot Q_{méd} = \left[\left(0,900 \frac{kg}{m^3} \cdot 121,2 \frac{m^3}{d} \right) \right] = 109,1 \frac{kgDQO_a}{d}$$

b) Produção de escuma do reator UASB

$$P_{ESCUMA-UASB} = Y_e \cdot CO_a = 0,04 \frac{L}{kgDQO_a} \cdot 109,1 \frac{kgDQO_a}{d} = 4,36 \frac{L}{d}$$

c) Produção de lodo do reator UASB e volume de descarte

A produção de lodo do reator UASB encontra-se realizada no exemplo de dimensionamento reator UASB que consta no Capítulo 4, cujo valor é de 20 kgSS-T/d. Para essa produção de lodo, considerando-se tempo de ciclo (t_c) dos leitos de secagem de 20 dias, a avaliação dos volumes de lodo a serem descartados de

cada ponto (superior e inferior) são os seguintes:

$$V_{\text{LODO-SUP.}} = \frac{P_{\text{LODO-UASB}} \cdot t_C \cdot \%_{\text{LODO-SUP.}}}{\gamma \cdot C_{\text{UASB-SUP.}}} = \frac{20 \frac{\text{kg SST}}{\text{d}} \cdot 20\text{d} \cdot 0,60}{1,020 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{2}{100}} = 11,76 \text{m}^3$$

$$V_{\text{LODO-INF.}} = \frac{P_{\text{LODO-UASB}} \cdot t_C \cdot \%_{\text{LODO-INF.}}}{\gamma \cdot C_{\text{UASB-INF.}}} = \frac{20 \frac{\text{kg SST}}{\text{d}} \cdot 20\text{d} \cdot 0,40}{1,020 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{5}{100}} = 3,14 \text{m}^3$$

3) Cálculo do leito de secagem para desaguamento do lodo de excesso gerado no UASB

A massa de lodo retirada dos reatores por ciclo de operação do leito de secagem será a seguinte:

$$M_{\text{LS}} = P_{\text{LODO-UASB}} \cdot T_{\text{LS}} = 20 \frac{\text{kg SST}}{\text{d}} \cdot 20\text{d} = 400 \text{kg SST}$$

O volume de lodo retirado dos reatores por ciclo de operação do leito de secagem será:

$$V_{\text{LODO-UASB}} = V_{\text{LODO-SUP.}} + V_{\text{LODO-INF.}} = 11,76 + 3,14 = 14,9 \text{m}^3$$

Por fim, considerando-se altura da lâmina de lodo no leito de secagem (H_{leito}) de 0,30 m (adotada, não deve exceder 0,40 m), a área necessária pode ser determinada da seguinte maneira:

$$A_{\text{LS}} = \frac{V_{\text{LODO-UASB}}}{H_{\text{LS}}} = \frac{14,9 \text{m}^3}{0,30 \text{m}} = 49,7 \text{m}^2$$

Assim, no presente projeto se terá leito de secagem com dimensões de L x B x H_{LS} de 5,0 m x 5,0 m x 0,30 m, respectivamente, constituído por 2 células com configuração de 1 (operação) + 1 (reserva) para permitir flexibilidade operacional e manutenção. Em termos de taxa de aplicação de sólidos resultante nos leitos de secagem, obtém-se o seguinte valor:

$$T_{\text{LS}} = \frac{M_{\text{LODO-UASB}}}{A_{\text{LS}}} = \frac{400 \text{kg SST}}{50 \text{m}^2} = 8,0 \frac{\text{kg SST}}{\text{m}^2}$$

O valor de 8 kgSST/m² calculado nesse dimensionamento é inferior a 15 kgSST/m², e portanto atende a diretriz da ABNT 12.209/2011.

4) Determinação dos quantitativos de torta e percolado para o leito de secagem

$$P_{\text{TORTA-LS}} = P_{\text{LODO-UASB}} \cdot CS = 20 \frac{\text{kgSST}}{\text{d}} \cdot 0,90 = 18 \frac{\text{kgSST}}{\text{d}}$$

$$Q_{\text{TORTA-LS}} = \frac{P_{\text{TORTA-LS}}}{\gamma_{\text{TORTA}} \cdot C_{\text{TORTA}}} = \frac{18 \frac{\text{kgSST}}{\text{d}}}{1,050 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{30}{100}} = 0,057 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

$$Q_{\text{PERC-LS}} = Q_{\text{LODO-UASB}} - Q_{\text{TORTA-LS}} = 14,9 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} - 0,057 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} = 14,84 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

$$C_{P_{\text{PERC-LS}}} = (1-CS) \cdot P_{\text{LODO-UASB}} = (1-0,90) \cdot 20 \frac{\text{kgSST}}{\text{d}} = 2,0 \frac{\text{kgSST}}{\text{d}}$$

$$C_{\text{PERC-LS}} = \frac{C_{P_{\text{PERC-LS}}}}{Q_{\text{PERC-LS}}} = \frac{2,00 \frac{\text{kgSST}}{\text{d}}}{14,84 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}} = 0,135 \frac{\text{kgSST}}{\text{m}^3} = 135 \frac{\text{mgSST}}{\text{L}}$$

As Figuras 6.18 e 6.19 trazem, respectivamente, fluxogramas de quantificação da produção de subprodutos sólidos e de gerenciamento desses numa ETED para atendimento de 1.000 hab.

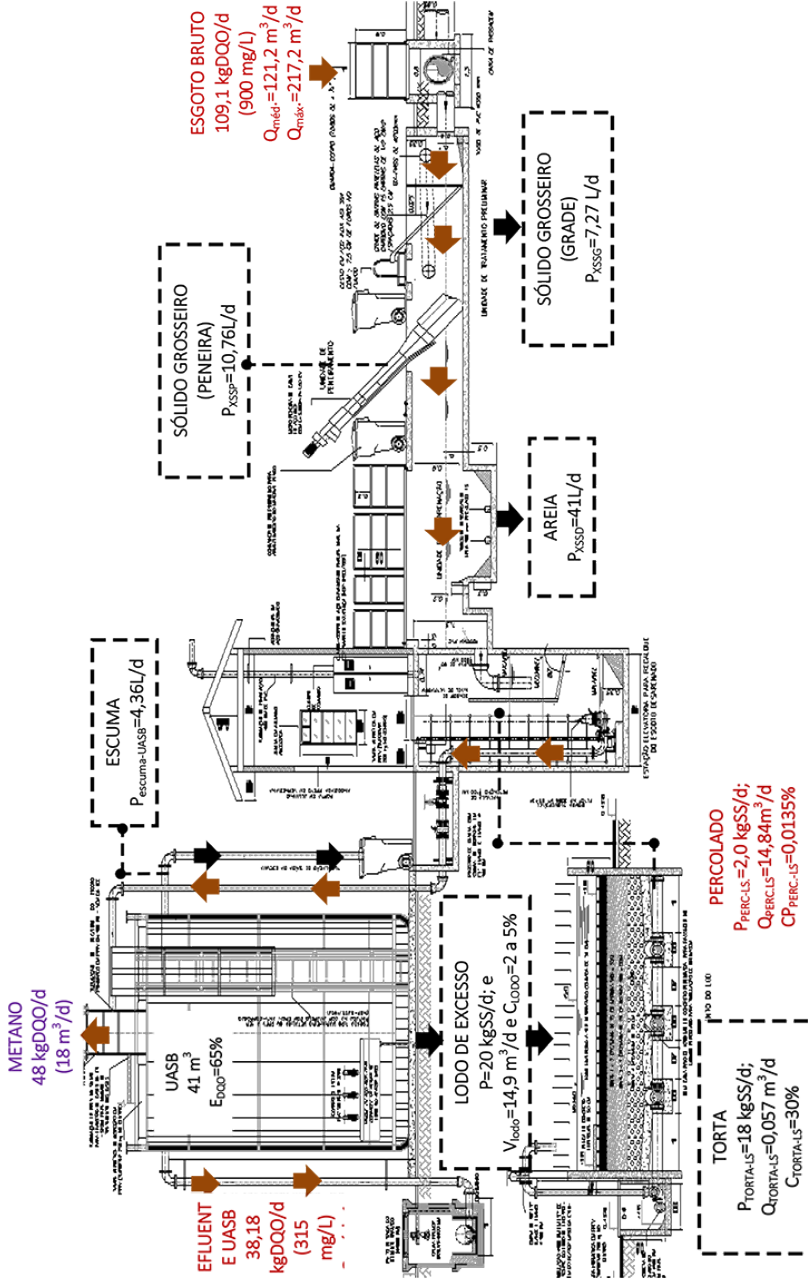


Figura 6.18 – Fluxograma de quantificação da produção em massa e em volume dos subprodutos sólidos gerados na ETED

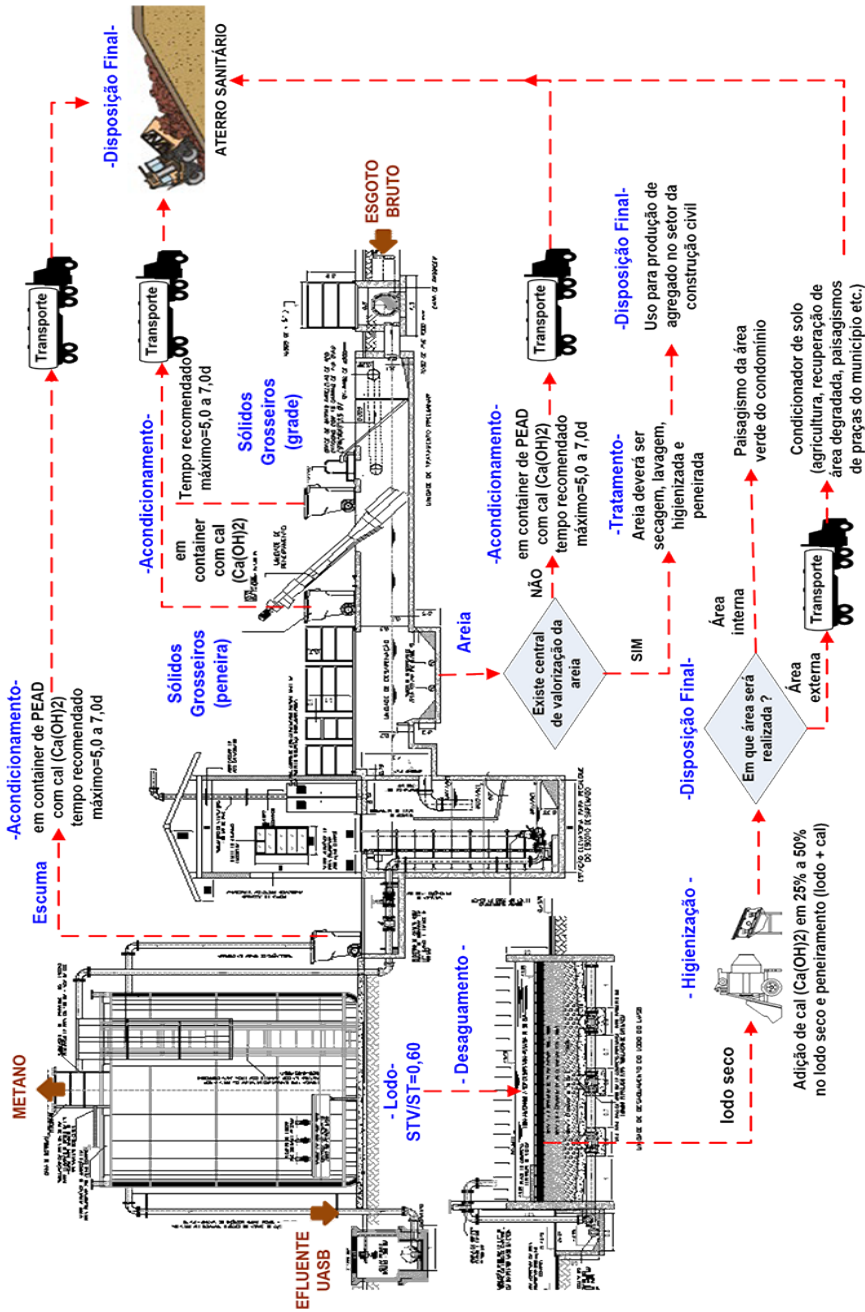


Figura 6.19 – Fluxograma das etapas do gerenciamento dos subprodutos sólidos gerados na ETED

BIBLIOGRAFIA

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7.229*: Projeto, Construção e Operação de Sistemas de Tanques Sépticos. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1993. 15p.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 13.969*: Tanques Sépticos – Unidade de Tratamento Complementar e Disposição Final dos Efluentes Líquidos – Projeto, Construção e Operação. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1997a. 60p.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 10.004*: Resíduos sólidos – Classificação. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2004. 71p.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 12209*: Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgoto sanitários. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2011.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR ISO 10318-1*: Geossintéticos – Parte 1: Termos e definições. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2018. 9p.

AISSE, M.; VAN HAANDEL, A.C.; VON SPERLING, M.; CAMPOS, J.R.; CORAUCI FILHO, B.; ALÉM SOBRINHO, P. Tratamento e destino final do lodo gerado em reatores anaeróbios. In: *Tratamento de Esgotos Sanitários Por Processo Anaeróbio e Disposição Controlada no Solo* – Coletânea de Trabalhos Técnicos. PROSAB – Programa de Saneamento Básico. Edital 01, 1999. p. 271-299.

ANDREOLI, C. V. (coord.) *Resíduos sólidos do saneamento*: processamento, reciclagem e disposição final. PROSAB – FINEP. Rio de Janeiro: Editora ABES, 2001. 282p.

ANDREOLI, C. V. (coord.) *Alternativas de uso de resíduos do saneamento*. PROSAB – FINEP. Rio de Janeiro: Editora ABES, 2006. 398p.

ANDREOLI, C. V. (coord.) *Lodo de fossa e tanque séptico*: caracterização, tecnologias de tratamento, gerenciamento e destino final. PROSAB – FINEP. Rio de Janeiro: Editora ABES, 2009. 388p.

APHA; AWWA; WPCF. *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*. 23.ed. Washington, D.C. 2017.

ARAÚJO, A. P. C. S.; FREITAS, B. O. Remoção de matéria orgânica e oxidação do nitrogênio amoniacal presente em esgoto sanitário por sistema combinado UASB e biofiltro aerado submerso. *Enciclopédia Biosfera*. Goiânia: Centro Científico Conhecer, v. 10, n. 19, p. 1643, 2014.

ARGEL, K. D. R. V. *Caracterização de cenários de exposição a perigos microbiológicos relacionados ao uso agrícola de biossólidos*. 2010. 92 p. Dissertação (Mestrado em Medicina Veterinária) – Programa de Pós-Graduação em medicina Veterinária, 2010. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2010.

ÁVILA, C. P. G. Redução de lodo gerado em processo biológico aeróbio de tratamento de esgotos pelo emprego de filtro biológico anaeróbio. In: SEMINÁRIO DE TESE DE DOUTORADO, I. Universidade de Brasília – UnB. Brasília, 2015.

ÁVILA, R. O. *Avaliação do Desempenho de Sistemas Tanque Séptico-Filtro Anaeróbio com Diferentes Tipos de Meio Suporte*. 2005. 166p. Dissertação (Mestrado em ciências em Engenharia civil) – Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

BATISTA, L. F. *Lodos gerados nas estações de tratamento de esgotos no Distrito Federal: um estudo de sua aptidão para o condicionamento, utilização e disposição final*. 197 p. Dissertação (Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2015.

BENAMOUN, L. Solar drying of wastewater sludge: A review. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, v. 16, n. 1, p. 1061-1073, 2012. ISSN 1364-0321.

BONNET, B. R. P.; LARA, A. I.; DOMASZAK, S. C. Indicadores Biológicos de Qualidade Sanitária do Lodo de Esgoto. In: ANDREOLI, C. V., BONNET, B. R. P. (eds.) *Manual de Métodos para Análises Microbiológicas e Parasitológicas em Reciclagem Agrícola de Lodo de Esgoto*. Curitiba: SANEPAR, 1998. p.11-26.

BORGES, N. B., (2014). *Aproveitamento dos resíduos gerados no tratamento preliminar de estações de tratamento de esgoto*. 2014. 238 p. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

BORGES, N. B.; CAMPOS, J. R.; PABLOS, J. M.; FERREIRA, G. T. Potencialidade da utilização da areia removida em desarenadores de estação de tratamento

de esgoto na construção civil, como material alternativo à areia comercial comum. *Revista DAE*, n. 203, p. 64-79, set./dez. 2016.

BRASIL. Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento (MAPA). Secretaria de defesa agropecuária. *Instrução Normativa nº 27*: Concentrações máximas admitidas para agentes fitotóxicos, patogênicos ao homem, animais e plantas, metais pesados tóxicos, pragas e ervas daninhas. Brasília, DF, 2006a.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). *Resolução CONAMA nº 375*. Define critérios e procedimentos, para o uso agrícola de lodos de esgoto gerados em estações de tratamento de esgoto sanitário e seus produtos derivados, e dá outras providências. Brasília, DF: Ministério do Meio Ambiente, 2006b.

CARVALHO, E. H.; ANDREOLI, C. V. (orgs.) *Lodos de fossa e tanque séptico: orientações para definição de alternativas de gestão e destinação*. Curitiba: ABES – Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2015. 450p.

CASSINI, S. T. (coord.) *Digestão de resíduos sólidos orgânicos e aproveitamento do biogás*. PROSAB – FINEP. Rio de Janeiro: Editora ABES, 2003. 196p.

CHERNICHARO, C.A.L. *Princípios do tratamento biológico de águas residuárias*. v. 5: Reatores Anaeróbios. 2. ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da UFMG, 2007. 379 p.

CHERNICHARO, C.A.L.; BRESSANI-RIBEIRO, T.; PEGORINI, E.; POSSETTI, G.R.C.; MIKI, M. K.; NONATO, S. Contribuição para o aprimoramento de projeto, construção e operação de reatores UASB aplicados ao tratamento de esgoto sanitário – Parte I: Tópicos de Interesse. *Revista DAE*, Vol. 66, 5-15p, 2018.

CIESLIK, B. M.; NAMIESNIK, J.; KONIECZKA, P. Review of sewage sludge management: standards, regulations and analytical methods. *Journal of Cleaner Production*, v. 90, p. 1-15, 2015.

CORDEIRO, B. S. *A gestão de lodos de fossas sépticas: uma abordagem por meio da análise multiobjetivo e multicritério*. 2010. 143 p. Dissertação (Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2010.

DA SILVA, A. D. *Avaliação do comportamento de uma estação piloto para recepção e pré-tratamento de resíduos de caminhões limpa-fossas*. 2014. 126 p. Dissertação

(Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2014.

DÍAZ FLÓREZ, C. A. *Avaliação de protocolos de descarte e desaguamento da espuma acumulada no interior de separadores trifásicos de reatores UASB*. 2016. 83 p. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2016.

DOMINGUES, L. M. *Sistema combinado filtro-anaeróbio-biofiltro aerado submerso: avaliação da partida e da nitrificação do esgoto sanitário*. 2005. 000 p. Dissertação (Mestrado em Saneamento e Ambiente) – Faculdade de Engenharia Civil, Urbanismo e Arquitetura, Universidade de Campinas, Campinas, 2005.

EEA – EUROPEAN ENVIRONMENT AGENCY. *Sludge Treatment and Disposal: Management Approaches and Experiences*. Denmark: European Environment Agency, 1997. 54 p.

EMBRAPA – EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. *Manual de métodos de análise de solo*. 3. ed. Brasília, DF: Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária, 2017. 573 p.

FENG, Q.; YU, A. F.; CHU, L. B.; CHEN, H. Z.; XING, X. H. Mechanistic study of on-site sludge reduction in a baffled bioreactor consisting of three series of alternating aerobic and anaerobic compartments. *Biochem Eng J.*, v. 67, p.45-51, 2012.

FERNANDES, F. (coord.) *Uso e manejo do lodo de esgotos na agricultura*. PROSAB – FINEP. Rio de Janeiro: Editora ABES, 1999. 98p.

FERNANDES, F.; SILVA, S.M. C.P. *Manual prático para a compostagem de biossólidos*. PROSAB – FINEP. Rio de Janeiro: Editora ABES, 1999. 91p.

FERNANDES, F.; LOPES, D. D.; ANDREOLI, C. V.; SILVA, S. M. C. P. Avaliação de Alternativas e Gerenciamento do Lodo na ETE. In: ANDREOLI, C.V.; SPERLING, M.; FERNANDES, F. (eds.) *Lodo de Esgotos: Tratamento e Disposição Final*. Princípios do tratamento biológico de águas residuárias. v. 6. Belo Horizonte: Editora UFMG/SANEPAR, 2001. p. 299-317.

FERREIRA FILHO, S.S. *Tratamento de água: concepção, projeto e operação de estações de tratamento de água*. Rio de Janeiro: Elsevier, 2017. 463 p.

FERREIRA, A. C. (2001). *Monitoramento do uso de estufa plástica e aproveitamento do biogás na secagem e desinfecção de lodo anaeróbio em leito de secagem*. 2001. 112 p. Dissertação (Mestrado em Ciência do Solo) – Programa de Pós-graduação em Agronomia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2001.

FOCO, M. L. R. *Filtro anaeróbio seguido de biofiltro aerado submerso*: produção de biomassa, conversão de matéria orgânica e de nitrogênio. 2010. 101 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2010.

FRANCI, R. (coord.) *Gerenciamento do Lodo de Lagoas de Estabilização não Mecanizadas*. PROSAB – FINEP. Rio de Janeiro: Editora ABES, 2000. 95p.

FRANCINETE, P.F.; VAN HAANDEL, A. C.; LETTINGA, G. (2002). Influence of the phase separator design on the performance of the UASB reactor and on excess sludge production. In: TALLER Y SEMINARIO LATINO AMERICANO TRATAMIENTO ANAEROBIO DE AGUAS RESIDUALES, 7. *Proceedings...* Merida, México, p.381-388.

GOFFI, A. S. *Tratamento de esgoto doméstico em um reator anaeróbio-aeróbio de leito fixo com recirculação da fase líquida*. 2013. 69p. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Ambiental) – Unidade, Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Campo Mourão, 2013.

GONÇALVES, R. F.; CHERNICHARO, C. A. L.; ANDRADE, C. O.; ALEM, P.; KATO, M. T.; COSTA, R. H. R.; AISSE, M. M.; ZAIAT, M. Capítulo 4 – Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios por reatores com biofilme. In: CHERNICHARO, C. A. L (Coord.). *Pós-Tratamento de Efluentes de Reatores Anaeróbios* – coletânea de trabalhos. 1. ed. Belo Horizonte: Segrac, 2001. p. 171-278.

GUIMARÃES, M.G.A.; URASHIMA, D.C. Dewatering Sludge in Geotextile Closed Systems: Brazilian Experiences. *Soils and Rocks*, São Paulo, v. 36, n. 3, p. 251-263, September-December 2013.

GUO, W.Q.; YANG, S. S.; XIANG, W. S.; XIANG, W. S.; WANG, X.J.; REN, N. Q. Minimization of excess sludge production by in-situ activated sludge treatment processes – A comprehensive review. *Biotechnology Advances*, v. 31, p. 1386-1396, 2013.

GUO, X. S.; LIU, J. X.; WEI, Y. S.; LI, L. Sludge reduction with Tubificidae and the impact on the performance of the wastewater treatment process. *J. Environ. Sci.*, v. 19, p. 257-263, 2007.

HE, M. H.; WEI, C. H. Performance of membrane bioreactor (MBR) system with sludge Fenton oxidation process for minimization of excess sludge production. *J. Hazard Mater*, v. 176, p. 597-601, 2010.

JORDÃO, E. P.; PESSOA, C.A. (2014). *Tratamento de Esgotos Domésticos*. 7. ed. Rio de Janeiro: ABES, 2014. 1050 p.

KACPRZAKA, M.; NECZAJA, E.; FIJAŁKOWSKIA, K.; GROBELAKA, A.; GROSSE-RA, A.; WORWAGA, M.; RORATA, A.; BRATTEBOB, H.; ALMÅSC, Å.; SINGHC, B. R. Sewage sludge disposal strategies for sustainable development. *Environmental Research*, v. 156, p. 39-46, 2017.

KAMIYAMA, H.; ROCHA, D. A.; FERREIRA, R. (1988). Experiências numa ETE. *Revista DAE*, v. 48, n. 152, p. 33-42, jul.-set. 1988.

LIN, S. S.; JIN, Y.; FU, L.; QUAN, C.; YANG, Y. S. Microbial community variation and functions to excess sludge reduction in a novel gravel contact oxidation reactor. *J. Hazard Mater*, v. 65, p.1083-1090, 2009.

LOU, J. Q.; SUN, P. D.; GUO, M. X.; WU, G.; SONG, Y. Q. Simultaneous sludge reduction and nutrient removal (SSRNR) with interaction between Tubificidae and microorganisms: a full-scale study. *Bioresource. Technol.*, v.102, p.11132-11136, 2011.

LOBATO, L.C.S; BRESSANI-RIBEIRO, T.; CHERNICHARO, C.A.L. Contribuição para o aprimoramento de projeto, construção e operação de reatores UASB aplicados ao tratamento de esgoto sanitário – Parte 3: Gerenciamento de lodo e espuma. *Revista DAE*, Vol.66, 30-55, p. 2018.

LUPATINI, G.; ANDREOLI, C. V.; CASTRO, R. A.; BORGES, N. B.; CAMPOS, J. R.; BARBOSA, A. J. S.; ARAÚJO, A. L. C.; ANDRADE NETO, C. O.; YAMADA, F.; COLTRO, D. Z. Tratamento de lodo de fossa/tanque séptico. In: ANDREOLI, C.V. (coord.) *Lodo de Fossa e Tanque Séptico: Caracterização, Tecnologias de Tratamento, Gerenciamento e Destino Final*. Curitiba :Editora ABES, 2009. p.76-180.

MA, H. J.; ZHANG, S. T.; LU, X. B.; XI, B.; GUO, X. L.; WANG, H. et al. Excess sludge reduction using pilot-scale lysis-cryptic growth system integrated ultrasonic/alkaline disintegration and hydrolysis/acidogenesis pretreatment. *Bioresource Technol.*, v.116, p. 441-447, 2012.

METCALF AND EDDY. *Wastewater Engineering: Treatment, Disposal and Reuse*. 4.ed. New York: McGraw-Hill, 2003. 1819p.

MORETTO, S. R. O.; PUPPI, R. F. K.; PEGORINI, E. S.; INOUE, P. S.; OLIVEIRA, G. G. *Medidas da densidade do lodo proveniente de digestão anaeróbia*. 2011. Disponível em: <http://www.infobibos.com/Artigos/2011_1/DensidadeLodo/index.htm>. Acesso em: 19 abr. 2018.

PEDROZA, E. C. L.; MOREIRA, E. A.; CAVALCANTI, P. F. F.; ALÉM SOBRINHO, P.; ANDREOLI, C.; VAN HAANDEL, A. Aplicação de leitos para secagem de lodo gerado em estações de tratamento de esgotos. In: ANDREOLI, C. V (ed.). *Alternativas de Uso de Resíduos do Saneamento*. Projeto PROSAB. Rio de Janeiro: ABES, 2006.

PINTO, M. T. Higienização de Lodos. In: ANDREOLI, C.V.; SPERLING, M.; FERNANDES, F. (eds.) *Lodo de Esgotos: Tratamento e Disposição Final*. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2001. p.261-298.

PRADO, G.S.; CAMPOS, J. R. Determinação da quantidade de areia no esgoto sanitário: metodologia e estudo de caso. *Revista RESA*, v. 13, n.3, p. 306-312, jul./set. 2008.

PRADO, G.S.; CAMPOS, J. R. O emprego da análise de imagem na determinação da distribuição de tamanho de partículas da areia presente no esgoto sanitário. *Revista RESA*, v.14, n.3, p. 401-441,jul./set. 2009.

RAMOS, R. A. *Avaliação da influência da operação de descarte de lodo no desempenho de reatores UASB em estações de tratamento de esgotos no distrito federal*. 2008. 135p. Dissertação (Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2008.

REALI, M.A.P. (coord.) *Noções gerais de tratamento e disposição final de lodos de estações de tratamento de água*. PROSAB – FINEP. Rio de Janeiro: Editora ABES, 1999. 224p.

ROSARIO, T. M. S. *Aplicação do sistema combinado por filtro anaeróbio seguido de biofiltro aerado submerso ao tratamento de esgotos sanitários de unidades residenciais unifamiliares*. 2016. 112p. Dissertação (Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2016.

SILVA, R. F. *Compostagem e solarização para higienização de lodo de esgoto e uso no cultivo de cássia amarela (Senna siamea Lam)*. 2007. 150 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil: Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2007.

SOLOMON, C.; CASEY, P.; MACKE, C.; LAKE A. *Septage Management*. Fact sheet. Environmental Technology Initiative/ The National Small Flows Clearinghouse, 1998. 4p. Disponível em: <http://www.nesc.wvu.edu/pdf/WW/publications/eti/Septage_tech.pdf>. Acesso em: 28 set. 2018.

STRANDE, L.; RONTELTAP, M.; BRDJANOVIC, D. *Faecal Sludge Management: Systems Approach for Implementation and Operation*. UK: IWA Publishing, 2014. 403 p.

TANG, Y. H.; FANG, W.; LUO, Y.; YU, X.Y.; SUN, L. P. Operation mechanism of SBR/OA process for sludge reduction. *China Water Wastewater*, v.27, p. 104-108, 2011.

TCHOBANOGLIOUS, G. *The Importance of Decentralized Wastewater Management in the Twenty-first Century*. Palestra do Prêmio Clarke, 2003. 14p. Disponível em: <<http://nwri-usa.org/pdfs/2003%20CP%20Lecture%20by%20Tchobanoglous.pdf>>. Acesso em: 28 set. 2018.

TIAN, Y.; LU, Y. B. Simultaneous nitrification and denitrification process in a new Tubificidae-reactor for minimizing nutrient release during sludge reduction. *Water Res.*, v. 44, p. 6031-6040, 2010.

TIAN, Y.; LU, Y. B.; CHEN, L.; LIN, H. L. Optimization of process conditions with attention to the sludge reduction and stable immobilization in a novel Tubificidae-reactor. *Bioresource. Technol.*, v.101, p. 6069-6076, 2010.

TOMIELLO, E. C. Análise dos resíduos sólidos de desarenador do tratamento preliminar de esgotos sanitários da Cidade de Maringá – PR. 2008.151 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Urbana, Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2008.

ULRICH, A.; REUTER, S.; GUTTERER, A. *Decentralised Wastewater Treatment Systems (DEWATS) and Sanitation in Developing Countries: A Practical Guide*. Bremen (Germany), Editora: Borda e WEDC, 2009. 356p.

UE – União Europeia. Directiva 91 /271 /CEE do Conselho de 21 de maio de 1991 relativa ao tratamento de águas residuais urbanas. *Jornal Oficial das Comunidades Europeias*, nº L, 135/40, 13 p.

VAN HAANDEL, A.; CAVALCANTI, P.F.F.. Geração e composição de lodo em sistemas de tratamento de esgotos sanitários. In: ANDREOLI, C. V (Coordenador), Curitiba (PR) . *Resíduos sólidos do saneamento: processamento, reciclagem e disposição final*. PROSAB – Programa de Saneamento Básico, Edital 02, 2001. p. 3-27.

VANZETTO, A. S. *Análise das Alternativas Tecnológicas de Desaguamento de Lodos Produzidos em Estações de Tratamento de Esgoto*. 2012. 185 p. Dissertação (Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos) – Unidade, Universidade de Brasília, Brasília, 2012.

VETERMATTI, J.V. *Manual Brasileiro de Geossintéticos*. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2015. 576 p.

VON SPERLING, M.; GONÇALVES, R.F. Lodo de esgoto: características e produção. In: ANDREOLI, C.V.; VON SPERLING, M.; FERNANDES, F. (orgs.) *Lodo de Esgotos: Tratamento e Disposição Final*. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental (DESA) – UFMG, 2001. p.17-67.

VON SPERLING, M.; ANDREOLI, C. V.; FERNANDES, F. *Lodo de esgotos: tratamento e disposição final*. v. 6. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental (DESA) – UFMG / Companhia de Saneamento do Paraná, 2001. 484 p.

WANG, G. H.; JUN, S.; SHEN, H. S.; LIANG, S.; HE, X. M.; ZHANG, M. J. et al. Reduction of excess sludge production in sequencing batch reactor through incorporation of chlorine dioxide oxidation. *J Hazard Mater*, v. 192, p. 93-98, 2011.

WANG, J. F.; ZHAO, Q. L.; LIU, G.; EDWARD, L. K. H. Influence factors of excess sludge reduction of the oxic-settling-anaerobic technique. *China Environ. Sci.*, v. 28, p. 427-432, 2008.

WEF – Water Environment Federation. *Preliminary treatment for wastewater for facilities*. Water Environment Federation Manual of Practice OM-2. Alexandria: Water Environment Federation, 1994. 164p.

WEI, Y. S.; WANG, Y. W.; GUO, X. S.; LIU, J. X. Sludge reduction potential of the activated sludge process by integrating an oligochaete reactor. *J. Hazard Mater*, v.163, p.87-91, 2009.

XIAO, B. Y.; YANG, F.; LIU, J. X. Enhancing simultaneous electricity production and reduction of sewage sludge in two-chamber MFC by aerobic sludge digestion and sludge pretreatments. *J. Hazard Mater*, v.189, p. 444-449, 2011.

XING, X. H.; YU, A. F.; FENG, Q.; CHU, L. B.; YAN, S.T.; ZHOU, Y. N. Principle and practice of a novel biological wastewater treatment technology capable of on-site reduction of excess sludge. *J. Biotechnol.*, v. 136, p. 647-677, 2008.

XING, X. H.; YU, A. F.; FENG, Q.; CHU, L. B.; YAN, S.T.; ZHOU, Y. N. Principle and practice of a novel biological wastewater treatment technology capable of on-site reduction of excess sludge. *J. Biotechnol.*, v. 136, p. 647-677, 2008.

YU, A.F.; FENG, Q.; LIU, Z.H.; ZHOU, Y.N.; XING, X. H. Biological wastewater treatment by a bioreactor with repeated coupling of aerobes and anaerobes aiming at on-site reduction of excess sludge. *Water Sci. Technol.*, v. 3; p. 1-7, 2006.

Subprodutos gasosos do tratamento de esgotos

Cláudio Leite de Souza, Carlos Augusto de Lemos Chernicharo, Emanuel Manfred Freire Brandt e Gustavo Rafael Collere Possetti

7.1 INTRODUÇÃO

O tratamento de esgoto resulta na emissão de uma variedade de gases, muitos dos quais podem ser odorantes (Ex.: sulfeto de hidrogênio – H_2S , mercaptanas, amônia, aminas, compostos orgânicos voláteis – VOCs), de efeito estufa – GEE (Ex.: metano – CH_4 , óxido nitroso – N_2O) e poluentes atmosféricos em geral (Ex.: gases provenientes da queima do biogás como o monóxido de carbono – CO, dióxido de enxofre – SO_2 , óxidos de nitrogênio – NO_x).

Considerando o atual estágio de maturidade do uso da tecnologia anaeróbia para o tratamento de esgotos no país, em que os subprodutos gerados em reatores UASB – lodo, espuma e biogás – podem ser energeticamente aproveitados (LOBATO, 2011; LOBATO et al., 2012; ROSA, 2013; BRASIL, 2017; CABRAL, 2015), destaca-se a relevância de um adequado gerenciamento dos subprodutos gasosos do tratamento de esgoto. No caso de ETEs de pequeno porte em empreendimentos habitacionais, três principais rotas são propostas para gerenciamento do biogás: combustão direta em queimador aberto (*flare*), uso na higienização do lodo e uso doméstico nas cercanias da ETE, seja para cocção e/ou para aquecimento de água (em substituição ao GLP, gás natural, lenha ou carvão).

Apesar das vantagens e crescente utilização, os reatores UASB ainda apresentam algumas limitações que, caso não sejam adequadamente gerenciadas, poderão prejudicar a aplicação mais ampla da tecnologia no Brasil (CHERNICHARO; STUETZ, 2008; CHERNICHARO et al., 2010). A presença de gases dissolvidos nos efluentes tratados é uma das principais limitações do processo e tem guiado diversos estudos científicos na área. Isso porque nos canais e caixas divisoras dos efluentes tratados, no pós-tratamento ou no encaminhamento do

efluente final, esses gases podem ser dessorvidos da fase líquida para a atmosfera, gerando emissões fugitivas ou gases residuais.

Diferentes gases são biologicamente formados no tratamento anaeróbio, sendo o CH_4 (resultante da atividade das arqueias metanogênicas envolvidas na degradação anaeróbia da matéria orgânica) e o H_2S (resultante da redução biológica do sulfato – SO_4^{2-} pelas bactérias redutoras de sulfato – BRS) os de maior interesse na fração gasosa dissolvida nos efluentes dos reatores. O CH_4 é inflamável e pode ser recuperado para fins energéticos. Além disso, o CH_4 é um GEE que, em um horizonte de 100 anos, apresenta potencial aproximadamente 28 vezes maior do que o dióxido de carbono (CO_2) no que se refere à contribuição para o agravamento do efeito estufa (IPCC, 2007). Já o H_2S é um gás tóxico, principal responsável pelo mau odor característico dos processos anaeróbios, bem como pela corrosão de componentes do sistema de tratamento, embora outros compostos de enxofre (Ex.: mercaptanas), ácidos orgânicos voláteis, aldeídos, álcoois, fenóis, amônia e aminas também possam contribuir para a percepção dos odores (BELLI FILHO et al., 2001; STUETZ; FRECHEN, 2001).

A despeito da baixa solubilidade do CH_4 em água, estudos realizados por Souza (2010); Souza et al. (2011) e Nelting et al. (2015) mostraram consideráveis cargas em massa de CH_4 dissolvido em efluentes de reatores UASB. As perdas de CH_4 dissolvido nos efluentes dos reatores UASB podem representar de 30 a 40% de todo o CH_4 gerado durante o tratamento anaeróbio de esgoto doméstico (SOUZA, 2010; SOUZA et al., 2011) e, potencialmente, quase todo o CH_4 dissolvido nos efluentes dos reatores pode se desprender da fase líquida para a atmosfera na forma de gás residual (SOUZA et al., 2012). Por essas razões, os projetos e a operação de reatores UASB devem priorizar os aspectos relacionados à captura do biogás e à minimização das emissões fugitivas de CH_4 , H_2S e outros gases. Assim, ações no sentido de gerenciamento das potenciais emissões podem desempenhar importante papel no controle ambiental da tecnologia, bem como na contribuição da mitigação das mudanças climáticas, principalmente em países tropicais como o Brasil, onde essa tecnologia anaeróbia é amplamente disseminada para o tratamento de esgoto sanitário. O manejo adequado desses gases se faz necessário ainda para mitigar eventuais problemas com segurança ocupacional e deterioração de infraestruturas.

Nesse contexto, para ETEs de pequeno porte em empreendimentos habitacionais, três principais cenários de gerenciamento dos gases residuais podem ser

propostos, considerando também as possíveis rotas para o gerenciamento do biogás (Figura 7.1):

- (i) uso de unidades simplificadas para a dessorção/desgaseificação dos gases dissolvidos nos efluentes dos reatores UASB e posterior tratamento dos gases residuais gerados;
- (ii) se o decantador do reator UASB for fechado, exaustão e tratamento das emissões desses compartimentos;
- (iii) queima e/ou recuperação da energia térmica do biogás do reator UASB.

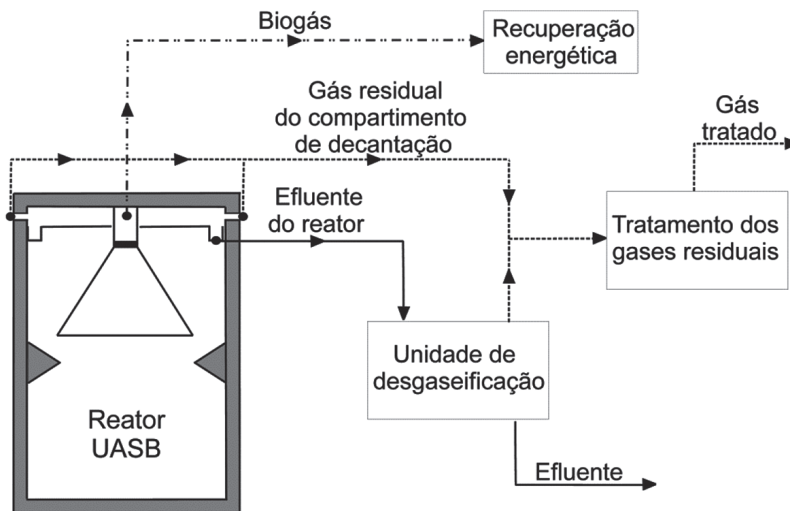


Figura 7.1 – Representação esquemática das possíveis alternativas para o gerenciamento das emissões gasosas em ETEs anaeróbias de pequeno porte

Embora o CH_4 apresente elevado poder calorífico, o seu aproveitamento energético só é economicamente viável quando em concentrações superiores a $30\%_{\text{v/v}}$. Ademais, a sua combustão direta (pela queima aberta em *flares*) também não se mostra tecnicamente viável para concentrações inferiores a $20\%_{\text{v/v}}$, considerando o fluxo com pouco ou nenhum oxigênio presente (ROCHA-RIOS et al., 2009). Nesse contexto, considerando as baixas concentrações de CH_4 nas correntes gasosas residuais geradas a partir da aplicação das técnicas simplificadas de gerenciamento dos gases dissolvidos nos efluentes dos reatores UASB, devem ser definidas tecnologias apropriadas para o tratamento dessas correntes residuais, evitando assim a emissão de GEE.

Diferentes tecnologias podem ser usadas para o tratamento dos gases residuais gerados em reatores anaeróbios utilizados para o tratamento de esgoto doméstico, sendo que até o momento os esforços convergiram principalmente para o controle de emissões de gases odorantes, como é o caso do H_2S . Essas tecnologias são baseadas em processos físicos (absorção, adsorção, separação por membranas etc.), químicos (combustão direta, lavadores químicos, oxidação catalítica etc.) e biológicos (biofiltros, biopercoladores, biolavadores etc.). No Brasil, as pesquisas na área também se concentraram no abatimento dos compostos odorantes, principalmente utilizando processos biológicos como a biofiltração.

Este capítulo consolida as informações mais relevantes sobre as principais alternativas para o gerenciamento do biogás e para o controle das emissões fugitivas (geração de gases residuais) em ETEs baseadas em sistemas anaeróbios de pequeno porte em empreendimentos habitacionais, apresentando aspectos construtivos, bem como critérios e parâmetros de projeto e operação.

7.2 EMISSÕES GASOSAS EM ETES ANAERÓBIAS

7.2.1 Fundamentos

Em ambientes anaeróbios, o gás CH_4 é um importante produto das reações que conduzem à mineralização da matéria orgânica. Ele é produzido pela atividade respiratória de arqueias metanogênicas em ambientes com reduzido potencial redox (SEGHEZZO, 2004). O CH_4 gerado na digestão anaeróbia da matéria orgânica pode dissolver-se no meio líquido que envolve as arqueias metanogênicas ou se desprender diretamente para a fase gasosa a partir das superfícies líquidas.

Quando o CH_4 produzido é coletado de forma concentrada e controlada a partir dos gases que se desprendem do meio líquido, a corrente gasosa é chamada de biogás. O biogás possui composição variável a depender do tipo de processo, da concentração inicial de matéria orgânica no processo, das condições físico-químicas ambientais (como pH, alcalinidade e temperatura) e da presença de outros ânions, como o sulfato (SO_4^{2-}) e nitrato (NO_3^-) (NOYOLA et al., 2006). Em reatores UASB utilizados para o tratamento de esgoto doméstico, a concentração de CH_4 no biogás coletado nos separadores trifásicos usualmente varia de 70 a 85%. Devido aos elevados percentuais de CH_4 , o biogás possui potencial para ser aproveitado energeticamente como combustível em caldeiras e fornos e para cocção de alimentos (BRASIL, 2017).

Já os sulfetos gerados em processos anaeróbios de tratamento de esgoto têm origem na redução biológica do SO_4^{2-} presente na matriz líquida, que pode ocorrer a partir de duas rotas: assimilatória ou desassimilatória. A rota assimilatória produz compostos reduzidos de enxofre para a biossíntese de aminoácidos e proteínas e, portanto, não leva a formação direta de H_2S , mas apenas de enxofre orgânico (TANG et al., 2009). A partir do enxofre orgânico, o H_2S pode ser produzido pela rota de dessulfurização, que consiste na ação de microrganismos anaeróbios capazes de quebrar proteínas em aminoácidos e degradá-los, formando o H_2S . Já na redução desassimilatória, o SO_4^{2-} é reduzido a H_2S pelas bactérias redutoras de sulfato (BRS) (TANG et al., 2009). O sulfeto produzido difunde-se no meio líquido, podendo ser encontrado na forma ionizada (o bissulfeto – $\text{HS}^-_{(\text{aq})}$ e o sulfeto – $\text{S}^{2-}_{(\text{aq})}$) ou associado ao hidrogênio (o $\text{H}_2\text{S}_{(\text{aq})}$), a depender do pH do meio. De acordo com o diagrama de especiação do H_2S , para valores de pH inferiores a 7, a forma não dissociada (H_2S) é o principal componente dissolvido. Já o HS^- predomina para valores de pH entre 7 e 13. O S^{2-} somente predominará em valores de pH extremamente elevados. Em pH neutro, existirá aproximadamente 50% de H_2S e 50% de HS^- (TANG et al., 2009).

A determinação das quantidades e das concentrações dos gases é fundamental para a definição das estratégias de gerenciamento. Dependendo da escala e das soluções adotadas, pode inclusive ser viável a recuperação energética desses gases.

7.2.2 Biogás

O biogás gerado nos reatores UASB é majoritariamente composto por CH_4 , nitrogênio (N_2) e CO_2 . Em menores proporções ainda podem ser encontrados oxigênio (O_2), hidrogênio (H_2), monóxido de carbono (CO) e H_2S . A Tabela 7.1 sumariza a composição típica do biogás proveniente de reatores UASB alimentados com esgoto doméstico.

Tabela 7.1 – Composição típica do biogás proveniente de reatores UASB tratando esgoto doméstico

Componente	Unidade	Faixa de Concentração
Metano (CH ₄)	% v/v	70 – 85
Nitrogênio (N ₂)	% v/v	2 – 25
Dióxido de carbono (CO ₂)	% v/v	5 – 15
Oxigênio (O ₂)	% v/v	0 – 2
Hidrogênio (H ₂)	% v/v	0 – 3
Monóxido de carbono (CO)	% v/v	0 – 0,3
Sulfeto de hidrogênio (H ₂ S)	ppm _v	1.000 – 5.000

Fonte: Adaptado de BRASIL (2017)

O CH₄, principal constituinte do biogás (VAN HAANDEL; LETTINGA, 1994; NOYOLA et al., 2006; BRASIL, 2017), é um composto inflamável, inodoro, incolor, com densidade menor do que aquela atribuída ao ar e com alto poder calorífico. Em condições normais de temperatura e pressão, a massa específica do metano é 0,717 kg/m³ e seu poder calorífico inferior é 9,99 kWh/Nm³ (MORAN; SHAPIRO, 2002).

Assim, o teor de CH₄ define a quantidade de energia química contida no biogás e que dele pode ser extraída. Quanto maior for a concentração de CH₄, maior será o poder calorífico do biogás e, conseqüentemente, maior será seu potencial de recuperação energética. O biogás de reatores UASB possui, normalmente, um poder calorífico superior entre 6,6 e 9,4 kWh/Nm³ e um poder calorífico inferior entre 6,0 e 8,5 kWh/Nm³ (BRASIL, 2017).

Adicionalmente, conforme já mencionado, o CH₄ é um gás indutor do efeito estufa, com potencial de aquecimento global 28 vezes superior àquele do CO₂ (IPCC, 2007). Por isso, a recuperação do biogás tem sido promovida com o intuito de minimizar impactos ambientais e de conceber soluções energéticas alternativas.

Segundo Noyola et al. (2006), as altas concentrações de N₂ presentes no biogás são originadas do nitrogênio dissolvido no esgoto doméstico na entrada dos reatores UASB. Os autores ainda justificam que as baixas concentrações de CO₂, por sua vez, ocorrem porque o gás carbônico possui elevada solubilidade em meio líquido, permanecendo nesse meio na forma de íon bicarbonato.

A presença dos demais componentes, alguns em nível traço, exige que o biogás seja condicionado e previamente tratado antes de sua utilização para fins energéticos. O H_2S é uma das substâncias que requer atenção especial devido aos problemas de corrosão que pode causar em componentes, bem como devido aos maus odores que pode causar. A utilização do biogás define o grau de remoção de impurezas (BRASIL, 2017).

As taxas de produção de biogás em reatores UASB alimentados com esgoto doméstico foram recentemente mensuradas em escala plena em diferentes ETEs no Brasil (POSSETTI et al., 2013; CABRAL, 2016; BRASIL, 2017). De modo geral, esses estudos demonstraram que as taxas de produção de biogás seguem um comportamento temporal variável, periódico e não-estacionário, o qual depende muito das variações de vazão e das concentrações do esgoto ao longo do dia. Além disso, constatou-se que as taxas de produção de biogás sofrem fortes influências de eventos de chuva (SILVA, 2015; SILVA; POSSETTI, 2015; CABRAL, 2016). As características construtivas dos reatores UASB e procedimentos operacionais também são fatores intervenientes nas taxas de produção de biogás (POSSETTI et al., 2013; CABRAL, 2016; BRASIL, 2017). As relações unitárias e informações mais detalhadas sobre o assunto são apresentadas na seção 7.3.1.

7.2.3 Problemática das emissões gasosas fugitivas e gases residuais

Neste capítulo, adotou-se a seguinte conceituação: emissões fugitivas ocorrem quando os gases dissolvidos produzidos nos processos de tratamento desprendem-se para a atmosfera de forma difusa e sem uma medida de controle, enquanto os gases residuais ocorrem quando a fonte de emissão é confinada e/ou uma corrente gasosa é gerada por meio de exaustão.

A emissão de gases odorantes em unidades de coleta, transporte e tratamento de esgoto é tradicionalmente um aspecto ambiental negativo relevante, que compromete o desempenho socioambiental de empreendimentos do setor de saneamento e conduz a uma cultura de repúdio à implantação de novos empreendimentos em áreas urbanas. Segundo He et al. (2011), metade da população pode detectar o H_2S em concentrações próximas a 8 ppb_v (partes por bilhão) e mais de 90% das pessoas podem percebê-lo em concentrações de 50 ppb_v. Belli Filho et al. (2001) reportaram uma faixa de limite olfativo ainda mais crítica, variando de 0,06 a 20 ppb_v.

Aliada à questão da percepção dos odores, na presença de umidade, o H_2S pode se comportar com propriedades corrosivas, causando a depreciação de peças e estruturas metálicas ou de concreto e, em misturas gasosas, pode oferecer riscos à saúde humana, mesmo em baixas concentrações. Os efeitos sobre a saúde humana começam com irritação ocular (exposições acima de 10 ppm_v, por 6-7 h) e perda momentânea de consciência, podendo avançar para quadros mais graves, como edema pulmonar e convulsão (exposições de 100-200 ppm_v, por cerca de 20 min) e chegar até a morte (exposições acima de 900 ppm_v, por aproximadamente 1 min). Altas concentrações de H_2S no ar atmosférico (150-200 ppm_v) podem prejudicar as glândulas olfativas de seres humanos, resultando na perda do olfato em cerca de 2-15 min. Essa perda do olfato pode levar a uma falsa sensação de segurança que é muito perigosa (WEF, 2004). Por esse motivo, o Ministério do Trabalho adota no Brasil (2009) o limite de tolerância de 8 ppm_v para jornadas de trabalho de até 48 h por semana. A Tabela 7.2 a seguir mostra as concentrações típicas de H_2S nas cercanias de diferentes unidades do sistema de esgotamento sanitário e de ETEs que utilizam processos anaeróbios de tratamento.

Na Tabela 7.3, por sua vez, são mostradas as concentrações típicas de CH_4 dissolvido na fração líquida e presente nos gases residuais de reatores UASB utilizados para o tratamento de esgoto sanitário. Percebe-se que os gases residuais tendem a apresentar concentrações de CH_4 abaixo do limite inferior de inflamabilidade do gás, o que nesses casos dificulta o seu aproveitamento energético. Nesse sentido, métodos alternativos de controle das emissões residuais de CH_4 desempenham papel importante no controle de emissões de gases de efeito estufa.

Tabela 7.2 – Concentrações típicas de H_2S nas unidades componentes das estações de tratamento de esgoto doméstico e dos sistemas de esgotamento sanitário

Unidade do sistema	Concentrações médias ou faixas de variação		Referência
	mg/m ³	ppm _v	
Tubulação de esgoto	0 a 417	0 a 300	Matos e Aires (1995)
	70 a 556	50 a 400	Jobbagy et al. (1994)
Estação elevatória	4,8	3,3	Bohn (1993)
	0,57	0,4	Silva et al. (2007)
	1 a 3	0,7 a 2,0	Silva et al. (2007)

(continua)

Unidade do sistema	Concentrações médias ou faixas de variação		Referência
	mg/m ³	ppm _v	
Unidade de pré-tratamento	3,5	2,4	Bohn (1993)
	2,8 a 51,5	2 a 37	Al-Shammiri (2004)
Desidratação lodo	6,5	4,5	Bohn (1993)
Gás residual ¹	0 a 73	0 a 50	Pagliuso et al. (2002); Souza et al. (2010)
Gás residual ²	146 a 730	100 a 500	Pagliuso et al. (2002); Souza (2010)

¹ Gás oriundo do compartimento de decantação de reator UASB

² Gás oriundo de câmara de dessorção localizada na linha de coleta do efluente de reator UASB

Fonte: Chernicharo et al. (2010)

Tabela 7.3 – Concentrações típicas de CH₄ dissolvido e presente no gás residual gerado em reatores UASB

Características do reator UASB	Matriz e local de medição do CH ₄	Concentração do CH ₄	Referência
Reatores UASB operados em escala piloto (340 L) e demonstração (14 m ³)	CH ₄ dissolvido em amostras líquidas coletadas abaixo da superfície do decantador-0,50 m	15-25 mg/L	Souza (2010); Souza et al. (2011)
		17-22 mg/L	
Reator UASB operado em escala piloto (340 L)	CH ₄ dissolvido em amostras do efluente do reator coletadas após câmara de dessorção de gases-0,45 m	8-16 mg/L	Souza (2010); Souza e Chernicharo (2011)
Reatores UASB operados em escala real	CH ₄ dissolvido em amostras líquidas coletadas abaixo da superfície do decantador-0,50 m	8-13 mg/L	Nelting et al. (2015)
		9-19 mg/L	
Reator UASB operado em escala piloto (340 L) e com compartimento de decantação fechado	CH ₄ gasoso em amostras coletadas na exaustão do decantador fechado	0,05-0,60 % _{v/v}	Souza (2010); Souza et al. (2012)
		0,15-1,20 % _{v/v}	
Reator UASB operado em escala piloto (340L)	CH ₄ gasoso em amostras coletadas na exaustão de câmara de dessorção de gases-1,0 m	0,2-6,4 % _{v/v}	Glória et al. (2014); Glória et al. (2016)

7.3 GERENCIAMENTO DAS EMISSÕES GASOSAS

7.3.1 Introdução

Conforme apresentando inicialmente, em ETEs de pequeno porte implantadas em empreendimentos habitacionais, as principais rotas propostas para o gerenciamento conjunto do biogás e dos gases residuais gerados em reatores UASB são apresentadas nas Figuras 7.2 e 7.3. No caso de ETEs compostas por outros tipos de reatores anaeróbios, cenários semelhantes podem ser propostos. Para o biogás, propõem-se:

- i) combustão direta em queimador aberto (*flare*);
- ii) uso na higienização do lodo;
- iii) uso doméstico nas cercanias da ETE (cocção e aquecimento de água).

Já para controle de emissões fugitivas, com geração de gás residual, propõem-se:

- i) uso de câmara de dessorção de gases para remover o H_2S e o CH_4 dissolvidos no efluente do reator UASB, seguido da oxidação biológica dos gases residuais em biofiltros;
- ii) se o decantador do UASB for fechado (Figura 7.2), exaustão da atmosfera gasosa do compartimento de decantação do reator e encaminhamento dos gases a um biofiltro para remoção dos odores (H_2S) e do CH_4 ;
- iii) se o decantador do UASB for aberto (Figura 7.3), retenção da camada de escuma esverdeada, que contém microrganismos oxidadores de sulfeto, de modo a favorecer o controle de odores. Como esses microrganismos são pouco eficientes na oxidação do CH_4 emitido na superfície do decantador, deve-se avaliar a possibilidade de não se controlar as emissões fugitivas de CH_4 , a depender do impacto dessas emissões sobre a “pegada” de carbono da ETE em questão.

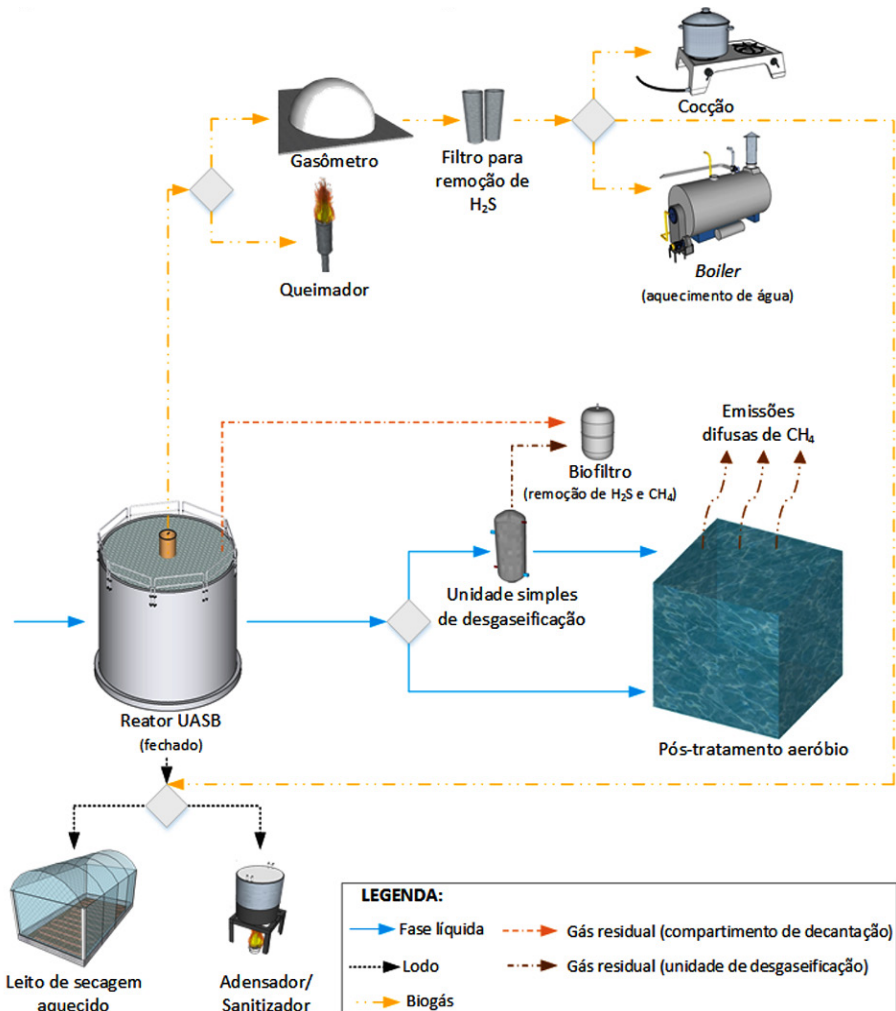


Figura 7.2 – Fluxograma proposto para o gerenciamento conjunto do CH₄ e do H₂S em ETEs de pequeno porte com o emprego de reator UASB com decantador fechado

Fonte: CHERNICHARO et al. (2017)

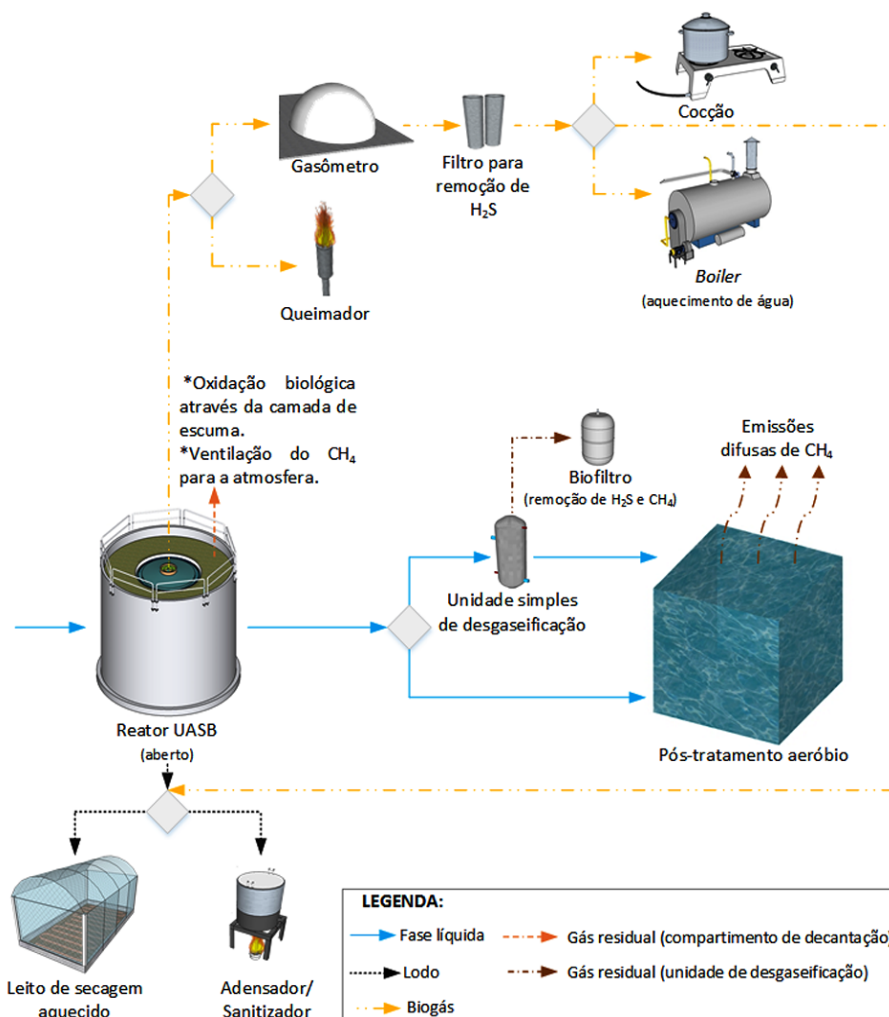


Figura 7.3 – Emprego de reator UASB com decantador aberto e com retenção de espuma contendo microrganismos oxidadores de sulfeto

Fonte: CHERNICHARO et al. (2017)

7.3.2 Biogás

A Tabela 7.4 sumariza as principais alternativas para o gerenciamento do biogás gerado em ETEs de pequeno porte.

Tabela 7.4 – Principais alternativas para o gerenciamento do biogás de ETEs de pequeno porte

Alternativa	Equipamento	Descrição
Combustão direta, sem recuperação de calor	Queimadores abertos (<i>flares</i>)	<ul style="list-style-type: none"> • Destruição do biogás sem recuperação de calor. Pode ser utilizado continuamente ou apenas em situações de contingência, quando o sistema de recuperação energética está em manutenção. Sempre deve estar presente nas ETEs.
Combustão direta, com recuperação de calor	Higienizadores de lodos	<ul style="list-style-type: none"> • O calor proveniente da combustão do biogás é transferido direta ou indiretamente para lodos, promovendo a higienização térmica desses materiais e, em alguns casos, sua secagem.
	Caldeiras para aquecimento de água	<ul style="list-style-type: none"> • O calor proveniente da combustão do biogás é transferido direta ou indiretamente para uma certa quantidade de água contida no interior de uma câmara fechada. A água aquecida é transferida, na sequência, para seu ponto de utilização.
	Fornos e fogões	<ul style="list-style-type: none"> • O biogás é empregado em substituição ao GLP, gás natural e/ou lenha e carvão em atividades de cocção.

Fonte: adaptado de IEA (2000) e de LOBATO (2011)

Recomenda-se que pelo menos um queimador aberto sempre esteja instalado na ETE a fim de possibilitar a destruição do biogás sem a recuperação de calor. Destaca-se, porém, que o uso do biogás para fins energéticos está amplamente fundamentado na literatura e pressupõe a transformação da energia química nele acumulada. No entanto, a viabilidade inerente a sua recuperação energética depende das escalas envolvidas e das vocações regionais. Apesar de diversas alternativas, a combustão direta do biogás com recuperação de calor parece ser a alternativa mais apropriada para ETEs de pequeno porte.

As opções com equipamentos de geração de energia elétrica parecem, em princípio, relativamente complexas e não prontamente aplicáveis no contexto brasileiro de pequenas ETEs em empreendimentos habitacionais. Estudos apontam que a viabilidade financeira dessa alternativa ocorre em ETEs com porte maior do que 100.000 habitantes (BRASIL, 2017; VALENTE, 2015). As opções indicadas na Tabela 7.4 serão melhor detalhadas a seguir.

Queimadores para biogás

A combustão direta sem recuperação de calor é realizada por dispositivos que possibilitam a ignição e a queima de gases. O equipamento empregado para tal fim é chamado de queimador. Esse equipamento sempre deve estar presente em locais de geração de biogás, uma vez que é utilizado na prevenção de acidentes (evitar possíveis explosões), no controle de emissões de odor e no controle de emissões de gases de efeito estufa. A implantação de queimadores é útil também para situações em que o equipamento de recuperação de energia não está em pleno funcionamento e em momentos nos quais a produção de biogás ou o teor de CH_4 estiverem muito baixos, inviabilizando a combustão no equipamento de recuperação de energia (EUROPEAN COMMISSION, 2001). Além disso, os queimadores são importantes para promover a queima do biogás excedente do equipamento de recuperação energética. Em geral, existem dois modelos de queimadores: abertos e enclausurados (BRASIL, 2017). A Figura 7.4 apresenta algumas fotos de diferentes modelos de queimadores abertos disponíveis no mercado nacional. A diferença entre esses modelos está normalmente no mecanismo de ignição da combustão do biogás (com chama piloto ou com centelhamento elétrico) e na presença de acessórios de proteção a fatores climáticos, como vento e chuva.



Figura 7.4 – Fotos de queimadores abertos de biogás
Fonte: a) BAUKAL (2013); b) FOKAL (2018); c) RIETOW (2016)

Queimadores abertos, também conhecidos como *flares*, são o modelo de queimador mais utilizado para combustão de biogás em ETEs. Queimadores abertos não possuem câmara de combustão, ou seja, sua chama fica exposta à atmosfera. Nesses queimadores, a combustão não ocorre de forma controlada e, por isso, são usualmente utilizados para vazões de biogás pequenas e irregulares. Justamente pelo fato de a chama ser aberta, sua intensidade é baixa e o ar ambiente rapidamente a resfria, ou chega mesmo a apagá-la totalmente. A baixa temperatura da chama e a rápida troca de calor com o ar atmosférico pode resultar em subprodutos indesejáveis e compostos não oxidados, o que implica a redução da eficiência do processo de combustão. A eficiência de destruição do biogás dos queimadores abertos é de difícil determinação. Acredita-se que o queimador aberto tenha eficiência de destruição de CH_4 , por exemplo, inferior à 50%.

Devido ao fato da chama ficar exposta ao meio ambiente, alguns queimadores abertos são elevados o suficiente para evitar que a radiação provocada pela chama atinja pessoas e equipamentos. Por outro lado, isso resulta em um difícil acesso para realização de manutenções. É recomendado que esses equipamentos possuam uma pequena proteção ao redor do bocal para impedir que o vento impossibilite ou dificulte o processo de ignição. Adicionalmente, com o intuito de possibilitar o maior período de operação do equipamento, é desejável a instalação de aparato de proteção contra chuva (chapéu chinês).

Os custos de investimentos em queimadores abertos são, normalmente, de 25 a 70% menores do que os de queimadores enclausurados (IEA, 2000). Por isso, em países em desenvolvimento é comum o uso de queimadores abertos em ETEs dotadas de reatores UASB (NOYOLA et al., 2006).

Higienizadores de lodo

O lodo é um resíduo oriundo do tratamento de esgoto doméstico. Sua destinação final deve ser ambientalmente correta, sanitariamente segura e economicamente viável. Para tanto, idealmente deve ser submetido a processos de higienização e de secagem. As tendências atuais para a disposição do lodo incluem a utilização segura de nutrientes e matéria orgânica na agricultura e a utilização energética (WEISZ et al., 2000). Uma das exigências para a utilização do lodo na agricultura é a redução da quantidade de microrganismos patogênicos, por meio de um processo de higienização. Para alcançar esse objetivo,

tem sido realizada a higienização com óxidos de cálcio (estabilização alcalina prolongada). A via térmica pode ser utilizada para tais fins e pressupõe o emprego de um sistema apto a transferir calor para esses materiais a partir da transformação de insumos energéticos, tais como o biogás.

Um dos objetivos da secagem térmica é a redução do teor de umidade da massa de lodo, de modo a diminuir o custo do transporte para disposição final desse material. David (2002) destaca que a secagem térmica remove apenas a água presente no lodo, mantendo os sólidos totais praticamente inalterados, permitindo assim que o lodo seco seja utilizado como fertilizante na agricultura, desde que os microrganismos patogênicos também sejam eliminados. Para Andreoli et al. (2001) o processo de secagem térmica de lodos possui as seguintes vantagens: significativa redução no volume de lodo; redução nos custos de transporte e estocagem; produto final estabilizado; produto livre de organismos patogênicos; produto final com retenção das características de condicionador de solo associadas ao lodo de esgoto; produto final apropriado para uso agrícola; possibilidade de acondicionamento em embalagens de pequeno porte.

Os secadores térmicos mais utilizados no Brasil são de secagem direta e de tambor rotativo, que possuem elevados custos de aquisição e operacionais e, portanto, têm seu emprego justificado quando há viabilidade econômica pela redução de volume e conseqüente redução de custos de transporte (JORDÃO; PESSÔA, 2011), bem como por dispensarem o uso de produtos químicos, como óxidos de cálcio. No entanto, esses secadores térmicos são normalmente inviáveis para ETEs de pequeno porte, exigindo que soluções mais simplificadas sejam adaptadas para tais fins, tendo como base o leito de secagem, estrutura que tipicamente está presente em ETEs de pequeno porte e que possui a finalidade de desaguar o lodo. Além disso, o consumo de combustível é o principal fator gerador dos elevados custos operacionais, que devem ser cuidadosamente analisados (JORDÃO; PESSÔA, 2011; GONÇALVES et al., 2001; DAVID, 2002).

Nesse sentido, alguns estudos de higienização e secagem térmica do lodo envolvendo a utilização do biogás produzido na própria ETE vêm sendo reportados na literatura (ANDREOLI et al., 2002; FERREIRA et al., 2003; BORGES et al., 2009; POSSETTI et al., 2012, POSSETTI et al., 2013). Dependendo das características do esgoto e do porte da ETE, a recuperação do biogás produzido pode não gerar energia suficiente para a higienização e secagem do lodo, sendo

necessária uma fonte de energia complementar (WAGNER et al., 2015). Uma alternativa é a utilização da energia solar térmica, pois se trata de uma fonte de energia prontamente disponível cujo uso induz a redução no consumo de energia primária, podendo ser combinada com quase qualquer sistema auxiliar de respaldo (WAGNER et al., 2015).

Há basicamente três configurações possíveis para os sistemas simplificados de secagem e higienização térmica de lodo em ETEs de pequeno porte utilizando o biogás como fonte de energia:

- I. leito de secagem convencional seguido de leito aquecido para higienização (POSSETTI et al., 2012; WAGNER et al., 2015);
- II. tanque aquecido para higienização seguido de leito de secagem convencional (BORGES et al., 2009);
- III. leito de secagem modificado para promover a secagem e de higienização simultaneamente (ANDREOLI et al., 2002; FERREIRA et al., 2003).

A Figura 7.5 apresenta um fluxograma das alternativas supracitadas. A Tabela 7.5, por sua vez, sumariza uma comparação técnica das três alternativas.

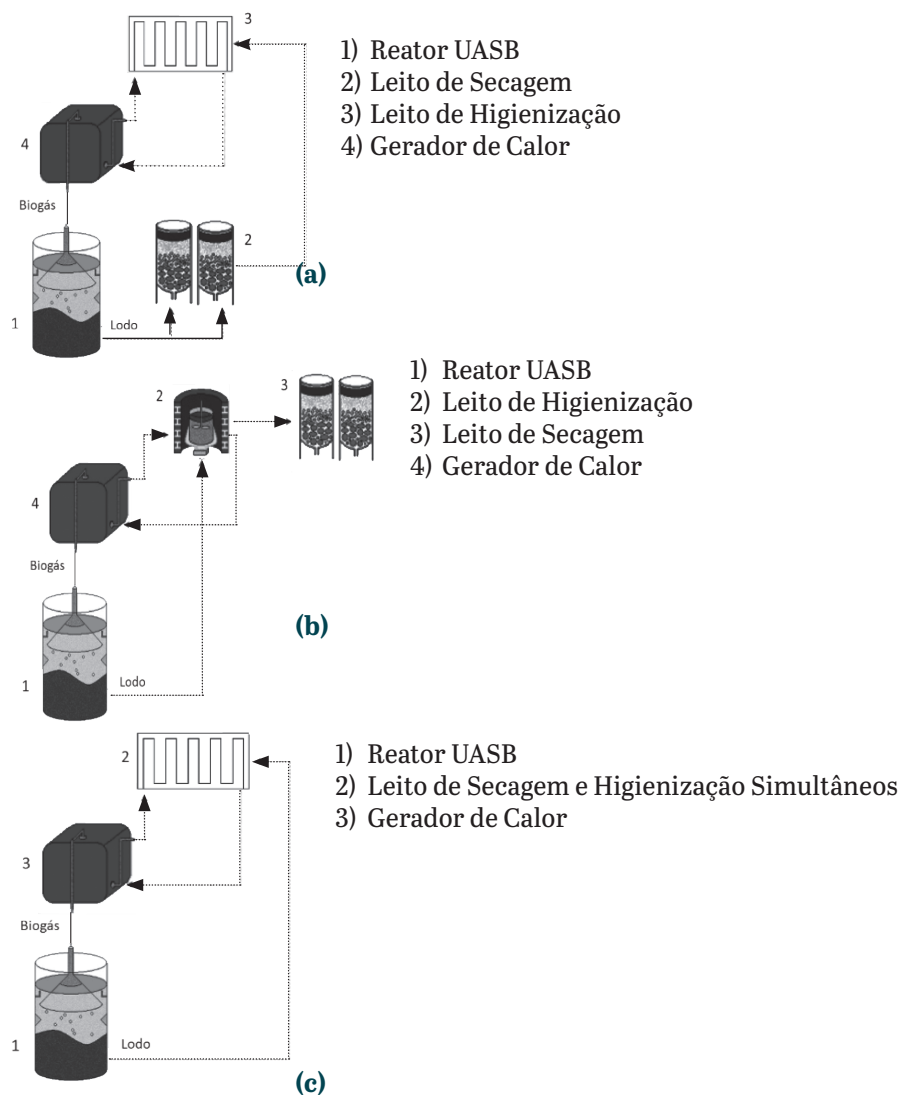


Figura 7.5 – Configurações alternativas para a secagem e higienização térmica de lodos em ETEs de pequeno porte: (a) leito de secagem convencional seguido de leito aquecido para higienização; (b) tanque aquecido para higienização seguido de leito de secagem convencional; (c) leito de secagem modificado para promover secagem e higienização simultaneamente.

Fonte: RIETOW *et al.* (2018)

Tabela 7.5 – Comparação entre as configurações alternativas para a secagem e higienização térmica de lodos em ETEs de pequeno porte

Aspectos avaliados		Alternativas		
		Leito de secagem convencional seguido de leito aquecido para higienização	Tanque aquecido para higienização seguido de leito de secagem convencional	Leito de secagem modificado para secagem e higienização simultâneas
<i>Econômicos</i>	Consumo de energia elétrica	++	+++	+
	Demanda de área	+	++	+++
	Autossuficiência energética por meio do aproveitamento do biogás	++	+++	+
<i>Confiabilidade</i>	Segurança de higienização	++	+++	+
	Segurança de secagem	+++	++	+++
<i>Simplicidade</i>	Manuseio do lodo	++	+++	+++
	Manutenção	++	+++	+
	Operação	++	+++	+
	Robustez das instalações	++	+++	+
<i>Social</i>	Odores	+	+++	++
	Segurança dos operadores	+	+++	++
<i>Ambiental</i>	Emissão de GEE	++	+++	++

+++ : mais favorável; ++ : intermediário; + : menos favorável.

Caldeiras para aquecimento de água

As caldeiras são caracterizadas por transferência de energia de um combustível para a água ou outro tipo de fluido contido no interior de uma câmara fechada. Seja na forma estacionária (a exemplo de residências e indústrias) ou móvel (como no caso do fornecimento de vapor para a movimentação de trens e embarcações), o fluido aquecido ou vaporizado é utilizado em vários processos ou aplicações de aquecimento (USEPA, 2008).

A combustão de qualquer tipo de combustível, como madeira, carvão, petróleo ou gás, é uma fonte de calor para uma caldeira. Adicionalmente, as caldeiras podem utilizar fontes de energia térmica proveniente dos gases de exaustão de outros processos, como as turbinas a gás. Nos EUA há mais de 25 anos o biogás é utilizado em caldeiras, substituindo assim combustíveis convencionais, como o gás natural, óleo combustível ou carvão.

Para o funcionamento adequado do sistema, fazem-se necessárias algumas observações a respeito da combustão direta do biogás. A queima do biogás e

a de um gás natural diluído apresentam similaridades. Dessa maneira, se o combustível é uma mistura de gás natural e biogás, pequenas adaptações são necessárias na caldeira. Por outro lado, modificações maiores são requeridas caso o combustível predominante ou único seja o biogás, pois este apresenta poder calorífico menor do que o do gás natural e por isso deve ser utilizado em maior volume na caldeira. Conseqüentemente, será necessária uma alteração no sistema de alimentação e queima de combustível na caldeira para possibilitar uma maior vazão de gás e, dessa forma, assegurar um poder calorífico equivalente ao do gás natural. Uma adaptação tipicamente implementada é o aumento do diâmetro do bico injetor (da SILVA et al., 2005; SANTOS et al., 2007).

Um problema enfrentado por caldeiras que usam o biogás como combustível é a corrosão, causada pela umidade e pelo H_2S . As formas encontradas para a redução dos efeitos corrosivos são: revestir o pré-aquecedor e a chaminé com material anticorrosivo ou utilizar componentes feitos de materiais resistentes à corrosão (ex.: aço inoxidável) e controlar a temperatura dos gases de exaustão e a circulação adequada da água. Além do mais, para o controle dos níveis de umidade do biogás é aconselhável a instalação de purgadores e linhas de condensado, a fim de evitar problemas operacionais e danos aos equipamentos nas caldeiras (USEPA, 2008)

Fornos e fogões

Em ETEs de pequeno porte há um potencial para aproveitamento de biogás em fornos e fogões de comunidades localizadas nas proximidades da estação (SASSE et al., 1991). Nesse contexto, a economia com a substituição do GLP ou lenha/carvão pode ser bastante significativa. Adicionalmente, pode-se desenvolver um ramo econômico local a partir da capacitação das pessoas da comunidade. Além disso, a substituição dos combustíveis fósseis pelo biogás reduz a emissão de gases de efeito estufa e, portanto, contribui também para mitigar as mudanças climáticas (KURCHANIA et al., 2011).

Existem vários tipos de fogões a biogás em uso no mundo todo. Os queimadores de duas chamas representam o tipo mais popular (KURCHANIA et al., 2010). Todos os queimadores de gás seguem o mesmo princípio (Figura 7.6). O gás flui com certa velocidade na tubulação até atingir o fogão. Essa velocidade é dada pela pressão do biogás em relação ao diâmetro da tubulação de alimentação. Em um ponto na entrada do queimador, a velocidade aumenta, com adequada constrição do fluxo, o que produz sucção de ar para dentro do tubo (com devidas

aberturas ajustadas). Esse ar é chamado de ar primário e é necessário para a combustão. Para que a combustão seja efetiva, o ar primário deve ser completamente misturado com o biogás. Isso é conseguido aumentando-se o diâmetro do tubo de alimentação, de modo a permitir que a mistura ar/biogás atinja a saída para queima. A complementação de oxigênio para a combustão final da mistura gasosa é fornecida pelo ar circundante, denominado ar secundário. Se a combustão for adequada, se forma uma chama azul-escuro (Figura 7.7), quase invisível à luz do dia (SASSE et al., 1991).

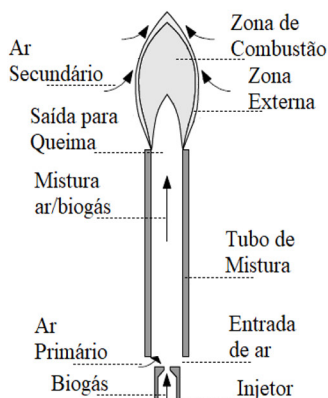


Figura 7.6 – Esquema de queimador de fogão a biogás
Fonte: adaptado de Fulford (1996)



Figura 7.7 – Exemplo de fogão a biogás
Fonte: HomeBiogás (2018)

A porcentagem de ar primário requerida e os meios pelos quais essa aeração é alcançada exercem uma influência dominante sobre o projeto de queimadores atmosféricos. Os queimadores projetados para o biogás normalmente funcionam em 40-60% de aeração primária (KURCHANIA et al., 2011). Para liberar o calor potencial contido em um combustível, é necessário queimá-lo com uma quantidade suficiente de ar. Uma quantidade insuficiente de ar pode resultar na perda de calor potencial devido à combustão incompleta, enquanto um excesso pode dar origem a uma perda excessivamente grande de calor produzido. É importante, portanto, conhecer o requisito teórico ou estequiométrico de ar, ou a relação ar-biogás, que possibilita a combustão completa de um combustível (KURCHANIA et al., 2010).

O biogás tradicional queima adequadamente em um intervalo bastante reduzido de misturas, usualmente de 9 a 17% de biogás no ar. Se a chama é “muito

rica”, isto é, tem muito combustível, então ele queima de forma incorreta e incompleta, resultando em monóxido de carbono (tóxico) e fuligem (partículas de carbono). Por isso, os queimadores devem trabalhar com mistura “ligeiramente fraca”, com um pequeno excesso de ar, para evitar o perigo da chama tornar-se rica. Na maioria dos queimadores, o ar é misturado com o gás antes de ser queimado (pré-aeração). Chamas pós-aeradas, em que o gás é aerado no final da linha de gás, provocam combustão muito fraca (FULFORD, 1996).

Em fogões tradicionais, o controle de ar primário é fornecido na parte inferior do fogão, o que o torna difícil de ajustar. Projetos melhores devem inserir o controle de aeração primária fora do fogão, de forma que seja possível ajustar o ar a fim de obter a combustão adequada (KURCHANIA et al., 2011). Os fogões tradicionais a GLP podem ser modificados para se ajustarem às propriedades do biogás, mas a eficiência geralmente não será tão boa quanto com um verdadeiro queimador de biogás (SASSE et al., 1991).

Um fogão alimentado a biogás foi desenvolvido por Kurchania et al. (2011). Nesse trabalho, a proposta era um fogão para utilização na cozinha de uma casa com seis pessoas. O queimador obtido foi de *design* simples e, de fato, permitiu fácil instalação e manutenção, com pouco conhecimento técnico. O fogão doméstico desenvolvido consumiu 375 L/h de biogás e sua eficiência térmica foi elevada, cerca de 60%.

7.3.3 Emissões gasosas fugitivas

Para se controlar adequadamente as emissões fugitivas, uma boa estratégia é priorizar técnicas mais simples e preventivas. A contenção/exaustão de pontos de emissões inevitáveis pode ser muito vantajosa e relativamente simples, sobretudo em unidades como tratamento preliminar e elevatórias, além de ser essencial na câmara de dessorção, conforme será tratado em itens seguintes. Em casos reais, tem sido muito comum, em contextos corretivos, a aplicação de produtos químicos, os quais podem ter mecanismos específicos diversos (oxidante, precipitador, inibidor etc.). Contudo, seus custos tendem a ser elevados e o ideal seria não necessitar da sua aplicação ou recorrer a isso somente em contextos e durações muito restritos.

Medidas preventivas para a minimização de emissões

Na operação dos sistemas de esgotamento sanitário, diversas estratégias podem ser adotadas para a minimização da geração de odores, como restrições a descargas que contenham compostos odorantes ou que induzam ao estabe-

lecimento de condições anaeróbias e a formação de compostos odorantes (DE HEYDER; THOEYE, 2000). Esforços relevantes para a minimização de emissões devem ocorrer já na concepção dos sistemas de coleta e tratamento de esgoto por meio de ações como (USEPA, 1985; WEF, 1995; METCALF & EDDY, 2004):

- Quantificação correta das vazões e cargas de esgoto e dimensionamento hidráulico apropriado do sistema;
- Minimização do comprimento das tubulações de recalque, quedas hidráulicas e volumes dos poços de sucção;
- Previsão de tubulações de chegada ou vertedouros submersos e controle de nível de canais;
- Atenção para linhas de retorno de lodo e pontos de recepção de lodo de tanques sépticos;
- Previsão de sistemas para separação da gordura nas residências;
- Previsão de sistemas que evitem a acumulação de espuma ou de sistemas destinados à remoção da espuma acumulada;
- Cobertura de áreas de gerenciamento de lodo (espessadores, desidratação etc.).

Na operação de ETEs, às considerações anteriores se acrescentam (USEPA, 1985; WEF, 1995; METCALF & EDDY, 2004):

- Remoção frequente de resíduos do tratamento preliminar (diária para sólidos e semanal para areia);
- Estabelecimento de restrições ou horários para recepção de lodos de tanques sépticos (preferencialmente no horário de maior vazão);
- Remoção frequente de espuma acumulada nos separadores trifásicos e decantadores dos reatores UASB;
- Limpeza e lavagem de unidades após as intervenções operacionais diárias.

Aplicação de produtos químicos para ações corretivas de emissões

A adição de produtos químicos ao esgoto bruto ou a uma determinada corrente líquida/sólida do processo de tratamento pode atuar na oxidação ou precipitação dos sulfetos em geral, ionizar o $H_2S_{(aq)}$ (HS^- , S^{2-}), impedindo a sua liberação para a fase gasosa como $H_2S_{(g)}$, alterar o potencial de oxirredução do meio, fornecer condições específicas para a inibição das BRS ou desenvolver microrganismos oxidadores de sulfetos (BRANDT et al., 2017). Na Tabela 7.6 são relacionados os principais produtos químicos utilizados para a correção da geração de odores em sistemas de coleta e tratamento de esgoto, assim como as vantagens, desvantagens e respectivas dosagens de produtos químicos aplicadas.

Tabela 7.6 – Análise comparativa das principais técnicas utilizadas para a minimização de emissões odorantes em redes e ETEs

Técnicas	Produtos químicos	Vantagens	Desvantagens	Doses aplicadas
Adição de sais de nitrato	NaNO ₃ Ca(NO ₃) ₂	<ul style="list-style-type: none"> Manuseio/armazenamento dos sais é simples e seguro; Boa solubilidade e manutenção de conc. residuais dos sais; Os sais não reagem formando subprodutos perigosos; Efluentes de processos de tratamento que incluem a nitrificação podem ser utilizados para inibir a geração de gases odorantes em outras etapas do tratamento. 	<ul style="list-style-type: none"> Pode causar problemas nos sistemas de coleta e tratamento devido à formação de N₂ (gasoso); Necessidade de rigoroso controle das dosagens para evitar o aporte de nitrato ao tratamento do esgoto e a necessidade de desnitrificação da corrente líquida; Baixa velocidade de reação com os sulfetos já produzidos (melhor efeito para a inibição da geração dos sulfetos); 	0,3 – 9,6 gN-NO ₃ .(gS) ⁻¹
Aeração ou oxigenação	O ₂	<ul style="list-style-type: none"> Menores custos em relação às demais técnicas; Não introduz substâncias no esgoto que podem comprometer o tratamento biológico a jusante (no caso de ETEs com reatores aeróbios); Simplicidade operacional; Remoção incremental de matéria orgânica antes da ETE. 	<ul style="list-style-type: none"> Quando aplicada em condutos livres, pode ser dispendiosa devido à limitada taxa de transferência de oxigênio; No caso de ETEs com reatores anaeróbios, a aplicação a montante do tratamento pode induzir condições microaeróbias no interior dos reatores ou até condições aeróbias indesejáveis ao tratamento. 	0,2 – 6,6 m ³ ar.m ⁻³ esgoto
Adição de oxidantes fortes	H ₂ O ₂	<ul style="list-style-type: none"> Além de oxidar os sulfetos, o H₂O₂ decompõe-se em H₂O e O₂, fornecendo condições para a formação de ambientes aeróbios; Remoção incremental de matéria orgânica antes da ETE. 	<ul style="list-style-type: none"> Manuseio/armazenamento do H₂O₂ demanda procedimentos de segurança específicos; Não reage somente com os sulfetos dissolvidos e é prontamente consumido por meio de outras reações (necessário de uso de doses em excesso); Baixa velocidade de reação em relação a outras técnicas; Difícil manutenção de conc. residuais de H₂O₂. 	1,3 – 4,0 gH ₂ O ₂ .(gS) ⁻¹
	Cl ₂ NaClO	<ul style="list-style-type: none"> Longo histórico de eficácia; Estrutura necessária para manuseio/armazenamento amplamente disponível no mercado. 	<ul style="list-style-type: none"> Reagem formando subprodutos organoclorados prejudiciais; Não reage somente com os sulfetos dissolvidos e é prontamente consumido pela amônia (necessário em excesso); Podem inibir o tratamento biológico a jusante; Manuseio/armazenamento do Cl₂ demanda procedimentos de segurança específicos; Injeção direta de Cl₂ pode causar problemas a jusante pela liberação de gás cloro potencialmente perigoso; Difícil manutenção de conc. residuais de cloro. 	4,0 – 15,0 gCl ₂ .(gS) ⁻¹ 2,0 – 15,0 gNaOCl.(gS) ⁻¹
	KMnO ₄ NaMnO ₄	<ul style="list-style-type: none"> Reação com os sulfetos forma MnO₂, que contribui para a floculação de sólidos suspensos no tratamento; Reage preferencialmente com os sulfetos (mais aplicável para o tratamento de lodo, em função da elevada concentração de matéria orgânica); Quando utilizados para o tratamento de lodo, a unidade de desidratação poderá atingir maiores eficiências. 	<ul style="list-style-type: none"> Maiores custos em relação às demais técnicas (geralmente só possui viabilidade econômica para o tratamento de lodo); Difícil manutenção de conc. residuais de MnO₄⁻. 	6 – 7 gKMnO ₄ .(gS) ⁻¹ 7 – 8 gNaMnO ₄ .(gS) ⁻¹

(continua)

Técnicas	Produtos químicos	Vantagens	Desvantagens	Doses aplicadas
Adição de sais de ferro	FeCl ₃ , Fe(Cl) ₂ , Fe(NO ₃) ₃ , Fe ₂ (SO ₄) ₃	<ul style="list-style-type: none"> Boa manutenção de conc. residuais dos sais; Podem ser aplicados diretamente em lodo de ETEs; Manuseio/armazenamento dos sais é simples e seguro e não reagem formando subprodutos perigosos; Os precipitados formados podem ser benéficos para os processos de decantação utilizados no tratamento a jusante; Quando aplicados a montante de sistemas aeróbios de tratamento, podem favorecer a remoção de fósforo; Reagem seletivamente com os sulfetos. 	<ul style="list-style-type: none"> Os precipitados podem dissociar em pH inferior a 6,5, levando novamente à formação de sulfetos dissolvidos; Podem gerar incrustações quando aplicados em redes coletoras ou em efluentes de reatores anaeróbios; Podem aumentar substancialmente a produção de lodo no sistema de tratamento. 	1,2 – 5,3 gFe.(gS) ⁻¹
Elevação do pH	Mg(OH) ₂ , NaOH	<ul style="list-style-type: none"> O manuseio/armazenamento das bases é simples e seguro; Pode ser aplicado de modo intermitente (uma vez por semana), desde que os compostos químicos sejam dosados em altas concentrações em um curto intervalo de tempo (elevações súbitas e grandes de pH). 	<ul style="list-style-type: none"> Possui efeito temporário. A mistura ou diluição do esgoto a jusante do ponto de aplicação pode levar às condições de desprendimento de H₂S (pela diminuição do pH); Podem inibir o tratamento biológico a jusante. 	<ul style="list-style-type: none"> ~80gM-g(OH)₂.m⁻³ ~90gNaOH.m⁻³ >500gNaOH.m⁻³ para elevações súbitas de pH

Fonte: Brandt et al. (2017)

Contenção e exaustão de gases residuais

Dependendo das condições de formação dos gases residuais nos reatores anaeróbios, a contenção das fontes emissoras, insuflamento de ar atmosférico e exaustão dos gases confinados e insuflados pode ser indispensável, por diversos motivos: purgar os gases enclausurados relativamente concentrados em umidade, H₂S e outros compostos sulfurosos que podem levar à corrosão das coberturas e das estruturas do local enclausurado; evitar que os gases confinados escapem para a atmosfera exterior, gerando maus odores e emissões de GEE; diluir os gases para obter concentrações de H₂S e outros compostos sulfurosos dentro de um limite de tolerância para o trabalho em área confinada; transportar os gases a um processo de tratamento adequado (Figura 7.8).

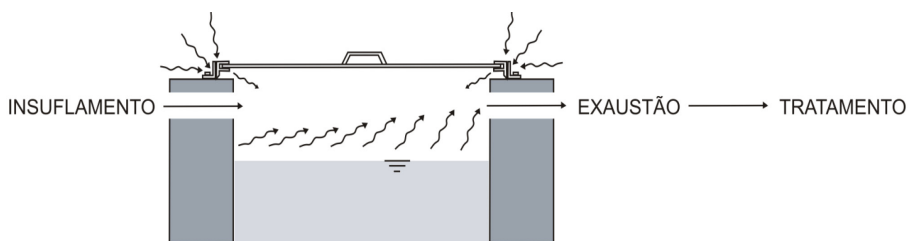


Figura 7.8 – Esquema da contenção, exaustão e tratamento de uma fonte emissora de gases residuais

Fonte: Brandt et al. (2017)

A contenção dos odores é tanto mais eficiente quanto mais próxima da origem for a sua captura uma vez que, deste modo, minimiza-se a quantidade de ar contaminado a ser tratado, poupando os equipamentos de ventilação e de tratamento. Já a exaustão dos gases deve ser compatível com a necessidade de visitação da área confinada. As áreas não visitáveis são aquelas inacessíveis ao operador ou que possuem acesso limitado a comportas e janelas de inspeção (p. ex.: espaços confinados em tanques e canais fechados). A exaustão faz-se necessária nesses tipos de ambiente para purgar os gases enclausurados repletos de umidade, H_2S e outros compostos sulfurosos, que podem levar à corrosão da cobertura e das estruturas de concreto e aço (WEF, 1995). Além disso, faz-se a exaustão desses ambientes para proporcionar uma atmosfera de pressão negativa abaixo da cobertura, de forma a impedir a saída dos gases odorantes para o exterior da cobertura e proporcionar a condução dos gases a um sistema adequado de tratamento de odores (WEF, 1995).

Por outro lado, as áreas visitáveis são aquelas às quais o operador pode ter acesso irrestrito. A ventilação desses tipos de ambiente é necessária primeiramente para se garantir a saúde e segurança do trabalhador. Os gases típicos geradores de odores em ETEs (H_2S e outros gases reduzidos de enxofre) possuem peso específico superior ao peso específico do ar atmosférico, acumulando-se no interior das coberturas de confinamento nas camadas de ar inferiores. Por esse motivo, faz-se a exaustão desses ambientes pela parte inferior da cobertura, e preferencialmente o mais próximo possível da fonte geradora de odores (p. ex.: próximo ao nível d'água em um tanque), de forma a impedir a exposição dos operadores aos gases odorantes. Para se garantir um adequado fluxo de ar, normalmente são instalados dispositivos de insuflamento de ar na parte superior do ambiente confinado.

O confinamento dos gases odorantes é feito pela adoção de coberturas adequadas a cada caso, que dependerá dos seguintes fatores (WEF, 1995):

- **Operação e manutenção da unidade a ser coberta.** Algumas alternativas de cobertura não permitem o acesso fácil ao local coberto ou permitem acesso rápido limitado por comportas ou janelas.
- **Durabilidade da cobertura.** O material deve ser resistente à corrosão devido à atmosfera repleta de H_2S e umidade no interior da cobertura. Além disso, a cobertura poderá ser exposta em diversas ocasiões ao sol, será submetida à carga dos ventos e deve ser projetada para evitar o acúmulo de água das chuvas na parte superior.
- **Integridade estrutural.** Pode influenciar significativamente nos custos e até inviabilizar a adoção de um determinado tipo de cobertura. Além disso, deve-se avaliar a necessidade de passagem de pessoal e/ou máquinas em cima da cobertura.
- **Custos.** O projeto de uma cobertura que confine o menor volume possível é fortemente desejável. Quanto menor o volume de gás confinado, menores serão os gastos com os sistemas de exaustão e tratamento do gás.
- **Estética.** É possível reduzir a atenção da comunidade vizinha sobre uma ETE mantendo-se as preocupações estéticas.

Com esses fatores em mente, deve-se optar por um tipo de cobertura dentre as alternativas disponíveis (item 7.5.2).

Dessorção de gases dissolvidos

O processo de transferência de massa envolvendo a remoção de gases (desgaseificação) e de compostos orgânicos voláteis-COVs (volatilização) a partir da água para o ar é denominado de dessorção. O inverso, isto é, a incorporação de gases, a partir do ar para a água é denominado absorção (CRITTENDEN et al., 2005).

Obviamente, em sistemas completos ainda há necessidade de apresentar, após a etapa de dessorção dos gases, uma etapa de oxidação dos compostos alvo, no sentido de atingir o efetivo tratamento da fase gasosa. Um exemplo de esquema simples de sistema de remoção e tratamento, envolvendo efluente de reatores UASB, é mostrado na Figura 7.9. O efluente do reator é inteiramente direcionado para uma unidade de dessorção/desgaseificação, ao mesmo tempo em que um gás (frequentemente ar atmosférico) é também direcionado para a mesma

unidade. Os gases dissolvidos (CH_4 e H_2S) desorvem para a atmosfera interior e a fase líquida deixa a unidade com concentrações menores desses gases. Por sua vez, a fase gasosa deixa a unidade com uma concentração dos gases mais alta do que quando entrou. Ao sair da unidade, o gás flui para alguma unidade de tratamento onde é oxidado (BROWN, 2006).

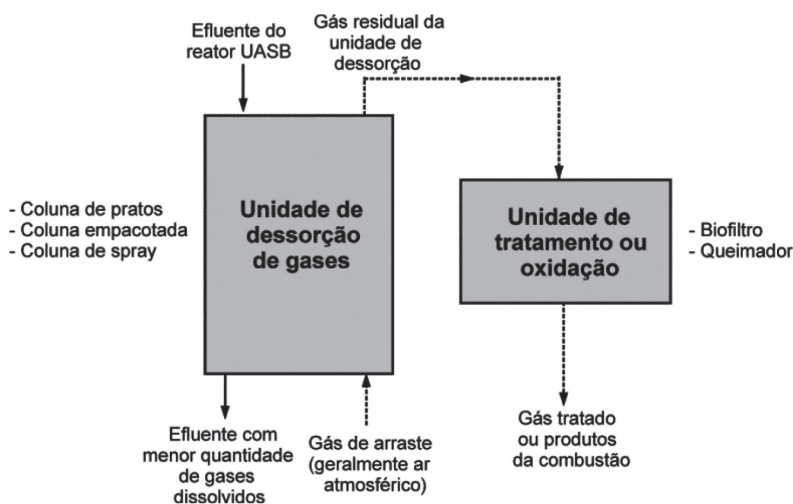


Figura 7.9 – Esquema para dessorção e oxidação de gases

Fonte: Brown (2006)

Os principais tipos de técnicas com queda d'água utilizados para transferência de massa na remoção de gases dissolvidos são basicamente de três classes, a saber: Câmara de Dessorção com preenchimento, Câmara de Dessorção de pratos e Câmara de Dessorção de spray. Câmaras com preenchimentos são os dispositivos mais comumente citados na literatura para a dessorção de gases e COVs de águas. Elas representam uma opção bem estabelecida, com boa relação custo-benefício, pois apresentam economias consideráveis em termos energéticos, indicando que podem ser das opções mais interessantes para o objetivo de remoção de gases dissolvidos (BROWN, 2006).

Adicionalmente, pode-se elencar outro tipo de câmara baseada simples e somente em queda d'água. A essa unidade denomina-se de Câmara de Dessorção (CD) simplificada, uma vez que não apresenta qualquer atributo interno diferenciador relevante, diferentemente das demais (CD com preenchimento, CD de pratos e CD de *spray*). Aproveitando-se dessa sua simplicidade, desen-

volvem-se na Figura 7.10 os vários mecanismos que atuam no sentido de promover a dessorção ou desprendimento dos gases dissolvidos. Tais mecanismos podem ocorrer também nas unidades tradicionais, mas com intensificação e maior complexidade associadas a suas modificações internas. Há um número elevado de mecanismos de transferência de massa que são responsáveis pelo desprendimento de gases em CD: i) superfície do jato em queda livre; ii) gotas se desintegrando do jato; iii) gotas espirradas e aeradas a partir da superfície do volume d'água no fundo da câmara; iv) agitação da superfície d'água no fundo da câmara; v) bolhas de ar entrando no volume d'água no fundo da câmara. É razoável esperar que a importância relativa de cada um dos mecanismos precedentes de transferência de massa pode variar de uma estrutura de queda para outra, dependendo da geometria do sistema e da vazão de líquido (CORSI et al., 1992).

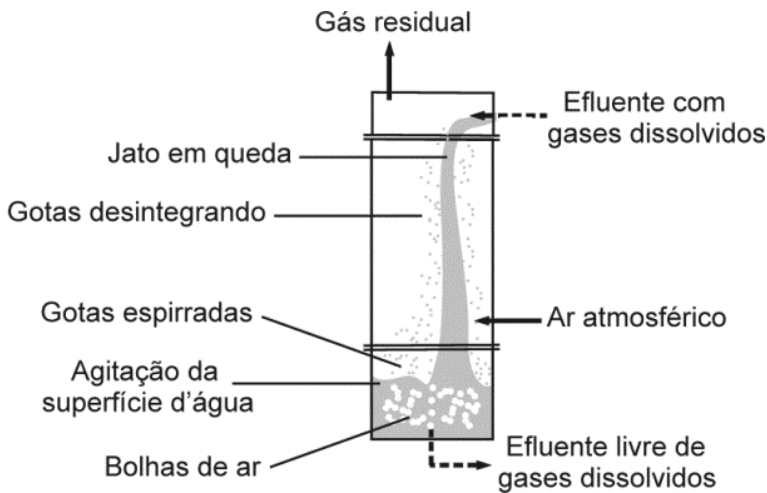


Figura 7.10 – Mecanismos de transferências de massa em CD

Fonte: Corsi et al. (1992)

A CD simplificada é baseada em mecanismos elementares de agitação da fase líquida aproveitados no interior de uma estrutura fechada com jatos d'água em queda livre. A pressão interna é atmosférica. Um fluxo de gás (ar atmosférico) é aplicado no sentido oposto ao fluxo de esgoto, de forma a aumentar a taxa de transferência de massa entre as fases: ficam na parte de cima da CD a entrada de esgoto e saída de ar, e na parte de baixo, a saída de esgoto e entrada de ar.

Não há dúvidas de que essa é a mais econômica dentre as CDs e, apesar de em geral obter eficiências mais baixas, particularmente no que se refere à minimização de problemas associados com as emissões atmosféricas em efluente de reatores UASB relacionadas com os compostos H_2S e CH_4 , a CD simplificada tem atingido eficiências de grande relevância (GLÓRIA et al., 2016). As Figuras 7.11 a 7.13 mostram os principais tipos de CD consideradas para aplicação na remoção de gases dissolvidos em efluentes de reatores UASB.

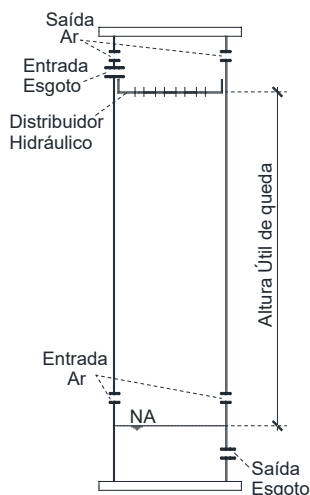


Figura 7.11 – Esquema de Câmara de Dessorção simplificada

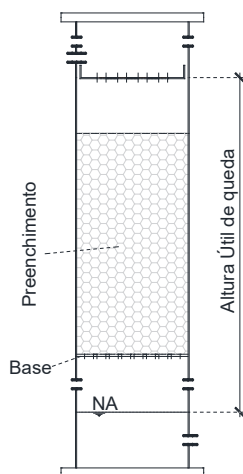


Figura 7.12 – Esquema de Câmara de Dessorção com preenchimento

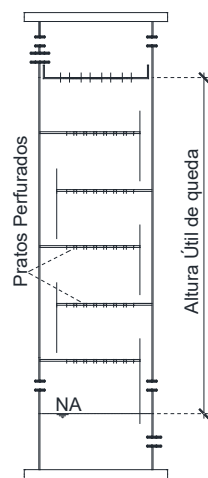


Figura 7.13 – Esquema de Câmara de Dessorção de pratos

Microaeração do reator UASB

Conforme apresentado no Capítulo 4, a microaeração é uma técnica relativamente recente aplicada a reatores anaeróbios como alternativa de controle de H_2S , principalmente no biogás, mas também dissolvido no efluente líquido. O princípio fundamental associado com a microaeração é que o oxigênio atua na oxidação, sobretudo bioquímica, dos sulfetos formados na digestão anaeróbia, tendo como principal produto final da reação o enxofre elementar (Figura 7.14).

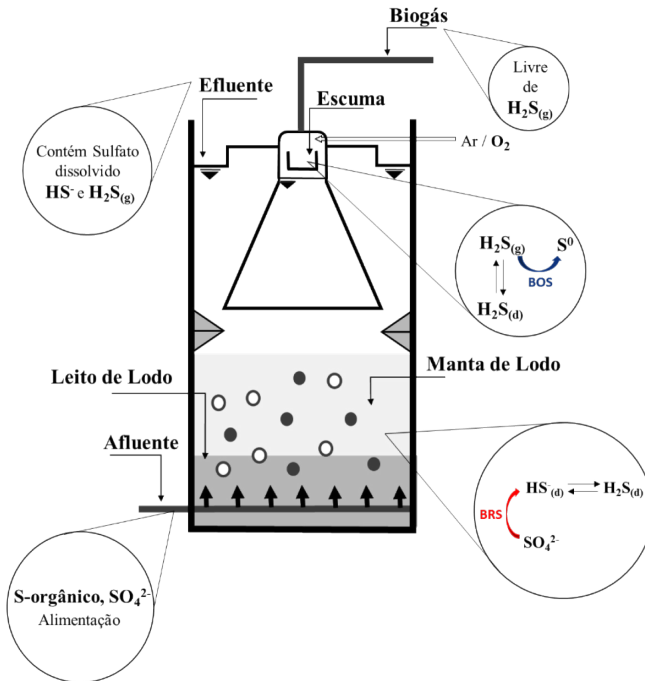


Figura 7.14 – Esquema de reator UASB e reações com compostos de enxofre, bactérias redutoras de sulfato (BRS) e bactérias oxidadoras de sulfeto (BOS) a partir da microaeração na atmosfera (*headspace*) do separador trifásico

A microaeração tem sido aplicada e desenvolvida em especial para digestores anaeróbios de lodo e, eventualmente, para efluentes industriais – fluxos líquidos muito concentrados em sólidos e matéria orgânica. No que diz respeito à aplicação para tratamento em reatores anaeróbios (tipo UASB) de esgoto sanitário tipicamente doméstico, muito pouco foi desenvolvido, até o presente, na literatura internacional. Por sua vez, as pesquisas da RENTED se dedicaram também a essa questão, levando em consideração a grande aplicabilidade dos reatores UASB no tratamento de esgoto doméstico no Brasil. Nesse contexto, desenvolveram-se pesquisas em escala piloto na UFC, UEPB e UFMG, com obtenção de resultados promissores no controle de H_2S , sobretudo no biogás.

A concentração de oxigênio dissolvido (OD) no processo de microaeração apresenta incrementos muitas vezes inferiores a 0,1 mg/L. O potencial de oxi-redução (ORP) reportado em sistemas microaeróbios varia de -150 a -460 mV. Por

isso, o ORP é mais indicado como parâmetro de controle do que a concentração de OD. Uma classificação dos sistemas de aeração em função da dosagem de oxigênio é apresentada na Tabela 7.7.

Tabela 7.7 – Classificação dos sistemas de aeração em função da dosagem de oxigênio em relação com a vazão de alimentação

Condição	L O ₂ / L afluente
Aeração	102 – 218
Aeração limitada	2,6 – 6,4
Microaeração	0,03 – 1,27

Fonte: adaptado de Krayzelova et al. (2015)

Adicionalmente, em termos de processo, importa esclarecer os principais fatores que tendem a governar a microaeração. Primeiramente, a definição do gás a ser introduzido: ar ou oxigênio concentrado. Pelas facilidades operacionais e custos, o ar é mais prontamente aplicável. Contudo, como o ar atmosférico apresenta concentração de oxigênio de cerca de 21%, tem-se como efeito indesejado da sua aplicação a introdução no reator anaeróbio de grande quantidade de nitrogênio gasoso (N₂ – concentração cerca de 78% no ar), o que provoca diluição considerável do metano no fluxo gasoso, aumentando artificialmente o volume total do biogás produzido. A definição do ponto de introdução da microaeração é outro fator relevante. As possibilidades são: na zona de digestão, na zona do separador trifásico (fase líquida) e na zona do separador trifásico (fase gasosa). Existe a tendência de simplicidade operacional que aponta para aplicação na fase gasosa do interior do separador trifásico (*headspace*). Contudo, nessa situação é mais difícil a remoção efetiva do sulfeto de hidrogênio dissolvido no efluente líquido do reator.

Nesse contexto geral, as pesquisas da RENTED geraram resultados que puderam ser sintetizados na Tabela 7.8 e nas Figuras 7.15, 7.16 e 7.17, que mostram as contribuições no desenvolvimento dessa técnica de microaeração aplicada a reatores UASB.

Inicialmente a Tabela 7.7 mostra alguns detalhes das condições operacionais a que foram submetidos os reatores UASB no que diz respeito à introdução da microaeração. Houve algumas diferenças de escala experimental entre as Universidades, sendo que a UFC trabalhou com reator de bancada e etanol como substrato (DQO ≈ 1000 mg/L), ao passo que a UEPB e UFMG trabalharam com esgoto sanitário real, respectivamente, DQO cerca de 770 e 450 mg/L. Particu-

larmente a UFMG trabalhou com reatores UASB em escala piloto (cerca de 350 L). Em termos de vazão relativa ao volume e, conseqüentemente, o TDH, a UFC e UEPB trabalharam com TDH maiores (cerca de 12 h), enquanto a UFMG trabalhou com 5 h (quase todas) e 7 h (somente na menor vazão). Importa ressaltar também que os pontos de aplicação e vazões variaram entre as Universidades e também para cada uma. Para UFC houve aplicação acima da manta de lodo, na manta de lodo (por meio da linha de alimentação) e no interior do separador trifásico (atmosfera ou *headspace*), com vazões aplicadas de ar (relativa à vazão afluyente) na ordem de 20 – 30 mL_{ar}/L_{afluyente} e 70 – 80 mL_{ar}/L_{afluyente}. Para UFMG aplicou-se a microaeração somente na zona de digestão, seja no leito de lodo (1 m do fundo) e na manta de lodo (3 m do fundo), com vazões relativas de 17,2 e 16,0 mL_{ar}/L_{afluyente}. Por sua vez, a UEPB aplicou acima da manta de lodo e com vazões bem maiores, mas ainda dentro da faixa de microaeração, de 206 e 288 mL_{ar}/L_{afluyente}.

Tabela 7.8 – Configurações operacionais e dados referentes aos experimentos de microaeração da RENTED

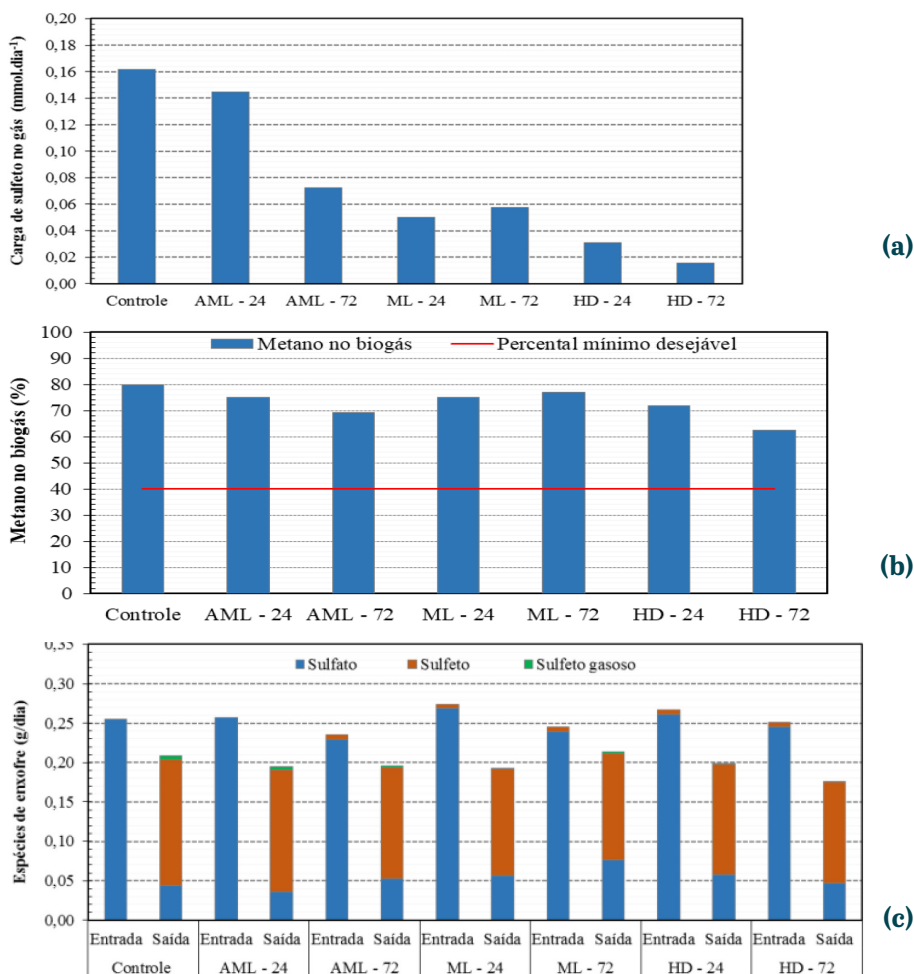
Local	Vazão		Substrato	SO ₄ ²⁻ aff	H ₂ S _{aff}	Relação DQO/SO ₄ ²⁻	Ponto de aplicação (Ar)	Q _{ar} /Q _{afluyente}
	L	L/d		mg/L	mg/L			mL _{ar} /L _{afluyente}
UFC	2,75	5,5	Etanol	139	0,00	7,2	Sem aplicação - controle	0
UFC	2,75	5,5	Etanol	140	0,00	7,1	Acima da manta de lodo	26
UFC	2,75	5,6	Etanol	123	0,00	8,1	Acima da manta de lodo	77
UFC	2,75	5,8	Etanol	139	0,00	7,2	Linha de alimentação	25
UFC	2,75	5,8	Etanol	124	0,00	8,1	Linha de alimentação	74
UFC	2,75	5,8	Etanol	135	0,00	7,4	<i>Headspace</i>	25
UFC	2,75	5,5	Etanol	134	0,00	7,5	<i>Headspace</i>	79
UFMG	340	1632	Esgoto sanit.	52	0,46	7,8	Sem aplicação - controle	0
UFMG	364	1747	Esgoto sanit.	51	0,04	8,0	Leito de lodo - 1m	17,2
UFMG	364	1747	Esgoto sanit.	53	0,44	7,6	Manta de lodo - 3m	17,2
UFMG	364	1248	Esgoto sanit.	49	0,48	9,2	Manta de lodo - 3m	16,0

(continua)

Local	Vol.	Vazão	Substrato	SO_4^{2-} aff	$\text{H}_2\text{S}_{\text{aff}}$	Relação DQO/ SO_4^{2-}	Ponto de aplicação (Ar)	$Q_{\text{ar}}/Q_{\text{afluente}}$
	L	L/d		mg/L	mg/L			$\text{mL}_{\text{ar}}/\text{L}_{\text{afluente}}$
UEPB	25	100	Esgoto sanit.	30	11,5	25,7	Sem aplicação - controle	0
UEPB	25	50	Esgoto sanit.	30	11,5	25,7	Acima da manta de lodo	206
UEPB	25	50	Esgoto sanit.	25	9,7	28,7	Acima da manta de lodo	288

Os gráficos da Figura 7.15 mostram resultados da UFC com a microaeração. Inicialmente, pelo gráfico (a) tem-se que a carga de sulfeto no biogás, em comparação com a situação controle (sem aplicação), diminuiu contundentemente na medida em que se alteraram as condições de aplicação, sobretudo em função do ponto de aplicação. Sendo que nas últimas condições, com aplicação no *headspace*, as cargas de sulfeto no gás foram muito baixas, com remoção, em relação à condição controle, de cerca de 80 – 90 %, sendo pouco menor na menor vazão de aplicação. Pelo gráfico (b) têm-se as concentrações de metano no biogás, que obviamente diminuíram com a microaeração, relativamente à condição controle. Contudo, foi uma diminuição pequena, sendo que na situação de maior diluição do metano no biogás (*headspace* - 72), o percentual foi cerca de 60 %. Essa concentração está bem adequada ao que poderia, a princípio, ser considerada uma concentração mínima desejável (40 %), em termos de funcionalidade de equipamentos de aproveitamento energético. Por sua vez, o gráfico (c) mostra que, na fase líquida, o sulfeto dissolvido da saída não apresentou evidente diminuição, relativamente a não aplicação da microaeração. Portanto, a ação da microaeração se efetivou no sulfeto no biogás e não no sulfeto dissolvido no efluente, para reator UASB nas condições pesquisadas pela UFC.

Os gráficos da Figura 7.16 mostram resultados da UFMG com a aplicação de microaeração em UASB com esgoto sanitário tipicamente doméstico e concentrações de DQO da ordem de 450 mg/L. Pelo gráfico (a) tem-se que a queda na carga de sulfeto no gás é muito grande, da ordem 90 % ou mais, em relação à condição controle. A aplicação na manta de lodo (3 m acima do fundo) se mostrou com efetividade semelhante, ou melhor, e maior simplicidade operacional que aplicação no leito de lodo (1 m acima do fundo).



LEGENDA

Controle: sem microaeração

AML - 24: acima da manta de lodo e 24 mL_{ar}/L_{afluente}

AML - 72: acima da manta de lodo e 72 mL_{ar}/L_{afluente}

ML - 24: manta de lodo e 24 mL_{ar}/L_{afluente}

ML - 72: manta de lodo e 72 mL_{ar}/L_{afluente}

HD - 24: headspace e 24 mL_{ar}/L_{afluente}

HD - 72: headspace e 72 mL_{ar}/L_{afluente}

Figura 7.15 – Resultados para a microaeração obtidos pela UFC, em diversas fases operacionais, a partir da ausência (controle) e condições de aplicação, sendo: (a) sulfeto no biogás; (b) metano no biogás; (c) sulfeto no efluente líquido

Pelo gráfico (b), ainda na Figura 7.16, tem-se que as concentrações de metano no biogás, que na condição controle eram próximas 60 %, reduziram-se com a aplicação da microaeração para a faixa de 40 a 50 %, ainda respeitando o limite de desejável, o qual não deve ser entendido de forma totalmente absoluta. Tais concentrações menores de metano no biogás, inclusive no controle, se explicam pelo esgoto ser menos concentrado e também pelos menores TDHs aplicados nos experimentos da UFMG. Por sua vez, o gráfico (c) mostra padrão semelhante entre as cargas das espécies de enxofre dissolvidas nos efluentes, particularmente, quanto à manutenção das quantidades de sulfeto nos efluentes. Uma aparente redução na última condição (ML - 16) é simplesmente resultado na menor vazão afluente/efluente.

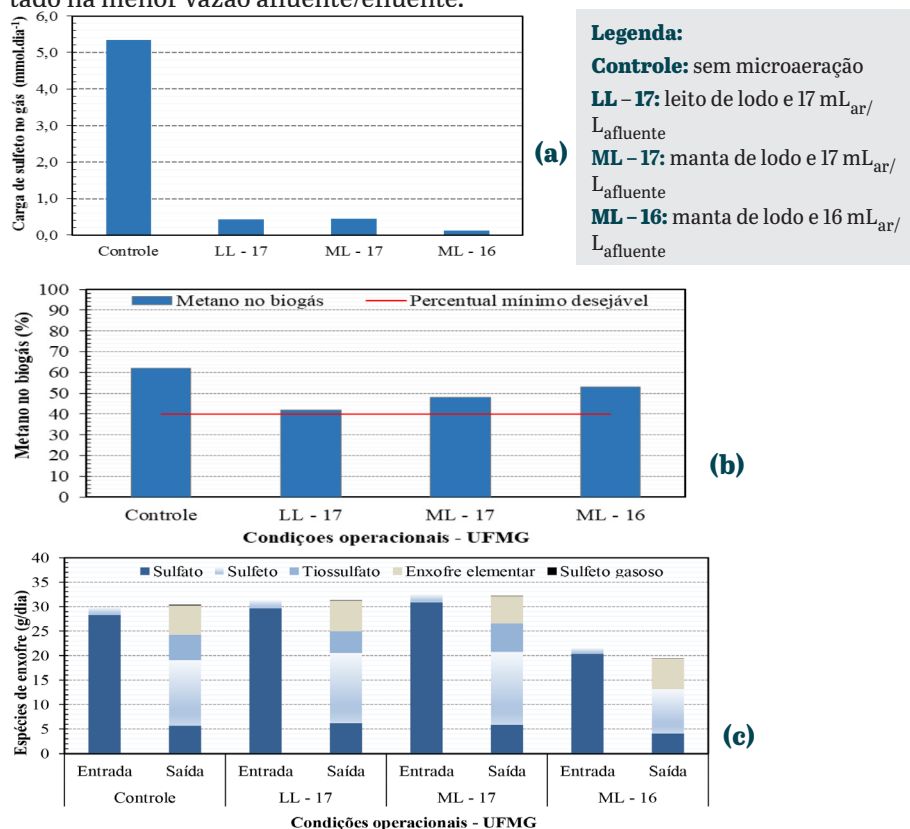
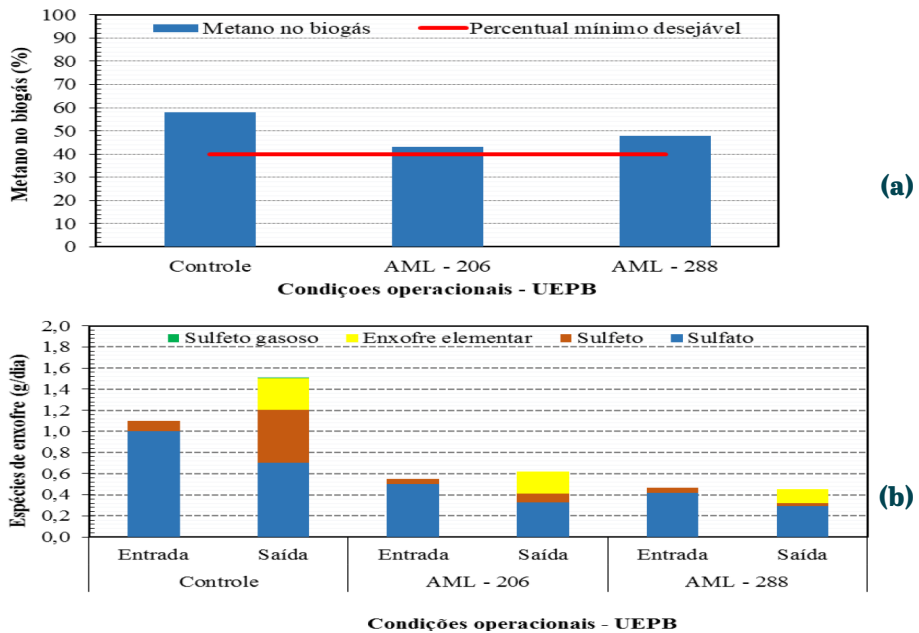


Figura 7.16 – Resultados para a microaeração obtidos pela UFMG, em diversas fases operacionais, a partir da ausência (controle) e condições de aplicação, sendo: (a) sulfeto no biogás; (b) metano no biogás; (c) sulfeto no efluente líquido

Os resultados da UFMG e UFC, apesar das diferenças de aparato experimental, se mostraram bastantes convergentes na indicação de aplicação da microaeração com taxas da ordem de $20 \text{ mL}_{\text{ar}}/\text{L}_{\text{afluente}}$, com controle de sulfeto no biogás e não atingimento de remoções na fase líquida. Ao passo que, os experimentos da UEPB (gráficos da Figura 7.17), utilizando taxas de aplicação bem maiores, da ordem de $200 - 300 \text{ mL}_{\text{ar}}/\text{L}_{\text{afluente}}$, apresentaram remoções de sulfeto dissolvido efluente evidenciadas no gráfico (b). Contudo, apesar do gráfico (a) não evidenciar grande diminuição de concentração de metano no biogás, outros dados dos experimentos da UEPB indicaram perdas consideráveis em produtividade diária de metano no biogás (atingindo cerca de $0,05 \text{ L}_{\text{CH}_4}/\text{gDQO}_{\text{rem.}}$). Isso não ocorreu para os experimentos da UFC e UFMG, que apresentaram manutenção de produtividade da ordem de $0,12$ a $0,20 \text{ L}_{\text{CH}_4}/\text{gDQO}_{\text{rem.}}$. Portanto, indicam-se desenvolvimentos e aplicações de microaeração menores, da ordem de $20 \text{ mL}_{\text{ar}}/\text{L}_{\text{afluente}}$.



Legenda: Controle: sem microaeração; AML - 206: acima da manta de lodo e $206 \text{ mL}_{\text{ar}}/\text{L}_{\text{afluente}}$
AML - 288: acima da manta de lodo e $288 \text{ mL}_{\text{ar}}/\text{L}_{\text{afluente}}$

Figura 7.17 – Resultados para a microaeração obtidos pela UEPB, em diversas fases operacionais, a partir da ausência (controle) e condições de aplicação, sendo: (a) metano no biogás; (b) sulfeto no efluente líquido

Tratamento dos gases residuais

Uma vez enclausurados e exauridos, os gases residuais devem ser submetidos a um adequado gerenciamento. O tratamento físico, químico e biológico dos gases residuais gerados em reatores anaeróbios utilizados para o tratamento de esgoto doméstico foi extensivamente estudado em países como Alemanha, França, Holanda e Estados Unidos (ALLEN; YANG, 1992; YANG; ALLEN, 1994; KOHL; NIELSEN, 1997; KENNES; VEIGA, 2001; WEF, 2004). Como as concentrações de CH_4 nos efluentes dos reatores anaeróbios ainda configuram uma questão emergente, de fato, a maioria dos estudos até o presente estiveram centrados no abatimento de compostos odorantes, especialmente do H_2S . A Figura 7.18 esquematiza as principais rotas de tratamento de gases residuais contendo compostos odorantes, notadamente H_2S e mercaptanas (processos de dessulfuração). Devido à vasta experiência já adquirida em projetos e operação de sistemas em escala real, as técnicas mais utilizadas para o abatimento de odores em ETEs são a absorção físico-química, a adsorção, a biofiltração, a biopercolação e a absorção seguida de oxidação biológica (*bioscrubbers*) (BELLI FILHO et al., 2001; NOYOLA et al., 2006; LEBRERO et al., 2011).

Para o caso do controle de odores em ETEs de pequeno porte em empreendimentos habitacionais, os aspectos econômicos (custos de implantação, operação, manutenção, e requisitos de energia e de produtos químicos) são amplamente favoráveis aos métodos biológicos de tratamento (CHERNICHARO et al., 2010; ESTRADA et al., 2012). Contudo, é importante destacar que apenas algumas tecnologias utilizadas para o controle de odores em ETEs poderiam ser aplicadas para a remoção de CH_4 em gás residual. Para correntes gasosas residuais com maiores teores de CH_4 , o tratamento térmico ou o aproveitamento energético podem ser considerados, desde que as correntes residuais sejam concentradas – por exemplo, misturadas a correntes gasosas ricas em CH_4 (p. ex.: biogás) (BARBOSA; STUETZ, 2005; BANDARA et al., 2011; LUO et al., 2014). Os processos químicos e físicos de absorção e adsorção de gases não poderiam ser aplicados ao tratamento de correntes gasosas residuais contendo baixas concentrações de CH_4 devido à baixa afinidade do CH_4 a pressão atmosférica com os produtos químicos e materiais de enchimento adsorventes comumente utilizados nos lavadores de gases ou nos filtros de leito fixo (p. ex.: carvão ativado) (MELSE; VAN DER WERF, 2005). Nesse sentido, os processos biológicos despontam como uma alternativa promissora e completa, já que a

tecnologia vem mostrando resultados em experiências práticas (MELSE; VAN DER WERF, 2005; NIKIEMA et al., 2007; VEILLETTE et al., 2012; LIMBRI et al., 2013; BRANDT et al., 2016).

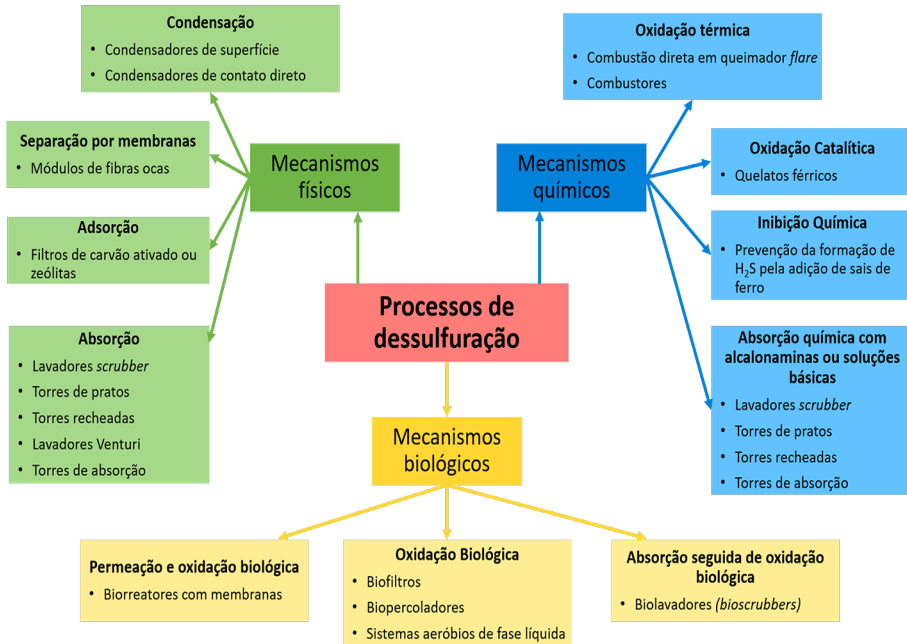


Figura 7.18 – Rotas tecnológicas para dessulfuração de correntes gasosas residuais

Fonte: Brandt et al. (2017)

7.4 CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE PROJETO

7.4.1 Biogás

A determinação da quantidade de biogás disponível na ETE é fundamental para a definição de sua alternativa de uso e dimensionamento de componentes. Estudos de comparação entre as estimativas de produção de biogás e os resultados de medições foram realizados por Silva et al. (2014) e Cabral (2016). Esses estudos reportam que a quantidade de biogás estimada pelos métodos existentes é, em média, maior do que aquela realmente disponível para uso. Isso acontece porque tais métodos não consideram as perdas de CH_4 , assim como algumas importantes rotas de conversão da demanda química de oxigê-

nio (DQO) durante o tratamento anaeróbico do esgoto. Como o modelo proposto por Lobato (2011) contempla as quantidades de CH_4 dissolvidas no meio líquido, assim como as perdas na forma de gases residuais e as perdas relacionadas à redução de sulfato, ele expressa de forma mais realista os fenômenos físicos, químicos e biológicos inerentes aos reatores UASB, fazendo com que os resultados obtidos a partir de sua aplicação apresentem menor desvio em relação aos valores mensurados.

Por isso, recomenda-se que os projetos relacionados à queima e recuperação do biogás de reatores UASB sejam baseados em resultados de medições e que se porventura tal prática não for exequível, o modelo proposto por Lobato (2011) seja utilizado. Diferentes relações unitárias foram obtidas a partir de simulações de cenários e da aplicação do modelo proposto por Lobato (2011).

Dessa forma, consideraram-se três situações que acarretam em potenciais de recuperação de CH_4 diferentes: (i) pior situação; (ii) situação típica; e (iii) melhor situação. A pior situação, na qual o potencial energético é menor, refere-se a sistemas operando com esgoto mais diluído, concentrações de sulfato maiores, menor eficiência de remoção de DQO e maiores índices de perda de CH_4 . A melhor situação, em que o potencial energético é maior, refere-se a sistemas operando com esgoto mais concentrado, menores concentrações de sulfato, maior eficiência de remoção de DQO e menores índices de perda de CH_4 . Para a situação típica, utilizaram-se valores intermediários para os dados de entrada.

Os resultados dessas simulações estão sumarizados na Tabela 7.9. Essas relações unitárias são apenas valores de referência. Para a estimativa mais acurada das taxas de produção de biogás e de CH_4 em reatores UASB alimentados com esgoto sanitário, sugere-se a utilização do programa computacional intitulado ProBio – Programa de Estimativa de Produção de Biogás em Reatores UASB. A versão 1.0 do ProBio é gratuita e está disponível para *download* no seguinte endereço eletrônico: site.sanepar.com.br/probio/probio.zip.

Medições realizadas em escala real indicaram que grande parte das ETEs possuem relações unitárias abaixo daquelas inerentes à pior situação, algumas compatíveis com a pior situação e poucas convergentes com os valores característicos da situação típica (BRASIL, 2017). Como tradicionalmente os projetos de reatores UASB não contemplam o aproveitamento energético de biogás, considera-se que para ETEs existentes as estimativas de produção de biogás

devam ser realizadas de acordo com os parâmetros previstos para a pior situação. Já para ETEs novas e dotadas de melhorias de projeto, entende-se que é razoável atingir as condições características previstas na situação típica e, eventualmente, a melhor situação descrita por Lobato (2011).

Tabela 7.9 – Relações unitárias de produção de CH₄, de biogás e de energia química em reatores UASB tratando esgoto doméstico

Relação unitária	Unidade	Pior situação			Situação típica			Melhor situação		
		Máximo	Mínimo	Média	Máximo	Mínimo	Média	Máximo	Mínimo	Média
Volume unitário de CH ₄ produzido	NL/hab.dia	9,9	3,6	6,8	13,3	7,4	10,2	16,7	11,1	13,7
	NL/m ³ esgoto	81,7	16,7	42,2	103,7	34,8	64,2	134,6	51,8	81,3
	NL/kgDQO-remov	154,1	66,0	113,4	185,8	124,2	158,3	219,1	173,9	196,0
Volume unitário de biogás produzido	NL/hab.dia	14,1	5,2	9,8	17,7	9,9	13,6	20,8	13,9	17,1
	NL/m ³ esgoto	116,7	23,8	60,3	138,3	46,4	85,6	168,3	64,8	101,6
	NL/kgDQO-remov	220,1	94,3	162,0	247,8	165,6	211,1	273,9	217,4	245,0
Potencial energético químico unitário	kWh/m ³ esgoto	0,8	0,2	0,4	1,0	0,3	0,6	1,3	0,5	0,8
	kWh/kgDQO-remov	1,5	0,7	1,1	1,9	1,2	1,6	2,2	1,7	2,0
	kWh/Nm ³ biogás	7,0	7,0	7,0	7,5	7,5	7,5	8,0	8,0	8,0
	kWh/hab.dia	0,1	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,1	0,1
	MJ/m ³ esgoto	2,9	0,6	1,5	3,7	1,2	2,3	4,8	1,9	2,9
	MJ/kgDQO-remov	5,5	2,4	4,1	6,7	4,5	5,7	7,9	6,2	7,0
	MJ/Nm ³ biogás	25,1	25,1	25,1	26,9	26,9	26,9	28,7	28,7	28,7
	MJ/hab.dia	0,4	0,1	0,2	0,5	0,3	0,4	0,6	0,4	0,5

Fonte: adaptado de Lobato (2011)

7.4.2 Emissões gasosas residuais

Conforme mencionado anteriormente, quando se confina a fonte de emissão fugitiva e se gera uma corrente gasosa por meio de exaustão, o fluxo denomina-se gás residual. Adicionalmente, podem ser utilizados métodos para a liberação (dessorção) de gases dissolvidos nos efluentes dos reatores UASB, gerando também um fluxo gasoso de gás residual. A partir da coleta/confinamento, os gases

residuais deverão ser transportados às unidades de tratamento por um sistema de dutos e exaustores. A seguir são apresentados os principais parâmetros de projeto para a contenção, exaustão, dessorção e tratamento dos gases residuais.

Contenção e exaustão dos gases residuais

O dimensionamento desse sistema começa pela definição da vazão de exaustão, que é função de três fatores, sendo adotado o maior valor obtido entre eles (WEF, 2004):

- Taxa de renovação da atmosfera:

$$Q = n \times V \quad (\text{Eq. 7.1})$$

Em que:

Q = vazão de exaustão

V = volume enclausurado assumindo a menor altura do N.A. abaixo da cobertura

n = taxa de renovação da atmosfera no interior da cobertura:

- Faixa de referência mínima para impedir o acúmulo de umidade nas coberturas: 3 a 4 renovações/h.
- Valores típicos para ambientes não visitáveis: 4 a 6 renovações/h.
- Valores típicos para ambientes visitáveis: 10 renovações/h.
- Obs: para adequação aos equipamentos (modelos de ventiladores) disponíveis no mercado, em locais onde o volume a ser confinado seja reduzido (< 30m³) poderá ser adotado 30 a 60 renovações/h.
- Pressão diferencial:

Para que os gases confinados na cobertura não escapem para a atmosfera exterior, deve-se manter uma pressão diferencial negativa de 2,5 mmC.A. entre o volume confinado e a atmosfera exterior, determinada pela velocidade nominal do gás nas aberturas de insuflamento da cobertura, normalmente um mínimo de 6,4 m/s:

$$Q = A \cdot v \quad (\text{Eq. 7.2})$$

Em que:

Q = vazão de exaustão

A = área total das aberturas (p. ex.: área dos dispositivos de insuflamento de ar, frestas entre os módulos da cobertura, comportas e janelas etc.)

v = velocidade específica nas aberturas (mínimo de 6,4 m/s para fornecer a vazão de exaustão do sistema a uma pressão diferencial específica de 2,5 mmC.A.)

■ Concentração de H_2S , CH_4 e outros gases:

Alguns sistemas de tratamento de gases odorantes requerem faixas de concentrações delimitadas de H_2S , sendo necessária a diluição do gás. Além disso, deve-se avaliar o potencial de inflamabilidade devido à mistura do oxigênio (originado do ar atmosférico insuflado) com CH_4 e H_2S (produzido em ambientes anaeróbios). Dessa forma, deve-se calcular o número de renovações suficientes para manter as concentrações de CH_4 e H_2S fora da faixa dos limites inferior/superior de inflamabilidade ou explosividade no ar. Para o caso do CH_4 , esse limite varia de cerca de 4,4%_{v/v} a 15%_{v/v} (Norma IEC 60079-20). Já no caso do H_2S , esse limite varia de cerca de 4,3%_{v/v} a 45,5%_{v/v}. Nessa avaliação, uma taxa de emissão de CH_4 e H_2S é considerada para a zona confinada (alguns dados são mostrados na Tabela 7.10) e, em seguida, as avaliações dos fluxos de exaustão são estimadas conforme as Equações 7.3 e 7.4 a seguir.

$$Q_{m\acute{a}x} = (f \times LR) / LIE \quad (\text{Eq. 7.3})$$

e

$$Q_{m\acute{i}n} = (f \times LR) / LSE \quad (\text{Eq. 7.4})$$

Em que:

$Q_{m\acute{i}n}$ e $Q_{m\acute{a}x}$ = intervalo de vazões de gases residuais que forma a mistura inflamável (para o dimensionamento do sistema, a vazão de gases residuais deve ser inferior ou superior a esse intervalo de referência).

f = taxa de emissão de gases (como mostrado na Tabela 7.10).

LR = carga de sulfato (para a avaliação do H_2S) ou de DQO (para a avaliação do CH_4).

LIE = limite inferior de inflamabilidade/explosividade.

LSE = limite superior de inflamabilidade/explosividade.

É necessário converter LIE e LSE, usualmente expressos em %_{v/v}, a mg/Nm³ usando a densidade de gás ou usando a equação geral de gases (gás ideal), como segue:

$$C \text{ [mg/Nm}^3\text{]} = \frac{P \text{ [mmHg]} \cdot MM \left[\frac{g}{mol} \right] \cdot C \text{ [ppmv]}}{62,4 \left[\frac{L \cdot mmHg}{K \cdot mol} \right] \cdot \left(273,2 \left[\frac{K}{^\circ C} \right] + T \text{ [}^\circ C\text{]} \right)}$$

Em que:

C = concentração do gás ($\text{ppm}_v = \%_{v/v} \times 10,000$)

P = pressão do gás

MM = massa molecular

T = temperatura do gás

Tabela 7.10 – Fatores de emissão de H_2S e CH_4 em sistemas de coleta e tratamento de esgoto

Fator	Unidade	Valor de referência	
		Mín.	Máx.
Emissão de H_2S em elevatórias de esgoto, tratamento preliminar e canais de esgoto na estação de tratamento	$\text{mg}(\text{H}_2\text{S})/\text{g}(\text{S}-\text{SO}_4^{2-}_{\text{esgoto}})$	~ 0	0.5
Emissões de H_2S a partir de efluentes de reatores UASB (a partir da superfície do decantador dos reatores)	$\text{mg}(\text{H}_2\text{S})/\text{g}(\text{S}-\text{SO}_4^{2-}_{\text{esgoto}})$	2.0	4.2
Emissões de CH_4 a partir de efluentes de reatores UASB (a partir da superfície do decantador dos reatores)	$\text{mg}(\text{CH}_4)/\text{g}(\text{DQO}_{\text{esgoto}})$	38	41

Fonte: Souza et al. (2012)

De posse da vazão de exaustão, são definidos os captores, dutos de transporte (incluindo conexões e singularidades) e são determinadas as velocidades de escoamento e diâmetros dos dutos. Os captores podem ser do tipo circular ou retangular, flangeados ou não flangeados, cônicos (afunilados) ou sem inclinação. Também podem ser adotados orifícios de borda delgada. Da mesma forma, os dutos de transporte podem ser de seção circular ou retangular. Devem ser previstas as singularidades (expansões, reduções, chapéus etc.) e conexões (cotovelos, junções etc.). Os dutos devem ser inclinados para possibilitar o encaminhamento da umidade condensada para os pontos baixos da rede de exaustão (é necessário prever dispositivos/válvulas para drenagem de condensado nesses pontos) (MACINTYRE, 1990). Além disso, na rede de dutos devem ser instalados *dampers* ou válvulas do tipo agulha em cada ponto de captação dos gases e nos pontos das ramificações da rede de dutos de exaustão, os quais permitirão ajustes de vazão e pressão em cada ramificação da rede e serão utilizados para isolar uma determinada área do sistema de controle de odores em eventos de manutenção. Os captores, dutos, singularidades e conexões podem ser concebidos em diversos tipos de material, como alumínio, aço carbono revestido com epóxi de espessura mínima de 400 micrometros, aço inoxidável e

materiais poliméricos diversos (p. ex.: polipropileno e plástico reforçado em fibra de vidro).

Os dutos deverão ser dimensionados para manter a velocidade de escoamento dos gases no intervalo de 10 m/s a 15 m/s (WEF, 2004) e a área das seções transversais poderá ser calculada pela equação 7.5:

$$S = Q / v \quad (\text{Eq. 7.5})$$

Em que:

S = seção transversal do duto (m²)

Q = vazão de gases (m³/s)

v = velocidade de escoamento (m/s)

Por fim, são calculadas as perdas de carga distribuídas e localizadas em todo o sistema (captore, dutos, singularidades e conexões), incluindo as perdas de carga no sistema de tratamento (p. ex.: perdas de carga associadas ao leito filtrante de biofiltros).

Para a determinação das perdas de carga captore, dutos, singularidades e conexões, recomenda-se que o leitor tenha acesso a livros de referência sobre ventilação industrial ou sistemas de controle da poluição atmosférica, a exemplo de Macintyre (1990). Para a obtenção das perdas de carga no sistema de tratamento, o leitor poderá utilizar os valores de referência apresentados nos itens subsequentes deste capítulo, a depender do sistema de tratamento adotado.

Após dimensionar os dutos, é necessário selecionar e dimensionar o ventilador do sistema de exaustão. Primeiramente, é necessário definir se o ventilador será instalado a montante ou a jusante da unidade de tratamento dos gases. O arranjo a jusante do tratamento é preferível, pois proporcionará uma pressão negativa em toda a rede de dutos de exaustão e evitará a emissão de gases odorantes em eventuais pontos de vazamento. Ademais, esse tipo de arranjo prevenirá a corrosão do ventilador, uma vez que os gases odorantes corrosivos serão abatidos antes de adentrarem o mesmo. Já o arranjo a montante do tratamento geralmente é aplicável quando não é possível ou econômico o fechamento da unidade de tratamento, como é o caso dos biofiltros não estruturados (ver item 7.5.2). Os seguintes tipos de ventilador podem ser utilizados (MACINTYRE, 1990):

Ventilador centrífugo com rotor de pás inclinadas para frente: possui boa capacidade de exaustão, baixas velocidades e bom rendimento, porém está

sujeito a problemas de abrasão das pás (não é adequado para elevadas cargas de partículas suspensas).

Ventilador centrífugo com rotor de pás radiais: é robusto, movimentando grandes cargas de partículas, possui rendimento moderado e nível de ruído considerável.

Ventiladores axiais: o propulsor é montado no interior do tubo, permitindo sua conexão direta ao sistema de dutos. Não são utilizados para a exaustão de gases odorantes em ETEs, mas podem ser usados para promover o insuflamento forçado de ar atmosférico nas coberturas visitáveis. No caso das coberturas não visitáveis, não se faz necessário o uso de dispositivos de insuflamento forçado de ar atmosférico.

Ventilador centrífugo com rotor de pás inclinadas para trás: possui alto rendimento, adequado para gases livres de partículas. Apresenta baixo nível de ruídos. É o tipo de ventilador mais aplicável a sistemas de contenção e exaustão de gases residuais em ETEs de pequeno porte.

Para um conjunto de valores de perda de carga (pressão), vazão e rotação, existe um tipo de ventilador que possui menores dimensões e menor custo e que proporciona um melhor rendimento a um baixo nível de ruídos. De posse do tipo de ventilador, é necessário escolher o modelo e a potência. A escolha do modelo de ventilador a ser utilizado deverá ser feita com o auxílio das curvas características do ventilador (desempenho e rendimento) fornecidas pelo fabricante. Deve-se comparar a curva de desempenho do ventilador com a curva característica do sistema, obtendo-se assim o ponto operacional representado pela interseção dessas curvas. Para minimizar o consumo de energia, o ponto de operação deve localizar-se o mais próximo possível do ponto de rendimento máximo. Já a potência deve ser calculada pela Equação 7.6 a seguir (MACINTYRE, 1990):

$$N = [(Q \times \Delta P) / (3600 \times 75 \times \eta)] \times f \quad (\text{Eq. 7.6})$$

Em que:

N = potência (CV)

Q = vazão de gases (m³/h)

ΔP = perda de carga (mmC.A.)

η = rendimento do ventilador de acordo com informações do fornecedor (%)

f = fator de segurança (1,1 a 1,3). Quanto menor a potência, maior deve ser o fator

Os ventiladores devem ser confeccionados em material resistente à corrosão (solução de ácido sulfúrico a 10%) e providos de sistema de drenagem para evitar o acúmulo do líquido condensado no interior do equipamento. Note-se que os drenos são possíveis fontes geradoras de odores, que podem ser controlados por meio da instalação de um selo hídrico ou dispositivo semelhante.

Quando o mesmo ventilador for utilizado para captação de gases em mais de um ponto, deve-se dimensionar o ventilador de forma a proporcionar as condições necessárias para que as vazões determinadas em projeto fluam em cada um dos ramais dos captosres. Dessa forma, deve-se calcular a perda de carga no ramal com maior resistência, dotando os outros ramais de registros para possibilitar o equilíbrio das perdas de carga.

Câmara de dessorção de gases dissolvidos em efluentes de reatores anaeróbios

Apesar de constar em algumas poucas referências bibliográficas internacionais, a tecnologia de Câmara de Dessorção (CD) não é apresentada de forma prática para ser mais efetivamente aplicada no meio nacional. Isso é particularmente crítico no contexto de sistemas de tratamento de esgoto doméstico na perspectiva de remoção de CH_4 e H_2S . Nacionalmente, os trabalhos iniciais com CD simplificada foram desenvolvidos por Souza (2010). Nesse primeiro momento, atingiram-se eficiências de remoção de CH_4 e H_2S bastante baixas, de aproximadamente 35%, mas não houve nenhum esforço de otimização e a altura de queda era cerca de 0,50 m. Na sequência, pesquisadores do próprio DESA/UFMG continuaram o trabalho de identificação e aprofundamento de parâmetros de dimensionamento, ainda para CD simplificada. Mais recentemente, o grupo vem desenvolvendo experimentos com CD com preenchimento. É digna de nota a relevância da Rede Nacional de Pesquisa em Tratamento de Esgoto Descentralizado (RENTED) no fomento das pesquisas e desenvolvimentos para essa técnica de CD, que possibilitaram, inclusive, a ampliação de escala dos experimentos. Os recursos alocados pela RENTED possibilitaram a implantação e testes de unidades tanto em escala piloto (Fig. 7.14-a) como em escala de demonstração (Fig. 7.19-b e Figura 7.19-c), ambas localizadas no CePTS (Centro de Pesquisa e Treinamento em Saneamento) da UFMG em parceria com a COPASA (Companhia de Saneamento de Minas Gerais).

Nesse contexto, na Tabela 7.11 é apresentada uma síntese da evolução dos principais experimentos com CD, com detalhamento dos parâmetros de projeto já

identificados e testados. Além dos experimentos do DESA/UFMG, são apresentados também os experimentos dos pesquisadores mexicanos Huete et al. (2017), os quais vêm reforçando os desenvolvimentos da técnica da CD aplicada a efluentes de reatores UASB.

Os parâmetros mais relevantes já identificados são os seguintes:

- Altura de queda d'água (H): determina a altura útil de queda e, conseqüentemente, o tempo de detenção (fluxo em queda);
- Carga hidráulica superficial (CHS): determina a área da seção transversal, portanto, tamanho em planta da câmara;
- Relação entre vazões ar/líquido (rQ): determina a vazão de exaustão da atmosfera interna da CD, a partir da vazão de esgoto;
- Modificações internas: determina a existência de elementos interiores que podem promover incrementos de eficiência em relação à CD simplificada. As principais alternativas são: preenchimento com materiais de elevada área superficial ou sistema de pratos com fluxos e caminhos para aumentar o tempo de detenção.

Ao final do capítulo, no exercício proposto, é desenvolvido um dimensionamento de CD. Para isso, foram adotados os parâmetros considerados mais promissores, até o presente momento das pesquisas em desenvolvimento, de forma que se obtenham conjuntamente eficiências da ordem de 80% de remoção de CH_4 e H_2S dissolvidos. A perspectiva é de se gerar como gás residual um fluxo com concentrações de metano e sulfeto de hidrogênio, respectivamente, de aproximadamente 0,50% e 400 ppm. Com base na síntese dos estudos apresentada na Tabela 7.11 sugerem-se os seguintes parâmetros para dimensionamento da CD:

- $H = 1,50$ m (útil);
- $CHS = 0,25$ $m^3/m^2 \cdot min$;
- $rQ = 4$ vezes;
- Modificações internas: preenchimento com 1 m de camada de eletroduto corrugado cortado (p. ex.: diâmetro de 1 pol. e tamanho de 5 cm);
- Altura total de 2,0 m, sendo composta, por exemplo: 0,25 m (da tampa ao distribuidor do afluente) + 0,25 m (do distribuidor até início do preenchimento) + 1,0 m (do início do preenchimento até placa de suporte) + 0,25 m (da placa de suporte até o nível d'água - NA) + 0,25 (do NA até o fundo da câmara).



Figura 7.19a – Câmara de Dessorção com Preenchimento – Piloto



Figura 7.19b – Câmara de Dessorção Simplificada – Demonstração



Figura 7.19c – Câmara de Dessorção com Preenchimento – Demonstração

Tabela 7.11 – Principais características operacionais e resultados médios obtidos em pesquisas

CD	Condições Operacionais			Eficiências de remoção (%)		Gás residual		Escala/ Volume	Fonte
	H ^a	CHS ^b	rQ ^c	CH ₄	H ₂ S	CH ₄ (% _v)	H ₂ S (ppm _v)		
	(m)	(m ³ /m ² .min)	(x)						
Simplificada	1,0	1,07	0,4	38	16	1,50	958	Pil./10	Glória (2018) ^f
		0,79	7,6	50	51	0,30	251		
		0,13	3,1	57	46	0,19	348		
		0,17	11,3	59	68	0,18	118		
	1,5	0,32	12,5	64	53	0,37	231	Pil./20	Santo (2017) ^f
		0,35	5,7	62	43	0,82	276		
	1,2	0,17	3,5	60	55	0,51	326	Demonstr./ 136	Machado (2018) ^f
		0,27	2,3	60	41	0,63	386		

(continua)

	Condições Operacionais			Eficiências de remoção (%)		Gás residual		Escala/Volume	
Com Preenchimento	1,5	0,30	17,7	89	86	0,45	523	Pil./20 ^d	Santo (2017) ^f
	1,2	0,15	4,0	82	88	0,26	159	Demonstr./136 ^e	Machado (2018) ^f
			2,2	75	91	0,48	202		
	1,5	0,83	0,5	99	28	4,5	359	Pil./26 ^d	Huete et al. (2017)
1,73			1,0	99	31	2,7	419		

^a H: queda d'água útil; ^b CHS: carga hidráulica superficial; ^c rQ: $Q_g \cdot Q_l^{-1}$ (relação entre vazões ar/líquido);

^d: preenchimento com anéis Pall; ^e: preenchimento com anéis de eletroduto corrugado;

^f: pesquisas associadas à RENTED.

Tratamento dos gases residuais

Conforme mencionado no final item 7.3.3, a absorção físico-química, a adsorção e a biofiltração são as técnicas mais utilizadas para o controle de odores em ETEs, sendo a biofiltração ainda aplicável a remoção do CH₄ residual. Por questões econômicas e operacionais, a biofiltração é a técnica mais aplicável a ETES de pequeno porte implantadas em empreendimentos habitacionais, e por isso é enfocada prioritariamente neste capítulo. Contudo, a seguir são apresentados alguns detalhes sobre a alternativa de adsorção em face de sua efetividade e simplicidade operacional.

A adsorção corresponde à transferência de um poluente de uma fase gasosa para uma fase sólida. Na adsorção, materiais concentram-se na superfície do sólido como resultado das forças existentes em sua superfície. A Figura 7.20 apresenta um esquema de uma unidade de adsorção utilizada para o tratamento de gases residuais em ETES. A qualidade do material adsorvente está diretamente relacionada à área da superfície disponível para a adsorção. Adsorventes comerciais geralmente são materiais que foram preparados para ter grande área superficial por unidade de peso. A impureza da fase gasosa é seletivamente concentrada na superfície interna do adsorvente, enquanto o gás purificado passa pelo leito (KOHL; NEILSEN, 1997). O adsorvente mais comumente utilizado nos processos de tratamento de gases residuais é o carvão ativado granular (muitas vezes impregnado com KI, K₂CO₃ ou KMnO₄), empregado em camadas que variam de 0,15 a 0,90m, aplicando-se o gás residual em uma velocidade superficial que varia entre 0,15 m/s e 0,30 m/s. As perdas de carga variam de 20 a 250 mmC.A. (KOHL; NEILSEN, 1997). O tempo de uso do carvão ativado é fun-

ção da curva de saturação e da carga volumétrica aplicada (variável em função de cada material ou mesmo entre diferentes carvões ativados). Uma vez saturado, o carvão deve ser substituído ou regenerado, o que eleva substancialmente os custos operacionais do tratamento, embora o sistema apresente baixíssima complexidade operacional. Devido à necessidade de substituição/regeneração do adsorvente, geralmente as unidades são operadas em paralelo, evitando assim a interrupção total da operação do sistema durante essa manobra.

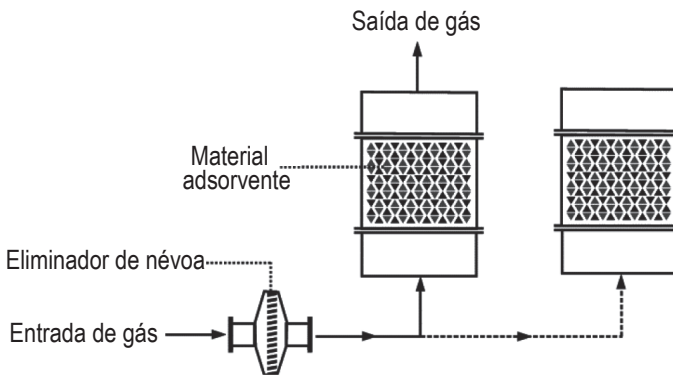
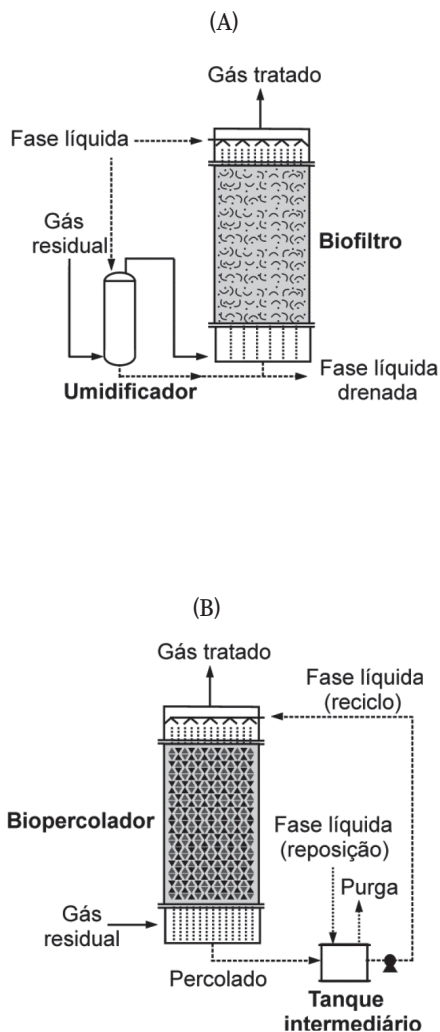


Figura 7.20 – Esquema de um filtro de adsorção utilizados para tratamento de gases residuais em ETEs

O tratamento de correntes gasosas residuais contendo H_2S e outros compostos odorantes com o uso de reatores biológicos já foi bem documentado na literatura técnica e científica, de modo que atualmente existem muitos reatores operando em ETEs, unidades de compostagem de resíduos e empreendimentos do setor de pecuária, entre outros processos geradores de gases odorantes (IRANPOUR et al., 2005). Duas configurações de reatores são mais utilizadas para a biofiltração de correntes gasosas: biofiltros e biopercoladores (Figura 7.21).

As condições necessárias para biofiltração/biopercolação do H_2S e do CH_4 são bastante diferentes, já que a transferência de massa do gás para o biofilme geralmente não é um fator limitante aos processos de biofiltração/biopercolação de gases altamente solúveis em água (como é o caso do H_2S), mas pode ser fator-chave na biofiltração/biopercolação de gases pouco solúveis em água (como é o caso do CH_4), conforme mostra a comparação dos parâmetros de projeto/operacionais e desempenhos de biofiltros e biopercoladores apresentada na Figura 7.21-a e 7.21-b a seguir.



Principais características dos biofiltros:

- Materiais de enchimento predominantemente orgânicos (solo, turfa, composto orgânico) com granulometria variável de 2 a 20 mm, podendo ser misturados a outros materiais não-orgânicos ou de maiores dimensões (até 35 mm) como cavaco de madeira, brita, argila expandida, silicatos, material cerâmico, material plástico, fibras etc.
- Umidade do leito filtrante variável mantida por meio da pré-umidificação da corrente gasosa afluenta ou da adição de fase líquida diretamente ao leito filtrante em uma taxa muito baixa, geralmente menor do que $0,004 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$.
- Nutrientes podem ou não ser adicionados à fase líquida, dependendo da proporção de fase orgânica fonte de nutrientes no leito filtrante.
- O leito filtrante proporciona elevadas perdas de carga (até 1.200 mm C.A.).
- Ocupam elevadas áreas em função do volume do leito filtrante ser dimensionado considerando alturas de 0,6 a 1,2m.

Principais características dos biopercoladores:

- Materiais de enchimento predominantemente não-orgânicos (brita, argila expandida, silicatos, material cerâmico, material plástico, esponjas etc.) de tamanhos variáveis (geralmente até 35 mm).
- Fase líquida aplicada diretamente ao leito filtrante em elevadas taxas ($0,05$ a $20 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$), necessitando para isso de circulação contínua garantida por tanque e bomba externos.
- Geralmente são adicionados nutrientes à fase líquida.
- O leito filtrante proporciona baixas perdas de carga (até 30 mm C.A.).
- Ocupam menores áreas em função do volume do leito filtrante ser dimensionado considerando alturas de até 3 m.
- Podem ser dimensionados com reduzidos tempos de detenção em leito vazio quando o poluente apresenta elevada solubilidade na fase líquida.

Figura 7.21 – Esquemas e principais características de reatores biológicos como biofiltros (A) ou biopercoladores (B) utilizados para tratamento de gases residuais em ETEs

Fonte: adaptado de Brandt (2016)

Com base em tais critérios e parâmetros de dimensionamento, é possível estabelecer as dimensões do biofiltro ou do biopercolador, desde que sejam estimadas as concentrações dos compostos odorantes (particularmente de H_2S) e do CH_4 (caso seja de interesse também o abatimento de gases de efeito estufa) nos gases residuais e a vazão da mistura de ar e gás residual a ser encaminhada para o biorreator. Portanto, para o completo dimensionamento do biofiltro ou do biopercolador são necessários dados adicionais de entrada conforme apresentado nas Tabelas 7.12 a 7.14. O quadro subsequente mostra a sequência de cálculos necessária ao dimensionamento de um biofiltro ou um biopercolador para o abatimento de odores. O dimensionamento de um biofiltro/biopercolador para o abatimento do CH_4 segue a mesma sequência de cálculos, mas obviamente utilizando-se dos critérios e parâmetros específicos para o caso do CH_4 . Se o interesse for o abatimento de odores e de CH_4 , recomenda-se a instalação de dois biorreatores em série, sendo o primeiro destinado ao tratamento dos compostos odorantes e o segundo destinado ao tratamento do CH_4 .

O dimensionamento do biofiltro ou do biopercolador é feito a partir de três parâmetros principais: i) tempo de contato com o meio suporte; ii) taxa de aplicação superficial; e iii) carga volumétrica. A experiência prática mostra que, para o caso de tratamento de gases residuais de ETEs, a concentração do gás poluente (no caso o H_2S e/ou o CH_4) será muito baixa, assim como a carga volumétrica aplicada ao biofiltro. Dessa forma, os parâmetros que definirão as dimensões do biorreator serão o tempo de contato com o meio suporte e a taxa de aplicação superficial, ambos estritamente dependentes da vazão de exaustão da mistura gasosa (ar somado ao gás poluente). Essa, por sua vez, será definida a partir da taxa de renovação da atmosfera do *headspace* das coberturas (4 a 6 renovações/h para ambientes não visitáveis, e 12 renovações/h para ambientes visitáveis) e da pressão diferencial negativa no interior da cobertura, conforme abordado no início deste item.

Tabela 7.12 – Comparação dos parâmetros de projeto e operacionais e desempenhos de biofiltros destinados a remoção de H₂S e CH₄ em gases residuais gerados em ETEs

Parâmetro	Faixa reportada na literatura	
	H ₂ S	CH ₄
Umidade do leito filtrante	40 a 60 % _{p/p}	15 a 50 % _{p/p}
Concentração afluente	-1 a 2.650 ppm _v	0,02 a 4,00 % _{v/v} (200 a 40.000 ppm _v)
Carga volumétrica aplicada	< 0,1 a 865 gS-H ₂ S/m ³ .h	0,1 a 80 gCH ₄ /m ³ .h
Tempo de detenção do gás	15 a 130 seg	20 a 80 min
Velocidade superficial do gás	5 a 115 m/h	0,6 a 2,0 m/h
Eficiências de remoção	90% a -100%	70% a -100%
pH	1,0 a 8,5	próximo à neutralidade

Fonte: Cho et al., 1992; Cho et al. (2000); Elias et al. (2002); Gomez-Cuervo et al. (2016); Hartikainen et al. (2002); Huete et al. (2017); Iranpour et al. (2005); Kim et al. (2002); LeBeau (1994); Lee et al. (2005, 2006); Melse and van der Werf (2005); Nikiema et al. (2009a); Nikiema and Heitz (2009); Nikiema et al. (2009b); Oyarzún et al. (2003); Pantoja Filho et al. (2010); Pawłowska et al. (2011); Rocha (2007); Vaith; Heydorn (1997); Van Langenhove et al. (1986); Wani et al. (1999); Yang; Allen (1994).

Tabela 7.13 – Comparação dos parâmetros de projeto e operacionais e desempenhos de biopercoladores destinados a remoção de H₂S e CH₄ de gases residuais gerados em ETEs

Parâmetro	Faixa reportada na literatura	
	H ₂ S	CH ₄
Concentração afluente	-1 a 3.862 ppm _v	0,13 a 5,00 % _{v/v} (1.300 a 50.000 ppm _v)
Carga volumétrica aplicada	< 0,1 a 11.830 gS-H ₂ S/m ³ .h	0,1 a 334,7 gCH ₄ /m ³ .h
Tempo de detenção do gás	1,6 a 120 seg	6 a 20 min
Velocidade superficial do gás	20 a 6.300 m/h	3,0 a 10,2 m/h
Eficiências de remoção	95% a -100%	60% a -100%
pH	1,0 a 9,0	próximo à neutralidade

Fonte: Chaiprapat et al. (2011); Chung et al. (2000); Cox; Deshusses (2002); Deshusses et al. (2001); Gabriel; Deshusses (2003); Girard et al. (2011); Iranpour et al. (2005); Jiang et al. (2009); Kim et al. (2014, 2013); Nikiema and Heitz (2009); Ramírez et al. (2009); Serçu et al. (2005); Veillette et al. (2012); Zhang et al. (2009)

Tabela 7.14 – Parâmetros de entrada adicionais utilizados no dimensionamento de biofiltros e biopercoladores para o abatimento de odores em ETEs anaeróbias

Dados de entrada	Valores típicos
Concentração média de sulfato (SO ₄) no esgoto afluyente ao reator	40 a 50 mg/L ⁽¹⁾
Eficiência de conversão sulfato-sulfeto no sistema de coleta	0 a 10%
Eficiência de conversão sulfato-sulfeto no reator UASB	70 a 80% ⁽¹⁾
Taxa de emissão de sulfeto em elevatórias de esgoto bruto, tratamento preliminar e compartimentos de decantação de reatores UASB	2,8 a 5,2 gH ₂ S-S/kgH ₂ S-S-formado ⁽²⁾
Percentual de desprendimento H ₂ S em Câmara de Dessorção	20 a 30%

(1) Valores típicos obtidos a partir da literatura especializada. Notar que os valores podem ser superiores aos indicados como típicos.

(2) Valores obtidos em reatores UASB tratando esgoto sanitário típico, faixa de pH entre 6,6 e 7,0, temperatura do esgoto entre 22 e 25 °C.

Fonte: adaptado de Chernicharo et al. (2011)

Sequência de cálculo para dimensionamento de biofiltros e biopercoladores:

1. A partir da eficiência de redução da carga de sulfato no sistema de coleta e interceptação e no reator anaeróbio (ver Tabela 7.14), estimar a carga de sulfeto formado.
2. A partir da carga de sulfeto formado e da taxa de emissão de sulfeto para a fase gasosa, estimar a carga de sulfeto liberado para exaustão de cada unidade coberta (elevatória de esgoto bruto, tratamento preliminar, decantador de reatores UASB fechado). Para o caso de câmara de dessorção recebendo efluente de reator UASB, considerar a eficiência de liberação/desprendimento do sulfeto de hidrogênio formado no UASB (ver Tabela 7.14).
3. Adotar o número de renovações por hora dos volumes dos *headspaces* de cada unidade confinada (visitável ou não visitável) e calcular a vazão de exaustão da mistura ar + gás residual (ver início do presente item 7.4.2). Para câmara de dessorção, o cálculo é diferenciado e está desenvolvido num exemplo ao final do capítulo.
4. Estimar a área de frestas e aberturas que possibilitem a entrada de ar da atmosfera externa ao ambiente confinado. Essa área aberta total, multipli-

cada pela velocidade específica nas aberturas, irá fornecer a vazão de exaustão do sistema a uma pressão diferencial específica.

5. Comparar as vazões de exaustão encontradas considerando-se os critérios de cálculo (3) e (4), e adotar a que for mais elevada. Notar que áreas excessivas de frestas e aberturas podem resultar em vazões de exaustão extremamente elevadas.
6. Adotar os tempos de contato da mistura ar + gás odorante no meio suporte (ver Tabelas 7.12 para biofiltros e 7.13 para biopercoladores) e calcular o volume total de meio suporte do biorreator.
7. Adotar a altura do meio suporte (ver Figura 7.21) e calcular a área superficial do biorreator.
8. A partir da área e do volume do biorreator, são feitas as verificações da taxa de aplicação superficial (velocidade superficial do gás) e da carga volumétrica, respectivamente (ver Tabelas 7.12 e 7.13).

7.5 ASPECTOS ADICIONAIS: PROJETO, CONSTRUÇÃO E OPERAÇÃO

7.5.1 Biogás

Há uma preocupação constante com os procedimentos necessários para fazer o manejo adequado do biogás. Esses procedimentos incluem, minimamente, garantir que o reator seja estanque, bem vedado para evitar vazamentos ao longo de sua operação, realizar a remoção de espuma, instalar tubulações adequadas de coleta do biogás, instalar removedor de condensado para remoção da água, instalar válvula corta-chamas e acessórios e pelo menos um queimador de biogás. Para o transporte do biogás, devem ser utilizadas tubulações de aço inoxidável ou PEAD, sendo o PVC inadequado para esse propósito.

Além disso, devem ser observadas as normas locais, como por exemplo a norma brasileira NBR12209:2011 (ABNT, 2011). Para acessórios operacionais e de segurança necessários, recomenda-se a leitura do Guia técnico de aproveitamento de biogás em ETEs (BRASIL, 2017) e da norma alemã DWA-M 212 (2008).

A Tabela 7.15 lista o conjunto de parâmetros recomendados para monitoramento e controle de plantas de recuperação energética de biogás.

Tabela 7.15 – Parâmetros a serem monitorados em uma planta de aproveitamento de biogás proveniente de reatores UASB

Parâmetro	Frequência	Comentários
Vazão de biogás (quantidade de biogás)	Continuamente, em tempo real	É o parâmetro que indica quanto biogás realmente está disponível para aproveitamento. Fundamental para o dimensionamento da planta de aproveitamento de biogás e para o cálculo preciso de viabilidade econômica. Pode indicar também instabilidade do processo anaeróbio.
Concentração de CH ₄ (%)	Recomendável que aconteça continuamente, em tempo real, quando há aproveitamento de biogás, com análises pontuais na fase de decisão do projeto de aproveitamento. Mas pode também permanecer pontual.	O conhecimento do teor de CH ₄ é importante quando se planeja ou já existe o aproveitamento de biogás. Mudanças no teor de CH ₄ podem indicar uma instabilidade do processo. Resultados de medições contínuas em reatores UASB em escala real indicaram que não há uma variação significativa no teor de CH ₄ ao longo do ano, assim, para a etapa de planejamento/dimensionamento do uso de biogás, medições pontuais em diferentes períodos são suficientes. Para aproveitamento já existente, o monitoramento contínuo é essencial, pois fornece importantes subsídios operacionais.
Temperatura e pressão do biogás	Continuamente, em tempo real	Parâmetro de fácil medição e para controle de processo. Necessário para converter a produção de biogás em CNTP.

Fonte: adaptado de IEA *Bioenergy* (2013) e experiências dos autores

Dos parâmetros acima mencionados, a quantidade do biogás e sua dinâmica de produção, obtidos pela medição da vazão de biogás, são os principais na determinação do porte do equipamento de aproveitamento de biogás e do porte do reservatório de biogás. Em seu dimensionamento, é importante considerar cenários futuros, como a possibilidade de aumento da vazão de esgoto afluyente.

Há mais de uma tecnologia apropriada para a medição da vazão de biogás, das quais cabe citar o medidor tipo vórtex e o medidor mássico por dispersão térmica. Uma descrição mais abrangente sobre cada método e suas vantagens e desvantagens está disponível em Brasil (2017).

Para determinar a quantidade de CH₄ disponível, que é o responsável pelo conteúdo energético do biogás, é necessário obter o teor de metano e multiplicá-lo pela quantidade de biogás. Os demais componentes do biogás a serem determinados são importantes para dimensionar o sistema de tratamento do biogás, principalmente com relação à remoção de H₂S, para evitar a corrosão de equi-

pamentos. Quando não for possível o monitoramento em tempo real, sugere-se ao menos que sejam tomadas amostras de biogás a serem analisadas em laboratórios especializados ou utilizar um medidor portátil. Em ambos os casos, as amostras devem ser coletadas durante um período representativo de, no mínimo, uma semana e em horários diferentes, para que a variação temporal seja contemplada. Recomenda-se a repetição dessa campanha de uma semana ao menos três vezes para detectar a escala de variação desse componente, já que resultados de medições mostraram que ele pode variar significativamente ao longo do dia.

Maiores detalhes sobre equipamentos de medição de biogás podem ser encontrados em Brasil (2017) e Cabral et al. (2015).

Para a instalação de equipamentos de medições e tomada de amostras, é importante contar com um sistema eficiente de coleta e transporte de biogás. Caso esse sistema não exista, recomenda-se instalá-lo antes da elaboração do projeto do aproveitamento de biogás.

O armazenamento do biogás torna-se indispensável no caso de seu aproveitamento energético, sendo que o tipo e o porte do gasômetro dependem, fundamentalmente, da forma de aplicação do biogás. Quando a planta tem somente queimador de biogás, a instalação de um gasômetro pode ser desnecessária. Contudo, quando é demandada a queima eficiente do biogás e/ou é cogitada a possibilidade de seu futuro uso energético, deve ser prevista a instalação de um gasômetro (BRASIL, 2017).

Há uma variedade de tipos de gasômetros, que podem ser classificados conforme a função e construção, como a seguir:

- Tanque de biogás de baixa pressão, como os de membranas com lastro, colchões infláveis com lastro; ou membrana dupla com contra-pressão por meio de ar comprimido;
- Tanque de biogás não pressurizado, como os de balão de lona ou colchões infláveis.

Maiores detalhes sobre os diferentes tipos de gasômetros existentes podem ser consultados em Brasil (2017) ou na norma alemã DWA-M 363 (2010).

O tipo de gasômetro mais utilizado atualmente em biogás produzido em reatores UASB no Brasil é o de membrana dupla, por seu custo-benefício e segurança operacional. Exemplos de ETes que utilizam esse tipo de gasômetro

incluem a ETE Arrudas (MG), a ETE Ouro Verde (PR), a ETE Jacuípe 2 (BA) e a ETE Ribeirão Preto (SP).

Quanto mais parecidas as características de produção e de consumo, menor pode ser a capacidade de armazenamento do gasômetro. O volume de armazenamento do biogás a ser utilizado segue as dimensões e características operacionais da planta de biogás: se está previsto o uso contínuo, para carga básica de 24 horas, o equipamento de utilização de biogás será de menor escala, assim como seu volume de armazenamento, que será essencialmente para compensar as oscilações de produção de biogás. Já quando o uso está previsto para o funcionamento em menos horas, a escala dos equipamentos de uso do biogás será maior e haverá um maior volume de armazenamento para atender as maiores demandas a serem atendidas nos menores períodos de operação (BRASIL, 2017).

Em função do comportamento típico da produção de biogás, notadamente temporal, periódico e não estacionário, bem como das características qualitativas do biogás evidenciadas nesse capítulo, caracteriza-se a necessidade de implantação das etapas de armazenamento e tratamento para consecução do aproveitamento do biogás. Recomenda-se que 30% do volume diário de biogás gerado seja utilizado para o dimensionamento dos gasômetros, conforme reportado por Cabral (2016).

Alguns aspectos que influenciam a produção e a captura de biogás e que devem ser observados durante as etapas de projeto, construção e operação de reatores UASB estão sumarizados na Tabela 7.16.

Tabela 7.16 – Aspectos críticos relativos a projeto, construção e operação de reatores UASB que influenciam a produção e a captura de biogás

Aspecto	Generalidades
<i>Tratamento preliminar</i>	É imprescindível a efetiva remoção de sólidos grosseiros antes que os esgotos sejam encaminhados aos reatores UASB. No caso particular desses reatores, os problemas operacionais advindos da não remoção (ou remoção inadequada) de sólidos grosseiros podem colocar em risco todo o funcionamento do sistema de tratamento, uma vez que esses materiais podem afetar negativamente a distribuição do esgoto afluente no fundo do reator e favorecer a geração e a acumulação de um lodo de características ruins, de baixa atividade e de difícil remoção. Desse modo, o investimento na implantação de um tratamento preliminar eficiente, para a devida remoção de areia, sólidos grosseiros e finos, minimiza tais problemas.

(continua)

Aspecto	Generalidades
<i>Distribuição do esgoto no reator</i>	Em relação à distribuição de esgoto nos reatores, a Norma NBR 12209:2011 estabelece os requisitos necessários para sua construção. Um cuidado que deve ser observado é em relação às caixas de distribuição de esgoto. Esses dispositivos devem ser projetados de modo a não favorecer fluxos preferenciais, bem como não devem permitir a sedimentação de materiais sólidos.
<i>Carga hidráulica volumétrica</i>	A carga hidráulica volumétrica aplicada ao reator UASB tem grande influência sobre a eficiência de tratamento. Cargas hidráulicas elevadas provocam o arraste de lodo e a perda da biomassa, fato que leva à diminuição da eficiência do tratamento, tanto com relação à qualidade do efluente quanto com relação ao grau de estabilização do lodo. Em casos extremos, o tempo de permanência da biomassa no reator pode ser inferior a sua taxa de crescimento.
<i>Separador trifásico</i>	Uma das partes mais críticas de um reator UASB é o separador trifásico. A confecção de separadores trifásicos com materiais que apresentam alta resistência pode minimizar eventuais paradas para manutenção, reduzindo os riscos de acidentes, bem como a perda da capacidade de captura de biogás e aproveitamento energético. Na implantação de muitos reatores UASB, os separadores trifásicos são feitos de lona plástica e a amarração final merece especial destaque: não se deve permitir a concentração de tensões em pontos isolados da lona, caso contrário, esse material rasgará, prejudicando a sedimentação de partículas e o direcionamento do fluxo de biogás para o interior do separador. O escape de biogás para o compartimento de decantação dificultará a sedimentação de sólidos, deteriorando a qualidade do efluente, e ocasionará o incremento das emissões fugitivas de metano e de sulfeto de hidrogênio para a atmosfera, representando, ainda, perda de potencial energético.
<i>Remoção de escumas</i>	Outro aspecto importante a ser observado é a formação da espuma, tanto que a Norma NBR 12209:2011 cita a necessidade de se instalarem dispositivos de retirada de espuma. A formação da espuma pode contribuir para a obstrução das válvulas de segurança presentes nos separadores trifásicos, levando, em alguns casos, à ruptura dos separadores e das tubulações de biogás. Caso não haja a remoção periódica da espuma, há o risco dela tornar-se mais espessa, criando uma camada impermeável, que comprometerá a coleta do biogás na parte superior das câmaras. A inexistência ou ineficiência dos dispositivos de remoção de espuma implicará na necessidade de limpezas corretivas periódicas no reator, as quais são extremamente trabalhosas.
<i>Estanqueidade e corrosão dos reatores</i>	É essencial que antes da partida do sistema sejam realizados testes de pressão e estanqueidade das linhas de coleta de biogás, separadores trifásicos e tampas de inspeção, visto que isso pode evitar problemas futuros, como vazamento de gases, riscos de explosão, perdas significativas do potencial energético, emissões difusas de gases de efeito estufa (metano) e de odores, além de reclamações por parte dos consumidores. A realização de testes simples, como a injeção de fumaça no interior dos reatores trifásicos, ou de testes mais elaborados, como a pressurização intencional dos reatores, pode contribuir significativamente para detecção de vazamentos e prevenção dos problemas mencionados anteriormente.

(continua)

Aspecto	Generalidades
<i>Tamponeamento e captação do biogás</i>	Geralmente, a parte superior dos coletores de gases apresenta uma série de aberturas para inspeção e limpeza. É comum que uma parcela significativa do biogás gerado escape involuntariamente por esses pontos. A vedação adequada dessas aberturas é fundamental para realizar a coleta eficiente do biogás gerado. O material do sistema de fechamento deve resistir à radiação solar, ao ambiente corrosivo e à sobrepressão no interior das câmaras de gás do reator, geralmente em torno de 1.500 Pa (0,15 mca).
<i>Rotinas operacionais</i>	As principais atividades operacionais inerentes aos reatores UASB devem consistir no controle do tempo de detenção de sólidos, na prevenção do acúmulo de sólidos suspensos inertes (areia) em seu interior, bem como no estabelecimento de rotinas periódicas de descarte de lodo excedente e de remoção de espuma. A previsão dos devidos dispositivos de controle automatizado e monitoramento do reator UASB diminui muito a operação rotineira, favorecendo atividades de gestão e otimização do processo.
<i>Taxa de infiltração e contribuições de águas pluviais às redes coletoras</i>	A produção do biogás é diretamente dependente da conversão da carga orgânica afluente aos reatores anaeróbios. Tanto a taxa de infiltração quanto a inserção clandestina de água pluvial na rede coletora podem reduzir a concentração da matéria orgânica afluente à estação, ocasionando queda na produtividade do biogás. Nesse contexto, o emprego de materiais, juntas e técnicas apropriadas durante a etapa construtiva das redes coletoras, assim como a inspeção de pontos críticos ao longo da rede, podem contribuir significativamente para redução das taxas de infiltrações e das contribuições de águas pluviais durante períodos chuvosos.
<i>Incorporação de subprodutos ao esgoto sanitário</i>	Um item essencial na concepção da ETE é a verificação de eventuais recebimentos de caminhões limpa fossa. Como esse tipo de material já sofreu uma estabilização, a introdução dessa carga em um reator UASB não traria benefícios, sendo mais interessante o tratamento em uma unidade específica para remoção de sólidos grosseiros e seu devido encaminhamento para a unidade de desaguamento de lodo. Em sistemas mais complexos, como reatores UASB associados a Lodos Ativados, há contribuições de vazão que retornam ao começo do processo, como o clarificado das unidades de desaguamento e adensamento de lodo. Em sistemas de lodos ativados, o descarte do excesso de lodo também pode ser direcionado para o reator UASB, de forma a sofrer uma redução adicional de remoção de sólidos voláteis, bem como o próprio adensamento. Para esse fluxo, é interessante quantificar a vazão e a própria concentração de sólidos em suspensão total, tanto para o controle do reator UASB quanto para o controle do sistema de lodos ativados, de modo a monitorar a idade do lodo.

Fonte: adaptado de BRASIL (2017)

7.5.2 Emissões gasosas residuais

Contenção e exaustão dos gases residuais

Diversos são os tipos de coberturas utilizadas para a contenção dos gases odorantes. A escolha depende dos fatores mencionados no item 7.3.2 (*Contenção e exaustão de gases residuais*) e das características relacionadas a seguir (WEF, 1995):

- **Coberturas planas (Figura 7.22-a):** não proporcionam acesso do operador à unidade coberta ou permitem apenas o acesso limitado por meio de portas ou janelas. Minimizam o volume de ar enclausurado a ser tratado. Permite-se a aplicação de menores taxas de renovação de ar. Importa saber se o vão a ser vencido permite o emprego desse tipo de cobertura e se a espessura necessária para vencer os esforços de flexão não é demasiadamente elevada, o que levaria à escolha de outro tipo de cobertura com menor espessura (p. ex.: uso de coberturas em arco). Pode ser necessária a instalação de suporte estrutural interno ou externo. São aplicáveis a canais, caixas de distribuição, poços e tanques, entre outros locais.
- **Coberturas em arco (Figura 7.22-b):** não proporcionam um acesso do operador à unidade coberta ou permitem apenas o acesso limitado por meio de portas ou janelas. Podem apresentar menores custos em relação às coberturas planas. São utilizadas para a contenção de odores em canais e tanques relativamente estreitos, mas que possuem um vão grande o suficiente para impedir o emprego de coberturas planas sem suporte de sustentação interno ou externo.
- **Cobertura do tipo telhado de duas águas:** possui as mesmas características das coberturas em arco em termos de aplicabilidade, vantagens e desvantagens, com um aspecto negativo adicional: dependendo do tamanho do vão a ser vencido, é necessário o uso de suportes adicionais e ripas nas placas da cobertura.
- **Galpão ou cúpula (Figura 7.22-c):** permitem a ocupação do espaço enclausurado e um acesso irrestrito dos operadores. Apresentam maiores custos de implantação e operação. Geram maiores vazões de ar para exaustão e tratamento. Atentar para o fato de que o H_2S e outros gases reduzidos de enxofre são mais pesados do que o ar, portanto o insuflamento de ar deve ser feito na parte superior da cobertura e a captação dos gases residuais na parte inferior. Ex.: prédio dentro do qual é necessário instalar unidade de tratamento; galpão construído para conter área dentro da ETE; cúpula utilizada para cobrir um decantador ou um tanque circular de um filtro biológico percolador pós-reator UASB.

Existem algumas situações em que certas seções de uma unidade do processo podem emitir consideravelmente mais odores do que outras zonas da mesma unidade do processo – p. ex.: vertedores de saída de decantadores. Nesses casos, o uso de coberturas planas ou em arco diretamente sobre a fonte de emis-

são pode reduzir consideravelmente os odores, sem que haja a cobertura total da unidade de tratamento. O esquema da Figura 7.23 mostra a aplicação de uma cobertura plana nos vertedores de saída de um decantador.

A contenção total dos odores gerados no tratamento preliminar é uma medida que demanda maiores investimentos, uma vez que o controle total dos gases gerados somente será garantido com a construção de um galpão que confine toda a unidade. Entretanto, o uso de coberturas visitáveis ocasiona elevadas vazões de exaustão e, conseqüentemente, eleva os custos do projeto de contenção, exaustão e tratamento dos gases odorantes. Nos casos em que não se faz necessário um controle rigoroso das emissões de odores no tratamento preliminar, deve-se optar por uma medida que demande menores investimentos. Uma alternativa aos dispendiosos galpões é a criação de zonas de pressão negativa abaixo das lajes de cobertura dos canais nas proximidades das grades. Para promover tais zonas, devem ser instalados captores de ar a montante e a jusante das barras, assim como cortinas em tiras de PVC, que diminuirão a área livre da seção transversal do canal e proporcionarão uma maior velocidade nominal do gás nas aberturas da cobertura (Figura 7.24).

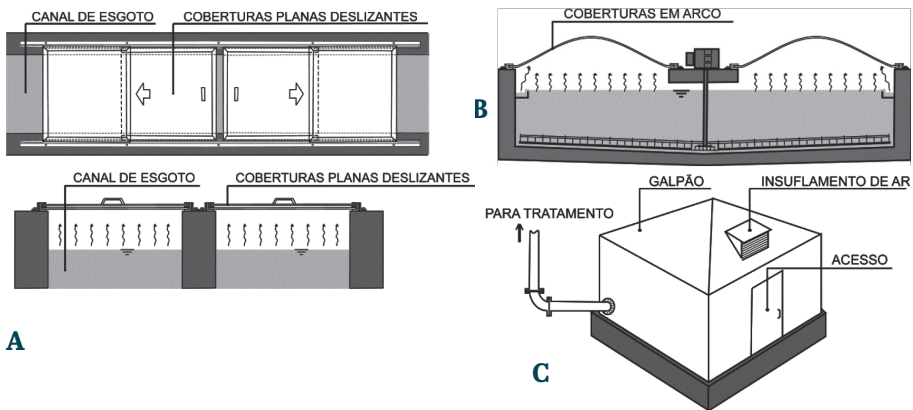


Figura 7.22 – Esquema de coberturas usadas para a contenção de gases residuais em ETEs. (a) coberturas planas em canais de esgoto, planta e corte; (b) coberturas em arco em um decantador; (c) cobertura instalada em cima de uma pequena área geradora de odor em uma ETE

Fonte: Brandt et al. (2017)

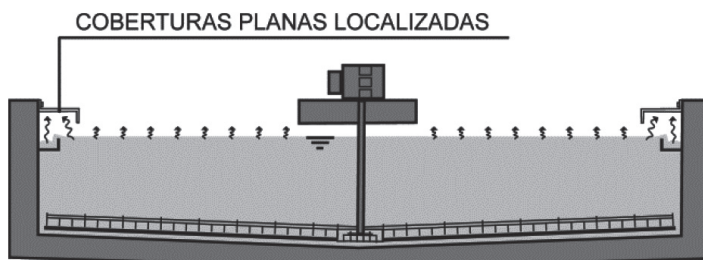


Figura 7.23 – Esquema de coberturas planas usadas para contenção localizada de odores em vertedores

Fonte: Brandt et al. (2017)

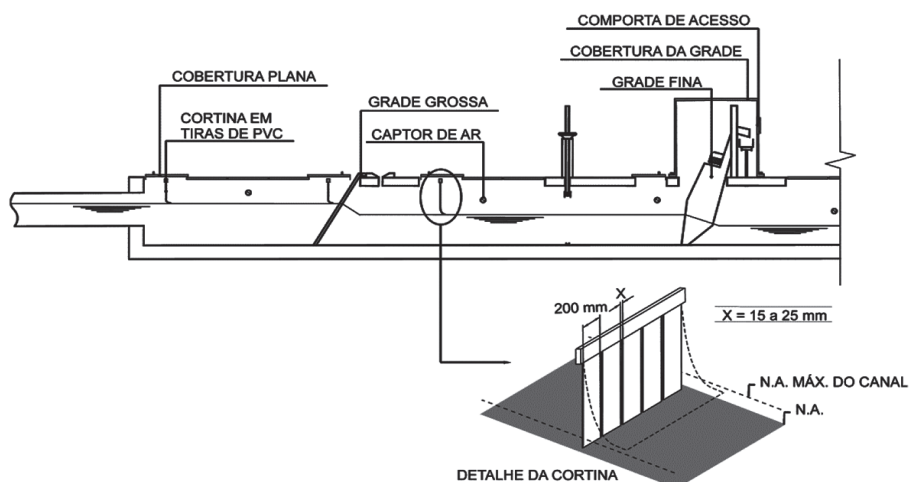


Figura 7.24 – Esquema de contenção de odores no tratamento preliminar de uma ETE

Fonte: Brandt et al. (2017)

Deverão ser feitas inspeções anuais para identificação da ocorrência de emissões fugitivas nos sistemas de contenção e exaustão dos gases residuais.

Câmara de Dessorção

É muito importante projetar, construir e operar adequadamente os sistemas de distribuição do esgoto afluente, de exaustão de gás e atentar para o eventual preenchimento da Câmara de Dessorção. Além disso, o monitoramento operacional e de eficiências também é fundamental. Nesse sentido, a seguir foram colocados alguns princípios e elementos que requerem atenção.

- Sistema de distribuição do esgoto afluyente e sistema de saída do efluente

Recomenda-se agregar um distribuidor hidráulico imediatamente abaixo da chegada da tubulação afluyente, já no interior da câmara, de forma a fracionar bem o fluxo e aumentar a área de contato superficial entre as fases líquida e gasosa. Por sua vez, o sistema de saída do efluente deve estar devidamente afogado, para garantir o isolamento da atmosfera interior relativamente ao exterior, particularmente nessa região de saída do esgoto tratado.

- Sistema de exaustão

Inicia pela entrada do ar no interior da câmara, na sua parte inferior. É, portanto, relevante definir entradas em número adequado (duas ou mais), dotadas das devidas proteções externas e internas. Similarmente, os pontos de saída do gás são localizados na parte superior da câmara. Deve-se respeitar a vazão de dimensionamento, também considerando as perdas de carga reais do sistema de dutos, conexões e do próprio tratamento dos gases. Nesse sentido, um exaustor adequado deve ser selecionado, considerando também aspectos de resistência dos materiais às condições adversas. Importante considerar o devido ajuste de vazão ao sistema real implantado. Nesse sentido, deve-se utilizar um sistema de controle, manual ou automatizado, dotado de inversor de frequência e rotâmetro. Além disso, importa a colocação de registros e válvulas adequadas para verificações e manobras operacionais necessárias. Por exemplo, logo a jusante da CD, pode ser bastante adequada a colocação de filtro de cascalho, para remoção de partículas e condensados (BRASIL, 2017). Em continuidade, ao longo da linha de gás de exaustão, a previsão de pontos de purga/remoção de condensados. Recomenda-se também avaliar a colocação adequada de dispositivos contra sobrepressão e vácuo.

- Monitoramento

É importante cuidar para que as concentrações de CH_4 não ocorram sistematicamente em valores dentro da faixa de inflamabilidade/explosividade. Além disso, vazamentos de gás residual contendo H_2S podem provocar eventos locais ou disseminados de maus odores. Portanto, é importante a realização de campanhas de monitoramento de CH_4 e H_2S .

- Biofiltros para o tratamento dos gases residuais

Os biofiltros são compostos por todas ou algumas das seguintes partes (WEF, 2004): (i) sistema de admissão de gases; (ii) fundo falso; (iii) sistema de drena-

gem de fundo; (iv) estrutura de sustentação do meio suporte; (v) meio suporte; (vi) sistema de umidificação do meio suporte; (vii) cobertura para coleta dos gases tratados. Considerando as diferentes combinações das partes supramencionadas, os biofiltros podem ser classificados em três tipos principais (CHERNICHARO et al., 2011):

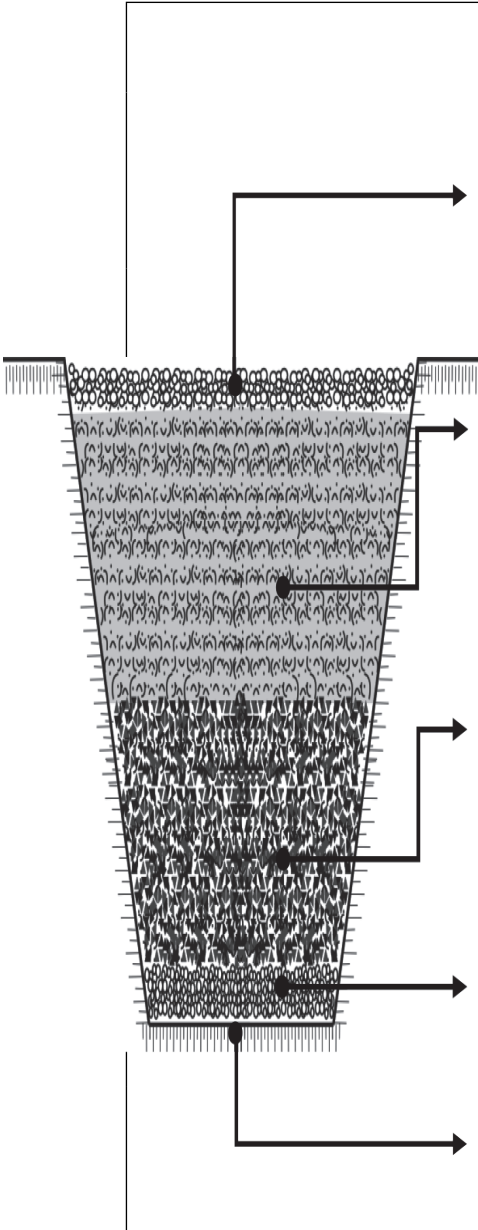
Biofiltro não estruturado e com enchimento de fundo: consiste basicamente em uma área de solo escavado, que possui no fundo uma rede de tubulações perfuradas circundadas com brita ou outro material mais grosseiro, utilizada para a distribuição da corrente gasosa. Além de distribuir os gases uniformemente dentro do reator, o material de fundo tem a função de sustentar e promover a drenagem da umidade excedente do meio suporte. Essa categoria de biofiltro normalmente não possui cobertura e a umidificação do meio suporte é feita naturalmente pela precipitação pluviométrica.

Biofiltro estruturado e sem enchimento de fundo: essa configuração é bastante parecida com a primeira, mas nesse caso a distribuição dos gases é feita através de um fundo falso sem enchimento. Para a sustentação do fundo falso, normalmente as paredes e o fundo do biofiltro são construídos em concreto (protegido contra corrosão, quando o objetivo é a biofiltração de gases odorantes). Devido à impermeabilização do fundo, é necessária a instalação de um dreno de fundo para a remoção da umidade excedente do material suporte.

Biofiltro pré-fabricado: essa configuração é mais compacta e apresenta todas as partes mencionadas anteriormente. Por possuir cobertura e sistema de aspersão de água, geralmente essa configuração permite um maior controle de temperatura e umidade do meio suporte.

Vários fatores afetam a biofiltração dos gases residuais. A composição e o fluxo do gás residual, as características e a umidade dos materiais de enchimento são determinantes para o processo, embora outros fatores, como o pH e a temperatura do processo, também desempenhem um papel fundamental. Os materiais de enchimento destinam-se a apoiar o crescimento da biomassa, reter a umidade e, em alguns casos, fornecer nutrientes para os microrganismos. No início da utilização da técnica de biofiltração, as unidades que eram concebidas para o abatimento de odores possuíam leitos filtrantes constituídos unicamente de materiais naturais e/ou orgânicos, como turfa, diferentes tipos

de solo e substratos proveniente da compostagem de resíduos (DEVINNY et al., 1998; WEF, 2004). Esses materiais apresentam algumas vantagens (KENNES; VEIGA, 2001): baixo custo, facilidade de obtenção, disponibilidade natural de nutrientes e microrganismos, bem como elevada área específica. As principais desvantagens do uso exclusivo de materiais naturais/orgânicos como meio suporte decorrem da sua biodegradação natural, ocasionando uma menor resistência ao tempo, a compactação do leito filtrante e aumento de perda de carga associado. Dessa forma, materiais inertes e/ou sintéticos frequentemente são utilizados misturados ou intercalados à fração orgânica/natural, uma vez que proporcionam melhores características hidrodinâmicas aos leitos filtrantes (KENNES; VEIGA, 2002) (p. ex.: rochas vulcânicas; perlitas; argilas expandidas; silicatos; materiais cerâmicos ou vítreos; materiais fibrosos; materiais plásticos à base de polímeros como polipropileno, poliuretano e outros). A Figura 7.25 apresenta uma proposta para a escolha e organização do material de enchimento em biofiltros destinados ao abatimento de odores em ETEs. Caso o interesse seja o abatimento do CH_4 , na escolha do material de enchimento o leitor pode recorrer à tese de doutorado de Brandt (2016), desenvolvida no âmbito da RENTED. Na referida tese, um biofiltro preenchido com substrato da compostagem de folhas e vermiculita expandida (proporção volumétrica 60:40) apresentou elevadas eficiências de conversão de CH_4 (> 90%) quando empregados tempos de detenção em leito vazio maiores ou iguais a aproximadamente 30 min. e concentrações de CH_4 no gás residual menores ou iguais a aproximadamente 1,2 %_{v/v}.



	Camada	Espessura (cm)	Composição	Finalidade
	Camada superficial	10 a 15	Lascas de madeira, argila expandida ou material semelhante.	Necessário somente no caso de biofiltros abertos ao ar. Evitar o crescimento de plantas.
	Meio suporte predominantemente orgânico	30 a 50	Mistura homogênea com 80% de material orgânico (p. ex.: composto orgânico, solo etc.) + 20% de material inorgânico ou fibroso (perlitas, argilas expandidas, silicatos, materiais cerâmicos ou vitreos, sabugo de milho, bagaço de cana).	Possibilitar o crescimento de organismos oxidadores dos compostos odorantes, além de suprir os nutrientes necessários ao processo.
	Meio suporte predominantemente inorgânico	30 a 50	Mistura homogênea com 80% de material inorgânico ou sintético (p. ex.: brita, argilas expandidas, perlitas, anéis randômicos etc.) + 20% de material orgânico com granulometria superior a 10-20 mm (p. ex.: cavaco de madeira, sabugo de milho, bagaço de cana etc.).	Possibilitar o crescimento de organismos oxidadores de H ₂ S, resistir às condições ácidas decorrentes da formação de ácido sulfúrico e proporcionar melhores condições hidrodinâmicas ao biofiltro.
	Camada drenante	20 a 30	Seixo rolado de sílica com granulometria 3 ou 4 ou brita de granito, gnaiss ou basalto no caso de biofiltros estruturados.	Possibilitar a drenagem de água e condensado.
	Camada de impermeabilização	-	Material polimérico, alvenaria/concreto com proteção anticorrosiva, argila compactada, solo-cimento (terra +15% cimento + água).	Evitar a contaminação do solo e o vazamento de gases.

Figura 7.25 – Definição do material de enchimento em biofiltros destinados ao abatimento de odores em ETEs

Fonte: adaptado de Chernicharo et al. (2011)

O teor de umidade do leito filtrante é um parâmetro fundamental no processo de biofiltração de gases, uma vez que está diretamente relacionado à atividade microbiana (que só ocorre na presença de água), ao transporte de substratos, nutrientes e produtos da atividade biológica no biofilme e às características hidrodinâmicas do leito filtrante. A deficiência de umidade pode reduzir a atividade dos microrganismos e fragmentar o material de enchimento, levando à formação de caminhos preferenciais, principalmente nas primeiras camadas do leito (DEVINNY et al., 1998; KENNES; VEIGA, 2001). Por outro lado, o excesso de umidade pode causar a redução da permeabilidade do leito filtrante ou o aumento da perda de carga (KENNES; VEIGA, 2001) e formar zonas estagnadas no biofilme (ANDREWS; NOAH, 1995).

Em biofiltros, a recomendação geral é que a umidade do leito filtrante seja mantida na faixa de 40% a 60%_{p/p} (DEVINNY et al., 1998; KENNES; VEIGA, 2001; MORALES et al., 2003; WEF, 2004). Contudo, para a biofiltração de gases com baixa solubilidade e difusividade em água (como é o caso do CH₄), e que ainda apresentam-se em baixas concentrações, alguns autores recomendam outras faixas de trabalho, a depender do tipo de material de enchimento conforme já apresentado na Tabela 7.12 no item 7.4.2. No caso dos biopercoladores, normalmente não se faz um controle específico de umidade do leito filtrante, já que a fase líquida em contínua circulação não permite a manutenção das faixas de umidade mencionadas anteriormente. Em vez disso, normalmente se emprega outro parâmetro denominado “taxa ou velocidade de circulação de fase líquida”. Tipicamente, as velocidades de circulação de fase líquida empregadas em biopercoladores estão na faixa de 0,05 a 20 m/h (KENNES; VEIGA, 2001). Como parâmetro de comparação, para a manutenção da umidade ideal dos leitos filtrantes, as velocidades das fases líquidas aplicadas em biofiltros geralmente são inferiores a 0,004 m/h.

7.6 EXERCÍCIOS PROPOSTOS

7.6.1 Conversão de unidades de gases

Exercício 01: Converter a concentração de H₂S de 0,0001 mg/Nm³ para ppm_v

A concentração de H₂S apresentada está expressa na unidade: massa [mg] / volume [m³].

O “N” na unidade de concentração significa que o volume de gás encontra-se nas condições normais de temperatura e pressão (0 °C e 1 atm).

A unidade de concentração de H₂S desejada está expressa em partes por milhão volumétricas (ppm_v): volume [mL] / volume [m³].

Dessa forma, é necessário converter a massa de H₂S, no numerador da concentração dada, em volume de H₂S, no numerador da concentração desejada.

Considerando a equação geral dos gases (ver item 7.4.2):

$$P \cdot V = n \cdot R \cdot T$$

Em que:

P = pressão do gás

V = volume ocupado pelo gás

n = número de mols do gás

R = constante universal dos gases (62,4 L.mmHg/K.mol)

T = temperatura do gás

Considerando também que:

$$n = m / PM$$

Em que:

n = número de mols do gás

m = massa do gás

MM = massa molecular do gás

Temos que o volume ocupado por um gás é:

$$V = (m \cdot R \cdot T) / (MM \cdot P)$$

Retornando ao caso da conversão de unidades, substituindo massa de um gás pelo seu volume, temos:

$$C \text{ ppm}_v = [C \text{ mg/Nm}^3 \cdot 62,4 \text{ L.mmHg/K.mol} \cdot (273,2 \text{ K/}^\circ\text{C} + T^\circ\text{C})] / (p \text{ mmHg} \cdot MM \text{ g/mol}).$$

Retornando ao caso do exercício, considerando as condições normais de temperatura e pressão e considerando o peso molecular do H₂S igual a 34,1 g/mol, temos:

$$C_{\text{H}_2\text{S}} [\text{ppm}_v] = [0,0001 \text{ mg/m}^3 \cdot 62,4 \text{ L.mmHg/K.mol} \cdot (273,2 \text{ K/}^\circ\text{C} + 0^\circ\text{C})] / (760 \text{ mmHg} \cdot 34,1 \text{ g/mol}).$$

Resposta: $C_{\text{H}_2\text{S}} [\text{ppm}_v] = 0,00007 \text{ ppm}_v$

Exercício 02: Converter a concentração obtida no exercício anterior em ppb_v

Para converter “partes volumétricas por milhão” (ppm_v) em “partes volumétricas por bilhão” (ppb_v), basta multiplicar o valor por 1.000, uma vez que um bilhão é 1000 vezes maior que um milhão:

Resposta: 0,00007 ppm_v = 0,07 ppb_v

Exercício 03: Converter 5.000 ppm_v de CH₄ em %_{v/v}

Para converter o ppm_v em % volumétrica (%_{v/v}), basta considerar que a unidade ppm_v equivale à unidade mL/m³ (1 m³ possui um milhão de partes de mL). Assim:

$$1 \text{ ppm}_v = 10^{-6} \text{ m}^3 / \text{m}^3$$

Em porcentagem:

$$\%_{v/v} = 10^{-6} \text{ m}^3 / \text{m}^3 \times 100 = 10^{-4} \text{ m}^3 / \text{m}^3$$

Portanto:

$$1 \text{ ppm}_v = 10^4 \%_{v/v}$$

Voltando ao caso do exercício:

$$C_{\text{CH}_4} [\%_{v/v}] = 5.000 \text{ ppm}_v / 10.000$$

Resposta: C_{CH₄} [%_{v/v}] = 0,5 %

7.6.2 Concepção integrada de tratamento e aproveitamento de emissões gasosas em tratamento de esgoto

Para uma ETE pequena em empreendimento habitacional (reator UASB):

1. Estimar a produção de biogás (utilizando o software ProBio 1.0) e de lodo para aproveitamento energético/térmico em tanque de higienização desse lodo seguido de leito de secagem convencional.
2. Estimar as saídas de metano e sulfeto dissolvido no efluente do reator UASB e projetar uma Câmara de Dessorção (CD) e Biofiltros para remoção e tratamento das emissões gasosas do efluente (metano e sulfeto de hidrogênio).

Dados:

- População atendida (P) = 1.000 hab;
- Contribuição per capita de esgotos total (QPC) = 170 L/hab.d;
- Contribuição per capita de DQO (P_{DQO}) = 100 g/hab.d;
- Eficiência de remoção de DQO na ETE (E_{DQO}) = 70%;
- Concentração de sulfato = 50 mg/L;
- Eficiência de sulfato redução no reator UASB = 75%.

Para dimensionamento do sistema de queima e aproveitamento do metano no biogás na higienização do lodo:

- Utilizar o software ProBio 1.0, os dados acima que forem cabíveis e os demais parâmetros dentro do cenário: **TÍPICO**;
- Produção de sólidos por DQO aplicada ($P_{\text{sólidos-aplicada}}$) = 0,15 kgSST/kgDQO_{aplicada};
- Massa específica do lodo (γ) = 1.020 kg/m³;
- Concentração de sólidos totais (ST) no lodo produzido no UASB ($C_{\text{Lodo-UASB}}$) = 4%;
- Calor específico da massa de água (H_a) = 0,001162 kWh/kg.°C;
- Calor específico da massa de sólidos (H_s) = 0,000292 kWh/kg.°C;
- Eficiência térmica da caldeira (E_{caldeira}) = 90%.

Para dimensionamento da CD:

- Altura de queda útil (H) = 1,50 m;
- Carga hidráulica superficial (CHS) = 0,25 m³/m².min;
- Relação entre vazões (rQ) = 4 vezes;
- Modificações internas: preenchimento com 1 m de camada de material;
- Altura total de 2,0 m;
- Eficiências de remoção: 85% para sulfeto de hidrogênio e 80% para metano;
- Percentual de desprendimento: 20% para sulfeto de hidrogênio e 100% para metano.

Para dimensionamento dos biofiltros de gases residuais:

- Tempo de detenção para biofiltração de H₂S: 60 s;
- Altura útil para biofiltração de H₂S: 1 m;
- Tempo de detenção para biofiltração de CH₄: 45 min;
- Altura útil para biofiltração de CH₄: 1,5 m.

1. Estimar a produção de biogás e de lodo para aproveitamento energético

a) *Determinação da vazão de esgoto (Q_{esgoto}):*

$$Q_{\text{esgoto}} = [P \times \text{QPC}]$$

$$Q_{\text{esgoto}} = [1.000 \text{ (hab)} \times 170 \text{ (L/hab.d)}]$$

$$Q_{\text{esgoto}} = [1,97 \text{ (L/s)}]$$

$$Q_{\text{esgoto}} \approx 2,0 \text{ (L/s)}$$

b) *Determinação da concentração de DQO no esgoto ($[DQO]$):*

$$[DQO] = [P \times P_{DQO}] / [Q]$$

$$[DQO] = [1.000 \text{ (hab)} \times 100 \text{ (g/hab.d)}] / [2,0 \text{ (L/s)} \times 86.400 \text{ (s)}]$$

$$[DQO] = [100 \text{ (kg/d)} \times 10^6 \text{ (mg)}] / [172.800 \text{ (L/d)}]$$

$$[DQO] \approx 580 \text{ (mg/L)}$$

c) *Utilização do ProBio 1.0 para estimativa da produção de metano e biogás:*

Estimativas obtidas no ProBio (Figuras 7.26, 7.27 e 7.28 mostram janelas geradas pelo programa):

Porcentagem de CH_4 no biogás $\approx 70\%$

Concentração de metano dissolvido no efluente $\approx 20 \text{ mg/L}$

Perdas totais volumétricas somadas de metano dissolvido, no gás residual (fugitiva) do decantador e outras $\approx 6,6 \text{ m}^3/\text{d}$ ($\approx 34\%$ de perdas)

Produção real de metano no biogás $\approx 12,5 \text{ m}^3/\text{d}$

Produção real de biogás: $\approx 18,0 \text{ m}^3/\text{d}$

Produção normalizada de metano no biogás $\approx 11,5 \text{ m}^3/\text{d}$

Produção normalizada de biogás $\approx 16,5 \text{ m}^3/\text{d}$

Energia química disponível ($\text{PE}_{\text{Real CH}_4}$) $\approx 113 \text{ kWh/d}$

d) *Determinação da produção de sólidos no reator UASB ($P_{\text{sólidos-UASB}}$):*

$$P_{\text{sólidos-UASB}} = \text{CO}_{\text{aplicada}} \times P_{\text{sólidos-aplicada}}$$

$$P_{\text{sólidos-UASB}} = 100 \text{ (kgDQO}_{\text{aplicada}}/\text{d}) \times 0,15 \text{ kgSST/kgDQO}_{\text{aplicada}}$$

$$P_{\text{sólidos-UASB}} \approx 15 \text{ (kgSST/d)}$$

e) *Determinação da produção de lodo no reator UASB (Q_{Lodo}):*

$$Q_{Lodo} = [P_{\text{sólidos-UASB}}] / [C_{Lodo-UASB} \times \gamma]$$

$$Q_{Lodo} = [15 \text{ (kgSST/d)}] / [0,04 \times 1.020 \text{ (kg/m}^3\text{)}]$$

$$Q_{Lodo} = 0,4 \text{ (m}^3\text{/d)}$$

f) *Determinação da demanda de energia necessária para a higienização do lodo no tanque ($D_{\text{energia-tanque}}$):*

A higienização ocorrerá em tanque de concreto, sendo o lodo mantido em circulação por meio de bombas e aquecido a 70 °C por meio de uma caldeira (processo de pasteurização – 70 °C e 30 minutos) em regime de batelada. A alimentação do tanque de higienização ocorrerá sempre que o lodo em excesso for descartado (a cada 15 dias). A temperatura de dimensionamento do tanque adotada é de 20 °C ($\Delta T = 50$ °C). Conforme calculado, a produção de lodo do reator UASB é de 0,4 m³/d com teor de sólidos igual a 4%. Logo, a massa de água (Ma) presente no lodo é de 385 kg/d.

The screenshot shows the ProBio 1.0 software interface. The title bar reads "ProBio 1.0". The main window has a menu bar with "Arquivos" and "Ajuda". Below the menu is a logo for ProBio and the text "Programa de estimativa de produção de biogás em reatores UASB".

The interface is divided into two main sections: "Dados de entrada" and "Cenário de estimativa".

Dados de entrada:

- População (Pop): 1000 hab
- Contribuição de esgoto por habitante (QPC): 170 L/hab.dia
- DQO afluente (C_{DQO-afluente}): 580 mg/L
- Vazão afluente (Q_{mes}): m³/dia

Cenário de estimativa:

Constants and unit equivalence:

- Concentração de SO₄ no afluente (C_{SO4}): 50 mg/L
- Eficiência de remoção de DQO (E_{DQO}): 70 %
- Eficiência redução SO₄ (E_{SO4}): 75 %
- Coef. produção lodo (Y): 0.15 kgSV/kgDQOrem
- Coef. produção DQO-lodo (K_{sólidos}): 0.213 kgDQO-lodo/kgDQOrem
- Temperatura operacional reator (T): 25 °C
- Fator de supersaturação de CH₄ na fase líquida (Fs): 1.35
- Perda de CH₄ na fase gasosa com o gás residual (p_w): 5 %
- Outras perdas de CH₄ na fase gasosa (p_o): 5 %

Default values table:

	Pior	Típica	Melhor
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Buttons: Voltar, Salvar, Próximo, Desfazer, Alterar.

Figura 7.26 – Janela gerada pelo programa Probio

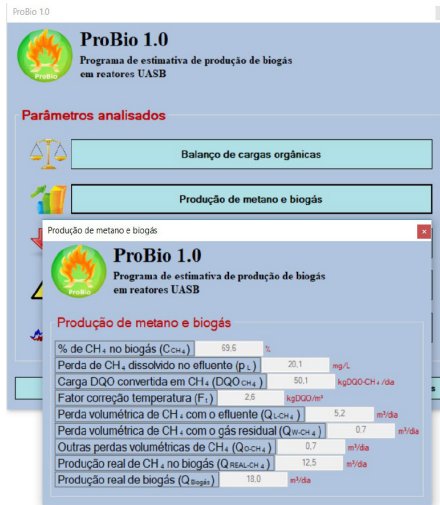


Figura 7.27 – Janela gerada pelo programa Probio



Figura 7.28 – Janela gerada pelo programa Probio

$$D_{\text{energia-tanque}} = [P_{\text{sólidos-UASB}} \times H_s \times \Delta T] + [M_a \times H_a \times \Delta T]$$

$$D_{\text{energia-tanque}} = [15 \text{ (kgSST/d)} \times 0,000292 \text{ (kWh/kg.}^\circ\text{C)} \times 50 \text{ (}^\circ\text{C)}] + [385 \text{ (kg}_{\text{água}}) \times 0,001162 \text{ (kWh/kg.}^\circ\text{C)} \times 50 \text{ (}^\circ\text{C)}]$$

$$D_{\text{energia-tanque}} = [0,219 \text{ (kWh)}] + [22,3 \text{ (kWh)}]$$

$$D_{\text{energia-tanque}} \approx 22,6 \text{ (kWh)}$$

Destaca-se que deve ser levado em consideração que o tratamento de higienização possui perdas térmica de 15%. Logo:

$$D_{\text{energia-tanque}} = 22,6 \text{ (kWh)} + [22,6 \text{ (kWh)} \times 0,15]$$

$$D_{\text{energia-tanque}} = 22,6 \text{ (kWh)} + 3,4 \text{ (kWh)}$$

$$D_{\text{energia-tanque}} \approx 26 \text{ (kWh)}$$

g) *Determinação do potencial térmico oriundo da queima do biogás na caldeira (P_{térmico}):*

$$P_{\text{térmico}} = PE_{\text{Real CH}_4} \times E_{\text{caldeira}}$$

$$P_{\text{térmico}} = 113 \text{ (kWh)} \times 0,9$$

$$P_{\text{térmico}} \approx 102 \text{ (kWh)}$$

h) *Comparação do potencial térmico e da demanda de energia necessária para higienização do lodo no tanque:*

$$P_{\text{térmico}} > D_{\text{energia-tanque}}$$

$$102 \text{ (kWh/d)} > 26 \text{ (kWh/d)}$$

Há uma sobra de energia de 76 kWh/d.

Após a processo de higienização, o lodo é então direcionado aos leitos de secagem e submetido ao tratamento de secagem convencional.

i) *Ciclo de operação do sistema de secagem nos leitos (Ds):*

O tempo de secagem (Ds) adotado é de 15 dias. A taxa de aplicação de sólidos ($T_{\text{aplicação-sólidos}}$) nos leitos de secagem adotada é de 10 kgST/m² com uma eficiência de captura de sólidos (CS) de 95%. A concentração final de ST no lodo após secagem em leitos será de 40%.

j) *Determinação do volume de lodo por ciclo ($V_{\text{Lodo-ciclo}}$):*

$$V_{\text{Lodo-ciclo}} = Q_{\text{Lodo}} \times D_s$$

$$V_{\text{Lodo-ciclo}} = 0,4 \text{ (m}^3\text{/d)} \times 15 \text{ (d)}$$

$$V_{\text{Lodo-ciclo}} = 6 \text{ (m}^3\text{) por ciclo}$$

k) *Determinação da área total dos leitos de secagem ($A_{\text{Leito-total}}$):*

$$A_{\text{Leito-total}} = [P_{\text{sólidos-UASB}} \times D_s] / [T_{\text{aplicação-sólidos}}]$$

$$A_{\text{Leito-total}} = [15 \text{ (kgSST/d)} \times 15 \text{ (d)}] / [10 \text{ (kgST/m}^2\text{)}]$$

$$A_{\text{Leito-total}} = 22,5 \text{ m}^2$$

l) *Determinação do volume de lodo retirado dos leitos de secagem ($V_{\text{Lodo-leito}}$):*

$$V_{\text{Lodo-leito}} = [P_{\text{sólidos-UASB}} \times CS] / [0,4 \times 1.020 \text{ (kg/m}^3\text{)}]$$

$$V_{\text{Lodo-leito}} = [225 \text{ (kgSST)} \times 0,95] / [0,4 \times 1.020 \text{ (kg/m}^3\text{)}]$$

$$V_{\text{Lodo-leito}} \approx 0,52 \text{ m}^3$$

2. Dimensionamento do sistema de Câmara de Dessorção e Biofiltros

2.1. Dimensionamento de Câmara de Dessorção (com preenchimento):

a) *Determinação da área da unidade:*

$$Q_{\text{esgoto}} = 0,121 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$A = Q_{\text{esgoto}} / \text{CHS}$$

$$A = 0,121 / 0,25 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{min}^{-1}$$

$$A = 0,48 \text{ m}^2$$

b) *Determinação do diâmetro:*

$$D = (A \times 4 / \pi)^{1/2}$$

$$D = (0,48 \times 4 / 3,14)^{1/2} = 0,78 \text{ m.}$$

c) *Determinação da vazão de exaustão:*

$rQ = 4$ (relação entre vazões gás/líquido)

$$Q_{\text{gás}} = rQ \times Q_{\text{esgoto}}$$

$$Q_{\text{gás}} = 0,121 \text{ m}^3/\text{min} \times 4$$

$$Q_{\text{gás}} = 0,484 \text{ m}^3/\text{min} \approx 29 \text{ m}^3/\text{h}$$

d) *Determinação das concentrações de H_2S e CH_4 dissolvidos no afluente da CD:*

$$[\text{H}_2\text{S}]_{\text{af.}} = ([\text{SO}_4]_{\text{af.}} \times \text{Efi.}_{\text{Suf.Red.}}/100) / (\text{MM}_{\text{SO}_4} / \text{MM}_{\text{H}_2\text{S}})$$

$$[\text{H}_2\text{S}]_{\text{af.}} = (50 \times 75/100) / (96/34)$$

$$[\text{H}_2\text{S}]_{\text{af.}} = 13,3 \text{ mg/L}$$

$$[\text{CH}_4]_{\text{af.}} = 20 \text{ mg/L (ProBio1.0, item 1.C)}$$

e) *Determinação das concentrações de H_2S e CH_4 dissolvidos no efluente da CD:*

$$[\text{H}_2\text{S}]_{\text{ef.}} = [\text{H}_2\text{S}]_{\text{af.}} \times (1 - \text{Efi.}_{\text{CD}}/100)$$

$$[\text{H}_2\text{S}]_{\text{ef.}} = 13,3 \times (1 - 85/100)$$

$$[\text{H}_2\text{S}]_{\text{ef.}} = 2,0 \text{ mg/L}$$

$$[\text{CH}_4]_{\text{ef.}} = [\text{CH}_4]_{\text{af.}} \times (1 - \text{Efi.}_{\text{CD}}/100)$$

$$[\text{CH}_4]_{\text{ef.}} = 20 \times (1 - 80/100)$$

$$[\text{CH}_4]_{\text{ef.}} = 4,0 \text{ mg/L}$$

f) *Determinação das concentrações de H_2S e CH_4 no gás residual:*

$$[\text{H}_2\text{S}]_{\text{gás}} = [\text{H}_2\text{S}]_{\text{ef.}} \times (\text{Efi.}_{\text{CD}}/100) \times (\text{Efi.}_{\text{Despr.}}/100) \times (Q_{\text{esgoto}} / Q_{\text{gás}})$$

$$[\text{H}_2\text{S}]_{\text{gás}} = 13,3 \times (85/100) \times (20/100) \times 1/4$$

$$[\text{H}_2\text{S}]_{\text{gás}} = 0,56 \text{ mg/L}$$

$$[H_2S]_{\text{gás}} = 0,56 \text{ mg/L} / (\text{Densid.}_{H_2S})$$

$$[H_2S]_{\text{gás}} = 0,56 / (1340 \text{ mg/L})$$

$$[H_2S]_{\text{gás}} = 0,042 \% \text{ L/L}$$

$$[H_2S]_{\text{gás}} = 422 \text{ ppm (v/v)}$$

$$[CH_4]_{\text{gás}} = [CH_4]_{\text{af.}} \times (\text{Ef.}_{CD}/100) \times (\text{Ef.}_{\text{Despr.}}/100) \times (Q_{\text{esgoto}} / Q_{\text{gás}})$$

$$[CH_4]_{\text{gás}} = 20 \times (80/100) \times (100/100) \times 1/4$$

$$[CH_4]_{\text{gás}} = 4,0 \text{ mg/L}$$

$$[CH_4]_{\text{gás}} = 4,0 \text{ mg/L} / (\text{Densid.}_{CH_4})$$

$$[CH_4]_{\text{gás}} = 4,0 / (655 \text{ mg/L})$$

$$[CH_4]_{\text{gás}} = 0,61 \% \text{ L/L}$$

2.2. Dimensionamento dos biofiltros (gases residuais da CD):

<p>2.2.1. Dimensionamento do biofiltro de H_2S:</p> <p>a) <i>Determinação do volume útil:</i> $Vu = Q_{\text{gás}} \times \text{TDH}$ $Vu = 0,484 \text{ m}^3/\text{min} \times 1 \text{ min}$ $Vu = 0,484 \text{ m}^3$</p> <p>b) <i>Determinação da área útil:</i> $Au = Vu / \text{altura útil}$ $Au = 0,484 / 1 \text{ m}$ $Au = 0,484 \text{ m}^2$</p> <p>c) <i>Determinação do diâmetro:</i> $D = (Au \times 4 / \pi)^{1/2}$ $D = (0,484 \times 4 / 3,14)^{1/2} = 0,79 \text{ m}$ (Obs.: pode-se arredondar essa dimensão para 80 cm e seguir a composição das camadas para o biofiltro de sulfeto de acordo com o reportado na Figura 7.25: Definição do material de enchimento em biofiltros destinados ao abatimento de odores em ETEs).</p> <p>d) <i>Verificação da velocidade superficial:</i> $Vs = Q_{\text{gás}} / Au$ $Vs = 0,484 / 0,484 = 1 \text{ m/min}$ $Vs = 1 \text{ m/min} \times 60 = 60 \text{ m/h}$ (dentro da faixa de 5 a 115 m/h)</p> <p>e) <i>Verificação da carga volumétrica aplicada:</i> $CV_{H_2S} = [H_2S]_{\text{gás}} \times Q_{\text{gás}} / Vu$ $CV_{H_2S} = 0,56 \text{ mg/L} \times 0,484 \text{ m}^3/\text{min} / 0,484 \text{ m}^3$ $CV_{H_2S} = 0,56 \text{ mg/L/min} / 1000 / 1000 \times 60$ $CV_{H_2S} = 0,0000336 \text{ g/m}^3/\text{h}$ (menor que 0,1 g/m³/h).</p>	<p>2.2.2. Dimensionamento do biofiltro de CH_4:</p> <p>a) <i>Determinação do volume útil:</i> $Vu = Q_{\text{gás}} \times \text{TDH}$ $Vu = 0,484 \text{ m}^3/\text{min} \times 45 \text{ min}$ $Vu = 21,8 \text{ m}^3$</p> <p>b) <i>Determinação da área útil:</i> $Au = Vu / \text{altura útil}$ $Au = 21,8 / 1,5 \text{ m}$ $Au = 14,5 \text{ m}^2$</p> <p>c) <i>Determinação do diâmetro:</i> $D = (Au \times 4 / \pi)^{1/2}$ $D = (14,5 \times 4 / 3,14)^{1/2} = 4,3 \text{ m}$ (Obs.: face ao grande diâmetro encontrado para o biofiltro de metano, diante da restrição de recursos e área disponível, pode-se considerar a não execução desse biofiltro, de forma a se priorizar o biofiltro de sulfeto, para controle de maus odores).</p> <p>d) <i>Verificação da velocidade superficial:</i> $Vs = Q_{\text{gás}} / Au$ $Vs = 0,484 / 14,5 = 0,033 \text{ m/min}$ $Vs = 0,033 \text{ m/min} \times 60 = 1,98 \text{ m/h}$ (dentro da faixa de 0,6 a 2 m/h)</p> <p>e) <i>Verificação da carga volumétrica aplicada:</i> $CV_{CH_4} = [CH_4]_{\text{gás}} \times Q_{\text{gás}} / Vu$ $CV_{CH_4} = 4,0 \text{ mg/L} \times 0,484 \text{ m}^3/\text{min} / 21,8 \text{ m}^3$ $CV_{CH_4} = 0,089 \text{ mg/L/min} / 1000 / 1000 \times 60$ $CV_{CH_4} = 0,000053 \text{ g/m}^3/\text{h}$ (menor que 0,1 g/m³/h).</p>
---	---

BIBLIOGRAFIA

ALLEN, E. R.; YANG, Y. Biofiltration: an air pollution control technology for hydrogen sulfide emissions. In: "SAWYER D.T., MARTELL A.E." (Ed.). *Industrial Environmental Chemistry*. Bostom: Springer, 1992. p. 273-287.

AL-SHAMMIRI, M. Hydrogen sulfide emission from the Ardiyah sewage treatment plant in Kuwait. *Desalination*, v. 170, n. 1, p. 1-13, 2004.

ANDREOLI, C. V.; FERREIRA, A. C.; FRANÇA, M.; CHERUBINI, C. Desinfecção e secagem térmica de lodo de esgoto anaeróbico pelo uso de biogás. In: CONGRESSO INTERAMERICANO DE INGENIERÍA SANITÁRIA Y AMBIENTAL, 28. Cancún, 27 de outubro a 1 de novembro de 2002. *Anais...* México: AIDIS, 2002. (CD-ROM)

ANDREOLI, C. V.; VON SPERLING, M.; FERNANDES, F. (Orgs.). *Lodo de esgotos: tratamento e disposição final*. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, UFMG; Curitiba: SANEPAR, 2001. 484 p. (Princípios do tratamento biológico de águas residuárias, v. 6)

ANDREWS, G.; NOAH, K. Design of Gas-Treatment Bioreactors. *Biotechnology progress*, v. 11, n. 5, p. 498-509, 1995.

BANDARA, W. M.; SATOH, H.; SASAKAWA, M.; NAKAHARA, Y.; TAKAHASHI, M.; OKABE, S. Removal of residual dissolved methane gas in an upflow anaerobic sludge blanket reactor treating low-strength wastewater at low temperature with degassing membrane. *Water Res*, v. 45, n. 11, p. 3533-3540, 2011.

BARBOSA, V. L.; STUETZ, R. M. Treatment of hydrogen sulfide in biofuels. In: LENS, P., WESTERMANN, P. et al. (Eds.). *Biofuels for fuel cells: renewable energy from biomass fermentation*. 1. ed. London: IWA Publishing, 2005, 544p.

BAUKAL, C. E. The John Zink Hamworthy Combustion Handbook: Applications. Second Edition: Volume 3 – *Applications*. 2 ed. v.3. p-307-323, 2013.

BELLI FILHO, P.; COSTA, R. H. R.; GONÇALVES, R. F.; CORAUCCI FILHO, B.; LISBOA, H. M. Tratamento de odores em sistemas de esgotos sanitários. In: PROSAB/FINEP/CNPQ (Ed.). *Pós tratamento de efluentes de reatores anaeróbios*. 1. ed. Belo Horizonte: Segrac Editora e Gráfica, 2001a, p. 455-490.

BOHN, H. L. Bioprocessing of organic gases in waste air. In: SYMPOSIUM ON BIOREMEDIATION AND BIOPROCESSING. 205TH NATIONAL MEETING, 1993, Denver. *Anais...* American Chemical Society, 1993, p. 287-289.

- BORGES, E. S. M.; GODINHO, V. M.; BEJAR, D. O.; CHERNICHARO, C. A. L. Tratamento térmico de lodo anaeróbico com utilização do biogás gerado em reatores UASB: avaliação da autossustentabilidade do sistema e do efeito sobre a higienização e a desidratação do lodo. *Eng Sanit Ambient.*, v. 14, n. 3, p. 337-346, 2009.
- BRANDT, E. M. F. *Biofiltração e biopercolação de metano presente em gases residuais gerados em processos anaeróbios*. 2016. 212 f. Tese (Doutorado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2016.
- BRANDT, E. M. F.; DUARTE, F. V.; VIEIRA, J. P. R.; MELO, V. M.; SOUZA, C. L.; ARAÚJO, J. C.; CHERNICHARO, C. A. L. The use of novel packing material for improving methane oxidation in biofilters. *Journal of Environmental Management*, v. 182, p. 412-420, 2016.
- BRANDT, E. M. F.; SOUZA, C. L.; CHERNICHARO, C. A. L. Alternativas para o controle de odores e corrosão em sistemas de coleta e tratamento de esgoto. *Engenharia Sanitária e Ambiental*, v. 22, n.4, p.611-623, 2017.
- BRASIL. *Guia técnico de aproveitamento energético de biogás em estações de tratamento de esgoto*. 2. ed. Brasília, DF: Ministério das Cidades, 2017. 183 p.
- BROWN, N. Project Sustainable Energy. 2006. 159 p. Tese (Mestrado em Engenharia) – Department of Energy Technology, Royal Institute of Technology, Estocolmo, 2006.
- CABRAL, C. B. G. Avaliação da produção de biogás para fins energéticos em reatores anaeróbios tratando esgoto sanitário. 2016. 139 f. (Dissertação em Engenharia Ambiental) – Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, 2016.
- CABRAL, C. B. G.; PLATZER, C. J.; ROSENFELDT, S.; HOFFMANN, H.; CHERNICHARO, C. A. L. Caracterização do Biogás gerado no Tratamento de Efluentes Domésticos em Reatores UASB no Brasil. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 28. Rio de Janeiro, 2015. *Anais do 28º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*. Rio de Janeiro: ABES, 2015, p. 1-10.
- CHAIPRAPAT, S.; MARDTHING, R.; KANTACHOTE, D.; KARNCHANAWONG, S. Removal of hydrogen sulfide by complete aerobic oxidation in acidic biofiltration. *Process Biochemistry*, v. 46, n. 1, p. 344-352, 2011.

CHERNICHARO, C. A.; STUETZ, R. M. Energy Recovery from Biogas in Anaerobic Wastewater Treatment Plants. In: CHERNICHARO, C. A. (Ed.). *Limitações e Possíveis Melhorias Futuras no Projeto, na Construção e na Operação de Reatores UASB Tratando Esgotos Domésticos*. 1. ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da UFMG, 2008.

CHERNICHARO, C. A. L.; STUETZ, R. M.; SOUZA, C. L.; MELO, G. C. B. Alternativas para o controle de emissões odorantes em reatores anaeróbios tratando esgoto doméstico. *Engenharia Sanitária e Ambiental*, v. 15, n. 3, p. 229-236, 2010.

CHERNICHARO, C. A. L.; STUETZ, R. M.; SOUZA, C. L.; MELO, G. C. B. Contribuição para o projeto de biofiltros aplicados ao tratamento de emissões odorantes provenientes de reatores anaeróbios. *Revista DAE*, v. 186, p. 56-62, 2011.

CHERNICHARO, C. A. L.; BRANDT, E. M. F.; BRESSANI-RIBEIRO, T.; MELO, V. R.; BIANCHETTI, F. J.; MOTA FILHO, C. R.; MCADAM, E. Development of a tool for improving the management of gaseous emissions in UASB-based sewage treatment plants. In: 7TH IWA CONFERENCE ON ODOURS AND AIR EMISSIONS, 7., Varsóvia, 2017.

CHERNICHARO, C. A. L.; STUETZ, R. M. Improving the design and operation of UASB reactors for treating domestic wastewater: Management of gaseous emissions. TALLER Y SIMPOSIO DIGESTIÓN ANAEROBIA, 9. *Anais eletrônicos... Ilha de Páscoa*, 2008.

CHO, K.-S.; HIRAI, M.; SHODA, M. Enhanced removal efficiency of malodorous gases in a pilot-scale peat biofilter inoculated with *Thiobacillus thioparus* DW44. *Journal of Fermentation and Bioengineering*, v. 73, n. 1, p. 46-50, 1992.

CHO, K.-S.; RYU, H. W.; LEE, N. Y. Biological deodorization of hydrogen sulfide using porous lava as a carrier of *Thiobacillus thiooxidans*. *Journal of Bioscience and Bioengineering*, v. 90, n. 1, p. 25-31, 2000.

CHUNG, Y.-C.; HUANG, C.; TSENG, C.-P.; RUSHING PAN, J. Biotreatment of H₂S- and NH₃-containing waste gases by co-immobilized cells biofilter. *Chemosphere*, v. 41, n. 3, p. 329-336, 2000.

CORSI R. L.; CHANG D. P. Y.; SCHOEDER E. D. A modelling approach for VOC emissions from sewers. *Water Environment Resource*, v. 64, p. 734-741, 1992.

COX, H. H.; DESHUSSES, M. A. Co-treatment of H₂S and toluene in a biotrickling filter. *Chemical Engineering Journal*, v. 87, n. 1, p. 101-110, 2002.

DAVID A. C. *Secagem térmica de lodos de esgoto*. 2002. 163 f. Determinação da umidade de equilíbrio. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

DE HEYDER, B.; THOEYE, C. A. Conscious scheme for remediation of odour nuisance at sewage treatment plants. *Water Science and Technology*, v. 41, n.6, p. 9-16, 2000.

DEVINNY, J. S.; DESHUSSES, M. A.; WEBSTER, T. S. *Biofiltration for air pollution control*. Boca Raton, CRC press, 1998.

DESHUSSES, M. A.; COX, H. H. J.; SCHROEDER, E. D.; CONVERSE, B. M. *Controlling odor and VOCs with bioreactors, Final Report WERF Project 98-CTS-4*. 1. ed. Alexandria: Water Environment Research Foundation, 2001.

DOS SANTOS, A. B. Notas de aula da disciplina de Digestão Anaeróbia no Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil/Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Ceará, 2018.

DWA – Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall. *Guia técnico DWA-M 363 Origem, Tratamento e Utilização do Biogás*, 2010.

ELIAS, A.; BARONA, A.; ARREGUY, A.; RIOS, J.; ARANGUIZ, I.; PEÑAS, J. Evaluation of a packing material for the biodegradation of H₂S and product analysis. *Process Biochemistry*, v. 37, n. 8, p. 813-820, 2002.

ESTRADA, J. M.; KRAAKMAN, N. J. R.; LEBRERO, R.; MUÑOZ, R. A sensitivity analysis of process design parameters, commodity prices and robustness on the economics of odour abatement technologies. *Biotechnology Advances*, v. 30, n. 6, p. 1354-1363, 2012.

EUROPEAN COMMISSION. Environmental pressure indicators for the EU, Eurostat, Data 1985-98. . Luxemburgo: Office for official publications of the European Communities, 2001.

FERREIRA, R. A. R.; NISHIYAMA, L. Uma revisão sobre a disposição controlada de lodo de esgoto no solo. In: SIMPÓSIO REGIONAL DE GEOGRAFIA, 2: Perspectivas para o cerrado no século XXI, Uberlândia, 2003.

FOKAL. Queimadores de biogás. Disponível em: < http://fokal.com.br/_produtos/biogas.php>. Acesso em: 10 de jul. de 2018.

FULFORD, D. Biogas Stove Design. A short course used in MSc Course on “Renewable Energy and the Environment” at the University of Reading, UK for an Advanced Biomass Module. Kingdom Bioenergy Ltd Originally, 1996.

GABRIEL, D.; DESHUSSES, M. A. Retrofitting existing chemical scrubbers to biotrickling filters for H₂S emission control. *Proceedings of the National Academy of Sciences*, v. 100, n. 11, p. 6308-6312, 2003.

GIRARD, M.; RAMIREZ, A. A.; BUELNA, G.; HEITZ, M. Biofiltration of methane at low concentrations representative of the piggery industry—influence of the methane and nitrogen concentrations. *Chemical Engineering Journal*, v. 168, n. 1, p. 151-158, 2011.

GONÇALVES, R. F.; LUDUVICE, M.; VON SPERLING, M. Remoção da umidade de lodo de esgotos. In: *Princípios do tratamento biológico de águas residuárias*. Belo Horizonte: FCO, 2001, p. 159-25700. (Lodo de esgotos: tratamento e disposição final, v.6.)

GLÓRIA, R. M.; MOTTA, T. M.; SILVA, P. V. O.; COSTA, P.; SOUZA, C. L.; CHERNICHARO, C. A. L. Stripping and dissipation techniques for the removal of dissolved gases from anaerobic effluents. In: LATIN AMERICAN WORKSHOP AND SYMPOSIUM ON ANAEROBIC DIGESTION, 11., Havana, 2014. IWA, 2014, p. 11p

GLÓRIA, R. M.; MOTTA, T. M.; SILVA, P. V. O.; COSTA, P.; BRANDT, E. M. F.; SOUZA, C. L.; CHERNICHARO, C. A. L. Stripping and dissipation techniques for the removal of dissolved gases from anaerobic effluents. *Brazilian Journal of Chemical Engineering*, v. 33, n. 3, p. 713-721, 2016.

GOMEZ-CUERVO, S.; HERNANDEZ, J.; OMIL, F. Identifying the limitations of conventional biofiltration of diffuse methane emissions at long-term operation. *Environ Technol*, v. 37, n. 15, p. 1947-1958, 2016.

HARTIKAINEN, T.; MARTIKAINEN, P. J.; OLKKONEN, M.; RUUSKANEN, J. Peat biofilters in long-term experiments for removing odorous sulphur compounds. *Water, air, and soil pollution*, v. 133, n. 1-4, p. 335-348, 2002.

HE, R.; XIA, F.-F.; WANG, J.; PAN, C.-L.; FANG, C.-R. Characterization of adsorption removal of hydrogen sulfide by waste biocover soil, an alternative landfill cover. *Journal of hazardous materials*, v. 186, n. 1, p. 773-778, 2011.

HOME BIOGAS. Disponível em: <<https://homebiogas.com>>. Acesso em: 01 mar. 2018.

HUETE, A.; COBOS-VASCONCELOS, D.; GÓMEZ-BORRAZ, T.; MORGAN-SAGASTUME, J. M.; NOYOLA, A. Control of dissolved CH₄ in a municipal UASB reactor effluent by means of a desorption – Biofiltration arrangement. *Journal of Environmental Management*, no prelo, 2017.

IEA – INTERNATIONAL ENERGY AGENCY. *Bioenergy Annual Report*, 2000.

IEA – INTERNATIONAL ENERGY AGENCY. *Bioenergy Annual Report*, 2013.

IPCC. Working group II to the Fourth Assessment Report. In: ADGER, W. N.; KAJFEŽ-BOGATAJ, L. et al. (Eds.). *Climate Change 2007: Impacts, Adaptation and Vulnerability*. 1 ed. Cambridge, UK: Cambridge University Press, 2007. p. 717-743.

IRANPOUR, R.; COX, H. H.; DESHUSSES, M. A.; SCHROEDER, E. D. Literature review of air pollution control biofilters and biotrickling filters for odor and volatile organic compound removal. *Environmental Progress*, v. 24, n. 3, p. 254-267, 2005.

JIANG, X.; YAN, R.; TAY, J. H. Simultaneous autotrophic biodegradation of H₂S and NH₃ in a biotrickling filter. *Chemosphere*, v. 75, n. 10, p. 1350-1355, 2009.

JOB BAGY, A.; SZANTO, I.; VARGA, G. I.; SIMON, J. Sewer system odour control in the Lake Balaton area. *Water Science and Technology*, v. 30, n. 1, p. 195-204, 1994.

KENNES, C.; VEIGA, M. C. *Bioreactors for waste gas treatment*. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers, 2001. 312 p.

KENNES, C.; VEIGA, M. C. Inert filter media for the biofiltration of waste gases—characteristics and biomass control. *Reviews in Environmental Science and Biotechnology*, v. 1, n. 3, p. 201-214, 2002.

KIM, H.; KIM, Y. J.; CHUNG, J. S.; XIE, Q. Long-term operation of a biofilter for simultaneous removal of H₂S and NH₃. *Journal of the Air & Waste Management Association*, v. 52, n. 12, p. 1389-1398, 2002.

KIM, T. G.; LEE, E.-H.; CHO, K.-S. Effects of nonmethane volatile organic compounds on microbial community of methanotrophic biofilter. *Applied Microbiology and Biotechnology*, v. 97, n. 14, p. 6549-6559, 2013.

KIM, T. G.; JEONG, S.-Y.; CHO, K.-S. Functional rigidity of a methane biofilter during the temporal microbial succession. *Applied Microbiology and Biotechnology*, v. 98, n. 7, p. 3275-3286, 2014.

KOHL, A.; NIELSEN, R. *Gas Purification*. 5. ed. Houston: Gulf Publishing Company, 1997. 1395 p.

KRAYZELOVA, L.; BARTACEK, J.; DIÁZ, I.; JEISON, D.; VOLCKE, E. I. P.; JENICEK, P. Microaeration for hydrogen sulfide removal during anaerobic treatment: a review. *Rev Environ Sci Biotechnol*, v. 14, p. 703-725, 2015.

KURCHANIA, A. K.; PANWAR, N. L.; PAGAR, S. D. Design and performance evaluation of biogas stove for community cooking application. *International Journal of Sustainable Energy*, v. 29, n. 2, p. 116-123, 2010.

KURCHANIA A. K.; PANWAR, N. L., SAVITA, D. P. Development of domestic biogas stove. *Biomass Conv. Bioref.*, v. 1, p. 99-103, 2011.

LEBEAU, A.; D., M. Control of hydrogen sulfide gas from a wastewater lift station using biofiltration. In: ODOR AND VOLATILE ORGANIC COMPOUND EMISSION CONTROL FOR MUNICIPAL AND INDUSTRIAL WASTEWATER TREATMENT FACILITIES, 1994, Alexandria. Water Environment Federation, 1994, p. 6-49/46-60.

LEBRERO, R.; BOUCHY, L.; STUETZ, R.; MUNOZ, R. Odor assessment and management in wastewater treatment plants: a review. *Critical Reviews in Environmental Science and Technology*, v. 41, n. 10, p. 915-950, 2011.

LEE, E. Y.; CHO, K.-S.; RYU, H. W. Simultaneous removal of H₂S and NH₃ in biofilter inoculated with *Acidithiobacillus thiooxidans* TAS. *Journal of Bioscience and Bioengineering*, v. 99, n. 6, p. 611-615, 2005.

LEE, E. Y.; LEE, N. Y.; CHO, K.-S.; RYU, H. W. Removal of hydrogen sulfide by sulfate-resistant *Acidithiobacillus thiooxidans* AZ11. *Journal of Bioscience and Bioengineering*, v. 101, n. 4, p. 309-314, 2006.

LIMBRI, H.; GUNAWAN, C.; ROSCHE, B.; SCOTT, J. Challenges to developing methane biofiltration for coal mine ventilation air: a review. *Water, Air, & Soil Pollution*, v. 224, n. 6, p. 1-15, 2013.

LOBATO, L. C. S.; CHERNICHARO, C. A.; SOUZA, C. L. Estimates of methane loss and energy recovery potential in anaerobic reactors treating domestic wastewater. *Water Sci Technol*, v. 66, n. 12, p. 2745-2753, 2012.

LOBATO, L. C. S. *Aproveitamento energético de biogás gerado em reatores UASB tratando esgoto doméstico*. 2011. 184 f. Tese (Doutorado em Saneamento, Meio

Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2011.

LUO, G.; WANG, W.; ANGELIDAKI, I. A new degassing membrane coupled up-flow anaerobic sludge blanket (UASB) reactor to achieve in-situ biogas upgrading and recovery of dissolved CH_4 from the anaerobic effluent. *Applied Energy*, v. 132, p. 536-542, 2014.

MACINTYRE, A. J. *Ventilação Industrial e Controle da Poluição*. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., 1990. 403 p.

MATOS, J. S.; AIRES, C. M. Mathematical modeling of sulphides and hydrogen sulphide gas build-up in the cosas do estoril sewerage system. *Water Science and Technology*, v. 31, n. 7, p. 255-261, 1995.

MELSE, R. W.; VAN DER WERF, A. W. Biofiltration for mitigation of methane emission from animal husbandry. *Environmental science & technology*, v. 39, n. 14, p. 5460-5468, 2005.

METCALF, L.; EDDY, H. P. *Wastewater engineering: treatment, disposal, reuse*. 5 ed. New York: McGraw-Hill, 2016. 1980 p.

MORAN, M. J.; SHAPIRO, H. N. *Princípios da Termodinâmica para Engenharia*. 4. ed. Rio de Janeiro: Editora LTC, 2002.

CRITTENDEN, J.C.; TRUSSELL, R. R.; HAND, D. W.; HOWE, K. J.; TCHOBANOGLOUS, G. *WATER TREATMENT: Principles and design*. MWH Global. 2. ed. New Jersey: John Wiley & Sons, 2005. 1948p.

MORALES, M.; HERNÁNDEZ, S.; CORNABÉ, T.; REVAH, S.; AURIA, R. Effect of Drying on Biofilter Performance: Modelling and Experimental Approach. *Environmental science & technology*, v. 37, n. 5, 2003, p. 985-992.

NELTING, K.; CAICEDO, C.; WEICHHGREBE, D.; ROSENWINKEL, K.-H. Influence of UASB reactor configuration and operation conditions on the dissolved methane quantities in the effluent. In: IWA AD14 WORLD CONGRESS ON ANAEROBIC DIGESTION, 2015, Vina del Mar. *Anais*. International Water Association, 2015.

NIKIEMA, J.; BRZEZINSKI, R.; HEITZ, M. Elimination of methane generated from landfills by biofiltration: a review. *Reviews in Environmental Science and Bio/Technology*, v. 6, n. 4, p. 261-284, 2007.

NIKIEMA, J.; PAYRE, G.; HEITZ, M. A mathematical steady state model for methane bioelimination in a closed biofilter. *Chemical Engineering Journal*, v. 150, n. 2, p. 418-425, 2009a.

NIKIEMA, J.; GIRARD, M.; BRZEZINSKI, R.; HEITZ, M. Biofiltration of methane using an inorganic filter bed: Influence of inlet load and nitrogen concentration. *Canadian Journal of Civil Engineering*, v. 36, n. 12, p. 1903-1910, 2009b.

NIKIEMA, J.; HEITZ, M. The influence of the gas flow rate during methane biofiltration on an inorganic packing material. *The Canadian Journal of Chemical Engineering*, v. 87, n. 1, p. 136-142, 2009.

NOYOLA, A.; MORGAN-SAGASTUME, J. M.; LOPEZ-HERNANDEZ, J. E. Treatment of biogas produced in anaerobic reactors for domestic wastewater: odor control and energy/resource recovery. *Reviews in Environmental Science and Bio/Technology*, v. 5, n. 1, p. 93-114, 2006.

BRASIL. Ministério do Trabalho e Emprego. *Norma Reguladora NR-15 - Atividades e Operações Insalubres*. Brasília, DF, 2009.

OYARZÚN, P.; ARANCIBIA, F.; CANALES, C.; AROCA, G. E. Biofiltration of high concentration of hydrogen sulphide using *Thiobacillus thioparus*. *Process Biochemistry*, v. 39, n. 2, p. 165-170, 2003.

PAGLIUSO, J. D.; PASSIG, F. H.; VILLELA, L. C. H. Odour treatment and energy recovery in anaerobic sewage treatment plants. In: OFICINA E SIMPÓSIO LATINO-AMERICANO DE DIGESTÃO ANAERÓBIA, México, 2002. *Anais... IWA/FEMISCA*, 2002, p. 532-539.

PANTOJA FILHO, J. L. R.; SADER, L. T.; DAMIANOVIC, M. H. R. Z.; FORESTI, E.; SILVA, E. L. Performance evaluation of packing materials in the removal of hydrogen sulphide in gas-phase biofilters: Polyurethane foam, sugarcane bagasse, and coconut fibre. *Chemical Engineering Journal*, v. 158, n. 3, p. 441-450, 2010.

PAWŁOWSKA, M.; ROŻEJ, A.; STĘPNIEWSKI, W. The effect of bed properties on methane removal in an aerated biofilter – Model studies. *Waste Management*, v. 31, n. 5, p. 903-913, 2011.

POSSETTI, G. R. C.; JASINSKI, V. P.; ANDREOLI, C. V.; BITTENCOURT, S.; CARNEIRO, C. Sistema térmico de higienização de lodo de esgoto movido a biogás

para ETes de médio e pequeno porte. In: SIMPÓSIO LUSO-BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 15., 2012.

POSSETTI, G. R. C.; JASINSKI, V. P.; MESQUITA, N. C.; KRIGUEL, K.; CARNEIRO, C. Medições em tempo real do biogás produzido em reatores UASB alimentados com esgoto doméstico. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 27, 2013.

RAMÍREZ, M.; GÓMEZ, J. M.; AROCA, G.; CANTERO, D. Removal of hydrogen sulfide by immobilized *Thiobacillus thioparus* in a biotrickling filter packed with polyurethane foam. *Bioresource Technology*, v. 100, n. 21, p. 4989-4995, 2009.

RIETOW, J. C. Classificação de atmosferas explosivas em estações de tratamento de esgotos domésticos. Especialização em segurança do trabalho. Pontifícia Universidade Católica do Paraná (PUCPR). Curitiba-PR, Brasil, 2016.

RIETOW, J. C.; ALVES, A. B. B.; WAGNER, L. G.; SILVA, F. O. M.; POSSETTI, G. R. C. Utilização de tanques de higienização seguidos de leitos de secagem de lodo em estações de tratamento de esgoto de médio e pequeno porte com produção de biogás. In: XXXVI Congresso Interamericano de Engenharia Sanitária e Ambiental, Guayaquil-Ecuador. 2018. Anais... Guayaquil, AIDIS: 2018.

ROCHA-RIOS, J.; BORDEL, S.; HERNÁNDEZ, S.; REVAH, S. Methane degradation in two-phase partition bioreactors. *Chemical Engineering Journal*, v. 152, n. 1, p. 289-292, 2009.

ROCHA, A. P. *Desempenho de filtro biológico na depuração e desodorização de emissões de sulfeto de hidrogênio*. 2007. 119 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

ROSA, A. P. *Aproveitamento de biogás e lodo excedente de reatores UASB como fonte de energia renovável em estações de tratamento de esgoto*. 2013. 152 f. Tese (Doutorado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2013.

SANTOS, T. M. B.; DE LUCAS JÚNIOR, J.; DA SILVA, F. M. Avaliação do desempenho de um aquecedor para aves adaptado para utilizar biogás como combustível. *Eng. Agríc.*, Jaboticabal, v. 27, n. 3, p. 658-664, 2007.

SASSE, L.; KELLNER, C.; KIMARO, A. *Improved biogas unit for developing countries*. Legenrich: Editora GTZ, 1991. 98 p.

SEGHEZZO, L. *Anaerobic treatment of domestic wastewater in subtropical regions*. 1. ed. Wageningen: Wageningen Universiteit, 2004.

SERCU, B.; NUNEZ, D.; VAN LANGENHOVE, H.; AROCA, G.; VERSTRAETE, W. Operational and microbiological aspects of a bioaugmented two-stage biotrickling filter removing hydrogen sulfide and dimethyl sulfide. *Biotechnology and Bioengineering*, v. 90, n. 2, p. 259-269, 2005.

SILVA, T. C. F. *Utilização de biogás de estações de tratamento de esgoto para fins energéticos*. 2015. 152 f. Dissertação (Mestrado em energia) – Instituto de Energia e Ambiente, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2015.

SILVA, M. B.; LECHI, R. A. L.; SILVA, H. P. M.; GONÇALVES, R. F. Comparação do desempenho de diferentes filtros biológicos na remoção de H₂S do ar em estações de tratamento de esgoto sanitário. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 24., Belo Horizonte, 2007. ABES, 2007.

SILVA, T. C. F. ; POSSETTI, G.R.C. ; COELHO, S. T. Avaliação do Potencial de Produção de Energia a partir do Biogás Gerado no Tratamento de Esgotos Domésticos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE PLANEJAMENTO ENERGÉTICO, 9., Florianópolis, 2014.

SILVA, T. C. F.; POSSETI, G. R. C. Influência de eventos de chuva na produção de biogás de reatores anaeróbios alimentados com esgoto doméstico. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 28., Rio de Janeiro, 2015.

SILVA, F. M.; DE LUCAS JUNIOR, J.; BENINCASA, M.; DE OLIVEIRA, E. Desempenho de um aquecedor de água a biogás. *Eng. Agríc.*, Jaboticabal, v. 25 n. 3, p. 608-614, 2005.

SOUZA, C. L. *Estudo das rotas de formação, transporte e consumo dos gases metano e sulfeto de hidrogênio resultantes do tratamento de esgoto doméstico em reatores UASB*. 2010. 127 f. Tese (Doutorado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2010.

SOUZA, C. L.; CHERNICHARO, C. A. L.; MELO, G. C. B. Methane and hydrogen sulfide emissions in UASB reactors treating domestic wastewater. In: CONGRESSO ON ANAEROBIC DIGESTION, 12., 2010, México. *Anais... IWA*, 2010.

SOUZA, C. L.; CHERNICHARO, C. A.; AQUINO, S. F. Quantification of dissolved methane in UASB reactors treating domestic wastewater under different operating conditions. *Water Sci Technol*, v. 64, n. 11, p. 2259-2264, 2011.

SOUZA, C. L.; CHERNICHARO, C. A. L. Methane losses in UASB reactors treating domestic wastewater: mass balance and possible improvements. In: 10th SPECIALIZED CONFERENCE ON SMALL WATER AND WASTEWATER SYSTEMS & 4TH CONFERENCE ON DECENTRALIZED WATER AND WASTEWATER INTERNATIONAL NETWORK & 3TH SPECIALIZED CONFERENCE ON RESOURCES ORIENTED, Veneza, 2011. IWA, 2011, p. 8.

SOUZA, C.; CHERNICHARO, C.; MELO, G. Methane and hydrogen sulfide emissions in UASB reactors treating domestic wastewater. *Water Science & Technology*, v. 65, n. 7, p. 1229-1237, 2012.

STUETZ, R. M.; FRECHEN, F. B. *Odours in Wastewater Treatment: measurement, modelling and control*. 1. ed. London: IWA Publishing, 2001. 456 p.

TANG, K.; BASKARAN, V.; NEMATI, M. Bacteria of the sulphur cycle: An overview of microbiology, biokinetics and their role in petroleum and mining industries. *Biochemical Engineering Journal*, v. 44, n. 1, p. 73-94, 2009.

EPA – ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. *EPA Design Manual for Odor and Corrosion Control in Sanitary Sewerage Systems and Treatment Plants*. EPA/625/1-85/018. Washington: U.S. Environmental Protection Agency, 1985.

EPA – ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. *Adapting Boilers to Utilize Landfill Gas: An Environmentally and Economically Beneficial Opportunity*. Washington: U.S. Environmental Protection Agency, 2008. Disponível em: <<https://www.epa.gov/sites/production/files/2016-07/documents/boilers.pdf>>. Acesso em: 01 mar. 2018.

VAITH, K.; HEYDORN, J. Comparison of biofilter performance for hydrogen sulfide, methyl mercaptan, carbon disulfide, and dimethyl disulfide removal. In: CONTROL ODORS VOLATILE ORGANIC CHEMICALS EMISSIONS CONFERENCE, Alexandria, 1997. Water Environment Federation, 1997, p. 9-1/9-12.

VALENTE, V. B. *Análise de viabilidade econômica e escala mínima de uso do biogás de reatores anaeróbios em estações de tratamento de esgoto no Brasil*. 2015. 182 f. Dissertação (Mestrado em Planejamento Energético) – COPPE – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2015.

VAN LANGENHOVE, H.; WUYTS, E.; SCHAMP, N. Elimination of hydrogen sulphide from odorous air by a wood bark biofilter. *Water Research*, v. 20, n. 12, p. 1471-1476, 1986.

VAN HAANDEL, A.C., LETTINGA, G. *Tratamento anaeróbio de esgotos*. Um manual para países de clima quente. Campina Grande: Epgraf, 1994.

VEILLETTE, M.; GIRARD, M.; VIENS, P.; BRZEZINSKI, R.; HEITZ, M. Function and limits of biofilters for the removal of methane in exhaust gases from the pig industry. *Applied Microbiology and Biotechnology*, v. 94, n. 3, p. 601-611, 2012.

WAGNER, L.G.; POSSETTI, G.R.C; CARNEIRO, C. URBANETZ JUNIOR, J. Sistema térmico de higienização e secagem de lodo de esgoto movido a energia solar e biogás. In: CONGRESSO SOBRE GERAÇÃO DISTRIBUÍDA E ENERGIA NO MEIO RURAL – AGRENER GD, 10., São Paulo, 2015.

WANI, A. H.; LAU, A. K.; BRANION, R. M. Biofiltration control of pulping odors–hydrogen sulfide: performance, macrokinetics and coexistence effects of organo-sulfur species. *Journal of Chemical Technology and Biotechnology*, v. 74, n. 1, p. 9-16, 1999.

WEF – WATER ENVIRONMENT FEDERATION. *Odor control in wastewater treatment plants*. Alexandria: Water Environment Federation, 1995. 282 p.

WEF – WATER ENVIRONMENT FEDERATION. *Control of odors and emissions from wastewater treatment plants*. Manual of Practice 25. 1. ed. Alexandria: Water Environment Federation, 2004. 566 p.

WEISZ, N., KEPP, U., NORLI, M., PANTER, K., SOLHEIM, O. E., Sludge disintegration with thermal hydrolysis - Cases from Norway, Denmark, and United Kingdom, In: WORLD WATER CONGRESS OF THE INTERNATIONAL WATER ASSOCIATION, Paris, 2000. *Conference Preprint*. IWA, 2000, Book 4, p. 288-295.

YANG, Y.; ALLEN, E. R. Biofiltration control of hydrogen sulfide 1. Design and operational parameters. *Air & waste*, v. 44, n. 7, p. 863-868, 1994.

ZHANG, L.-H.; MENG, X.-L.; WANG, Y.; LIU, L.-D. Performance of biotrickling filters for hydrogen sulfide removal under starvation and shock loads conditions. *Journal of Zhejiang University Science B*, v. 10, n. 8, p. 595-601, 2009.

Capítulo



Aspectos legais e normativos sobre o gerenciamento de água, lodo e emissões gasosas em sistemas descentralizados de coleta e tratamento de esgotos

Marco Antonio Almeida de Souza, André Bezerra dos Santos, Delmira Beatriz Wolff, Marcio Gomes Barboza, Naassom Wagner Sales Morais e Simone Bittencourt

8.1 ASPECTOS LEGAIS E NORMATIVOS SOBRE O GERENCIAMENTO DA ÁGUA

8.1.1 Considerações gerais

O primeiro ponto a se notar é que a Resolução do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA) nº 5, de 15 de junho de 1988 (BRASIL, 1988a), que dispõe sobre o licenciamento ambiental de obras de saneamento, torna obrigatório o licenciamento de obras de construção de Sistemas de Esgotos Sanitários, inclusive as Estações de Tratamento de Esgotos (ETE), para as quais seja possível identificar modificações ambientais significativas, entendendo por isso as obras que por seu porte, natureza e peculiaridade sejam assim consideradas pelo órgão licenciador. Por essa Resolução, pode-se concluir que as instalações e obras de sistemas descentralizados de esgotos que sejam de pequeno porte, como é o caso das instalações unifamiliares, não sofreriam a exigência de licenciamento ambiental.

Também se deve reportar à Resolução CONAMA nº 377, de 9 de outubro de 2006, que dispõe sobre licenciamento ambiental simplificado de Sistemas de Esgotamento Sanitário (BRASIL, 2006a). De acordo com essa Resolução, ficam sujeitas a procedimentos simplificados de licenciamento ambiental as unidades de transporte e de tratamento de esgoto sanitário, separada ou conjuntamente, de pequeno e médio porte, à exceção de empreendimentos situados em áreas declaradas pelo órgão ambiental competente como ambientalmente sensíveis.

No mister de discutir e apresentar alguns dos aspectos ligados à legislação (e também às normas) que envolvem o gerenciamento dos subprodutos líquidos

aquosos (leia-se efluentes tratados) das estações de tratamento descentralizado de esgotos, torna-se necessário considerar o tema separando-o pelos vários destinos ou formas de aproveitamento dessa água, que podem ser:

- lançamento direto em corpo hídrico superficial;
- lançamento direto na rede de águas pluviais (rede de drenagem urbana);
- lançamento ou infiltração no solo; e
- utilização do efluente em qualquer forma de reuso de água.

Quando se estiver diante de um projeto de uma ETE descentralizada, além de considerar essas opções de destinação, deve-se pensar na oportunidade de que mais de uma dessas opções venham a ser selecionadas.

Na sequência, são apresentados os aspectos legais envolvidos em cada uma dessas opções. O leitor, em uma aplicação prática, deverá fazer um exercício de como conciliar esses aspectos, caso mais de uma dessas opções seja tomada em conjunto. O que é normal de se fazer é tomar em cada aspecto ou característica de qualidade da água o padrão que for mais exigente entre todas as opções a serem utilizadas.

8.1.2 Padrões para lançamento em corpos receptores

A opção de lançamento direto em corpos receptores apresenta-se como a menos factível para o caso de empreendimentos habitacionais e tratamento descentralizado, pela grande distância normalmente existente entre o local do tratamento e o corpo hídrico mais próximo. Ainda assim, é importante focar nesse tipo de lançamento e nos seus aspectos legais.

Em nível federal, os padrões para lançamento em corpos receptores são fixados pelo CONAMA, por meio de suas resoluções. Entre estas, destacam-se a Resolução nº 357 de 17 de março de 2005 (BRASIL, 2005a) e a Resolução nº 430, de 13 de maio de 2011 (BRASIL, 2011a), que dispõem sobre as condições e padrões de lançamento de efluentes, fixando valores de concentração de parâmetros orgânicos e inorgânicos a serem obedecidos por qualquer fonte poluidora que lance seus efluentes diretamente em corpos receptores.

Além disso, alguns órgãos ambientais estaduais e municipais possuem legislações próprias sobre esse assunto, tendo como base os padrões estabelecidos pela legislação federal e, eventualmente, firmando padrões mais restritivos.

Os padrões de lançamento de efluentes em corpos hídricos podem ser enten-

didados como uma ferramenta que, juntamente com o padrão de qualidade dos corpos receptores, visa a resguardar a qualidade dos mananciais; eles são comumente determinados pelas características e singularidades dos estados, principalmente devido aos fatores ambientais, como a qualidade dos mananciais, a vazão e a tipologia dos rios, a disponibilidade de água e de áreas, condições climáticas, e aos fatores econômicos, os quais podem influenciar no acesso às tecnologias de tratamento de efluentes.

A Tabela 8.1 apresenta os estados que possuem legislação suplementar sobre lançamento de efluentes em corpos hídricos, correspondendo a 15 das 27 unidades federativas do país. O Distrito Federal e os estados de Mato Grosso, Piauí, Paraíba, Alagoas, Rio Grande do Norte, Sergipe e Pará não apresentam legislações vigentes sobre o tema.

Não se obteve informação sobre a existência ou não de legislação específica sobre esse tema nos estados do Acre, Roraima, Amapá e Tocantins. Logo, 55,5% das unidades federativas possuem legislação própria, 29,6% não possuem e 14,8% muito provavelmente não possuem.

Tabela 8.1 – Estados que possuem legislação sobre lançamento de efluentes

Legislação	Estados	Quantidade
Possuem legislação própria	SP, GO, SC, RJ, ES (Vitória), RO, BA, PE, RS, MA, MG, PR, AM (Manaus), MS, CE.	15
Não possuem legislação própria	MT, PI, PB, AL, RN, SE, PA, DF.	8
Não se obteve informação	AC, RR, AP, TO.	4

Fonte: adaptado de Morais e Dos Santos (2019)

Na Tabela 8.2 elencam-se, em ordem cronológica, as principais legislações brasileiras sobre lançamento de efluentes em corpos hídricos por ano de publicação.

Os estados de São Paulo, Goiás e Santa Catarina ainda possuem legislações vigentes anteriores às Resoluções do CONAMA, porém com mais parâmetros de qualidade do efluente para lançamento e padrões mais restritivos. Contudo, a atualização dessas legislações torna-se importante devido à necessidade de revisão dos padrões e a inclusão de novos padrões e conceitos antes pouco discutidos e analisados. Por exemplo, São Paulo, Santa Catarina e Goiás não adotam limites para DQO, SST e C Term (coliformes termotolerantes), parâmetros verificados na maioria das legislações mais recentes sobre o assunto.

Tabela 8.2 – Principais legislações nacionais sobre lançamento de efluentes em corpos hídricos

Estado/País	Legislação	Ano
SP	Decreto nº 8.468	1976
GO	Decreto nº 1.745	1979
SC	Decreto nº 14.250	1981
AL	Decreto nº 6.200	1985
BRASIL	Resolução CONAMA nº 20	1986
RJ	Deliberação CECA nº 1007: NT FEEMA 202.R10	1986
PB	NT nº 301	1988
ES	Resolução COMDEMA nº 02	1991
RO	Decreto nº 7.903	1997
BA	Resolução CEPRAM nº 2.228	2000
PE	NT nº 2001 e NT nº 2002 da CPRH	2001/2002
BRASIL	Resolução CONAMA nº 357	2005
RS	Resolução CONSEMA nº 355	2017
PE	NT nº 2007 da CPRH	2007
MG	Deliberação Normativa Conjunta COPAM/CERH nº 01	2008
PR	Resolução SEMA nº 21 e Resolução CEMA nº 70	2009
BRASIL	Resolução CONAMA nº 430	2011
AM	Resolução COMDEMA nº 34	2012
MS	Deliberação CECA nº 36	2012
MA	Portaria SEMA nº 79	2013
MT	Resolução CONSEMA nº 55 e Resolução CONSEMA nº 90	2012/2013
CE	Resolução COEMA nº 02	2017

Fonte: Moraes e Dos Santos (2019)

8.1.2.1 Legislação Federal sobre lançamento de efluentes em corpos receptores superficiais

Têm força de lei, nesse caso, as Resoluções do CONAMA, sendo que a esse tema aplicam-se duas resoluções: (1) a Resolução CONAMA nº 357, de 17 de março de 2005 (BRASIL, 2005a), que dispõe sobre a classificação dos corpos de água (somente os superficiais), sobre o seu enquadramento; e (2) a Resolução CONAMA nº 430, de 13 de maio de 2011 (BRASIL, 2011a), que estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes nesses corpos de água. Por sua natureza e concepção, essas duas resoluções complementam-se para formar um padrão de lançamento dual, isto é, que estabelece condições e padrões tanto para o efluente como para o corpo hídrico receptor desse efluente, valendo o que for mais restritivo. O leitor cujo projeto contemplar essa opção de lançamento do efluente tratado é convidado a fazer uma leitura aprofundada dessas duas resoluções.

Torna-se importante também ressaltar que a Resolução CONAMA nº 357/2005 foi alterada por Resoluções posteriores, a Resolução CONAMA nº 370/2006 (BRASIL, 2006b), a Resolução CONAMA nº 397/2008 (Brasil, 2008a), a Resolução CONAMA nº 410/2009 (BRASIL, 2009a) e a Resolução CONAMA nº 430/2011 (BRASIL, 2011a). Além disso, ela foi complementada pela Resolução CONAMA nº 393, de 8 de agosto de 2007 (BRASIL, 2007), que não tem interesse específico aqui, pois dispõe sobre o descarte contínuo de água de processo ou de produção em plataformas marítimas de petróleo e gás natural.

A Resolução CONAMA nº 370/2006 (BRASIL, 2006b) simplesmente prorrogou o prazo para complementação das condições e padrões de lançamentos de efluentes, previsto no Artigo 44 da Resolução CONAMA nº 357/2005, até 18 de março de 2007.

A Resolução CONAMA nº 397/2008 (BRASIL, 2008a) alterou o inciso II do § 4º e a Tabela X do § 5º do art. 34 da Resolução CONAMA nº 357/05 e acrescentou o §6º e o §7º. Basicamente, a Resolução CONAMA nº 397/2008 mudou o padrão de temperatura para o lançamento de efluentes, que passou a ser de 40 °C, sendo que a variação de temperatura do corpo receptor não deverá exceder 3 °C no limite da zona de mistura, desde que isso não comprometa os usos previstos para o corpo d'água, e alterou alguns padrões de contaminantes orgânicos e não orgânicos. Ela trouxe também o seguinte parágrafo: “O parâmetro nitrogênio amoniacal total não será aplicável em sistemas de tratamento de esgotos sanitários”.

A Resolução CONAMA nº 410/2009 (BRASIL, 2009a) apenas alterou o Artigo 44 da Resolução CONAMA nº 357/2005, prorrogando o prazo para complementação das condições e padrões de lançamento de efluentes de 17 de março de 2005 para 3 de abril de 2008.

A Resolução CONAMA nº 430/2011 (BRASIL, 2011a) revogou parcialmente a Resolução CONAMA nº 357/2005, no que se refere às condições e padrões de lançamento para efluentes, tornando-se o diploma legal para disciplinar o tema. A CONAMA nº 430/2011 aborda separadamente as condições e padrões de lançamento de efluentes em geral e dos oriundos de sistemas de tratamento de esgotos sanitários. Antes essa separação não existia, fazendo com que todos os empreendimentos que descartavam seus resíduos líquidos em corpos de água seguissem as mesmas regras. No parágrafo 1º do Artigo 21 da Resolução CONAMA nº 430/2011, que estabelece os padrões de emissão para esgotos sanitários, continuou a constar: “não sendo exigível o padrão de nitrogênio amoniacal

total”. É notória a liberalidade excessiva do Artigo 21 da Resolução CONAMA nº 430/2011, principalmente no caso do valor máximo permissível de DBO (5, 20), fixado em 120 mg/L, sendo que esse limite poderá ser ultrapassado se o sistema de tratamento do efluente proporcionar pelo menos 60% de eficiência de remoção de DBO ou se for comprovado que a descarga do efluente não compromete as metas progressivas de enquadramento do corpo receptor. Deve-se notar, também, que os efluentes de lagoas de estabilização não necessitam respeitar esse limite nas amostras brutas, mas somente em amostras filtradas.

Com especial atenção aos sistemas descentralizados de esgotos, a Resolução CONAMA nº 430/2011 permite a dispensa, pelo órgão ambiental, do automonitoramento para controle dos efluentes para fontes de baixo potencial poluidor, desde que haja fundamentação técnica para isso, bem como da apresentação da Declaração Anual de Carga Poluidora. Caso o sistema de esgotos descentralizado inclua processo de reúso de água que ocasione o aumento da concentração de poluentes pela diminuição de sua vazão, fica permitida a relaxação dos padrões pelo órgão ambiental competente.

Alguns pontos da Resolução CONAMA nº 357/2005 merecem ser mencionados quando se pensa na implantação de sistemas descentralizados de esgotos. O primeiro deles é conhecer como o agente ambiental e os órgãos reguladores locais aplicam essa legislação, quais são os documentos que eles solicitam ao empreendedor e se basta uma simples autorização de uso do recurso hídrico, ou será necessário apresentar um estudo mais profundo, podendo chegar até um estudo de impacto ambiental (EIA/RIMA) e uma solicitação de licenciamento para construção e funcionamento. É interessante notar que alguns órgãos que representam o poder público nessa questão não têm exigência nenhuma para os sistemas de esgotos unifamiliares, ou para aqueles sistemas que atendem pequenas populações e, portanto, descartam pequenas cargas de poluição.

Um segundo ponto a comentar é o caráter dual da Resolução CONAMA nº 357/2005 e suas sucedâneas, que é mantido, ou seja, o lançamento de um esgoto tratado em um corpo hídrico superficial deve respeitar o padrão de lançamento, mas também respeitar que seja mantida a qualidade prescrita para o corpo receptor mediante o seu enquadramento ou não (segundo o Artigo 5º da Resolução CONAMA nº 430/2011). Se ele não foi enquadrado ainda, que é o caso mais comum, o artigo 42 da resolução CONAMA nº 357/2005 estabelece a obrigatoriedade de considerá-lo como de Classe 2, no caso das águas doces (ou de Classe 1, no caso de águas salobras ou salinas).

Um problema adicional de difícil solução é quando o corpo hídrico receptor foi enquadrado como de Classe Especial, situação em que é vedado o lançamento de qualquer efluente e de outros resíduos, mesmo que eficientemente tratados (segundo o Artigo 11 da Resolução CONAMA nº 430/2011). Nesse caso, é necessária uma consulta prévia ao órgão ambiental competente, pois muito provavelmente o empreendimento produtor do esgoto sanitário não poderá receber licença ambiental. Outro caso de grande dificuldade, muito parecido com o anterior, é quando o único corpo receptor possível é um rio intermitente, não havendo maneira de atender às exigências ambientais, e devendo ser ouvido, além do órgão ambiental competente, o órgão gestor de recursos hídricos.

Existem muitas dificuldades para a aplicação das Resoluções CONAMA nº 357/2005 e nº 430/2011 no caso de pequenos empreendimentos e de sistemas descentralizados. Uma delas é a aplicação dos limites de concentrações previstos nessas resoluções, pois não existe nenhuma prescrição sobre que tipo de valores de concentração no efluente tratado devem ser usados para comparação com os padrões. Deve-se notar que o caso normal é que a ETE esteja ainda em fase de projeto, e, portanto, não existem os dados estatísticos de seu comportamento quanto à sua confiabilidade. Mesmo no caso em que a ETE eventualmente exista, questiona-se sobre quais valores devam ser utilizados, se valores médios, se valores medianos, ou se valores médios somados ao desvio-padrão dos resultados.

Outra dificuldade para a aplicação da Resolução CONAMA nº 357/2005 no caso de pequenos empreendimentos e de sistemas descentralizados é quando se pretende provar, por meio de cálculos e modelos matemáticos que envolvem diluição e autodepuração, que o lançamento do efluente tratado não comprometerá a qualidade da água prescrita para o corpo hídrico no local ou na seção de lançamento. Um dado essencial para isso é a “vazão de referência”, que é definida evasivamente na própria Resolução CONAMA nº 357/2005 e objeto de inúmeras críticas. Ou o órgão ambiental fornece, com base nos dados do planejamento da bacia hidrográfica ou arbitrariamente, um valor para ser utilizado no caso, ou se trabalha com o valor mínimo registrado no local de lançamento, que pode não se concretizar no futuro devido a novas outorgas de uso a montante. Deve-se observar que a maioria dos empreendimentos está situada longe da malha principal da bacia hidrográfica e deve lançar os esgotos tratados em um braço de rio distante, possivelmente um córrego com pequena vazão. Uma solução expedita para o problema, mas que pode ser antieconômica, é considerar no projeto uma ETE com uma eficiência tal que produza um efluente tratado

com a mesma qualidade prevista para o corpo receptor, seja este enquadrado ou não.

8.1.2.2 Legislações Estaduais sobre lançamento de efluentes em corpos receptores superficiais

Como discutido anteriormente, alguns estados brasileiros, por meio de legislações suplementares, adotam padrões próprios para o lançamento de efluentes em corpos hídricos. A análise dessas legislações torna-se importante devido à possibilidade de comparação com os padrões estabelecidos em nível federal, bem como pela discussão dos diversos parâmetros, padrões, critérios e abordagens utilizados para a permissão do lançamento direto em corpos hídricos. Um panorama sobre os padrões de lançamento de efluentes adotados pelos estados brasileiros pode ser observado na Tabela 8.3.

Para a DBO (de 5 dias a 20 °C), a maioria dos estados utilizam valores mais restritivos do que o valor preconizado pela Resolução CONAMA nº 430/2011, destacando-se Pernambuco, Rio de Janeiro e Rio Grande do Sul, que são flexíveis em função da grandeza da poluição, isto é, variam de acordo com a vazão ou carga do poluente e não em termos de concentração.

Adotar padrões em termos de concentração é uma inter-relação entre os padrões de lançamento de efluentes e os padrões de qualidade dos corpos hídricos. No entanto, verifica-se que esse mecanismo não promove a diferenciação de pequenos (baixa vazão) e grandes poluidores (alta vazão). Dessa forma, o pequeno poluidor encontra dificuldades de provar sua menor participação na degradação dos mananciais, devendo adequar-se aos mesmos padrões empregados para os grandes poluidores. Esse é o caso dos sistemas descentralizados de esgotos domésticos que, devido a menor vazão efluente, quando comparado com sistemas centralizados, possuem menor contribuição no lançamento de carga poluidora. Dessa forma, como no Brasil não há uma política de gestão descentralizada de tratamento de efluentes, as exigências legais quanto ao cumprimento dos padrões de lançamento em corpos hídricos tornam-se uniformes para qualquer fonte poluidora.

Ressalta-se que a principal tecnologia utilizada para tratamento de esgotos em sistemas descentralizados, em que a disposição do efluente ocorre em corpo hídrico superficial, é a fossa séptica (ou tanque séptico), seguida ou não de uma unidade de tratamento complementar, comumente um filtro anaeróbio. No entanto, esse conjunto de tecnologias anaeróbias dificilmente gera efluentes

com qualidade suficiente para satisfazer padrões de lançamento mais restritivos. No caso em que apenas a fossa ou tanque séptico seja utilizado para o tratamento dos esgotos domésticos, o atendimento aos padrões vigentes torna-se improvável devido à sua baixa eficiência de remoção de poluentes.

Segundo Von Sperling (2014), um sistema composto por fossa ou tanque séptico seguido de filtro anaeróbio gera efluentes domésticos tratados com 40 a 80 mg O₂/L de DBO (de 5 dias a 20 °C). Assim, esse sistema de tratamento deve obter êxito em atender ao padrão de 120 mg O₂/L de DBO estabelecido pela Resolução CONAMA nº 430/2011, mas seria mais difícil cumprir o padrão estabelecido por oito estados brasileiros que adotam 60 mgO₂/L de DBO. Logo, percebe-se a importância de se adotarem exigências legais mais elásticas para os pequenos poluidores, ou uma forma diferente de se exigir o padrão de lançamento, como por meio de carga poluidora e não de concentração máxima permitida.

Assim, a adoção de padrões de lançamento tendo como base a carga poluidora presente nos efluentes pode ser um recurso apropriado para sistemas descentralizados de esgotos, ao facilitar o atendimento aos requisitos ambientais vigentes. Destaca-se que utilizar o critério de carga poluidora para lançamento de efluentes tem fundamento legal nos artigos 7 e 28 da Resolução CONAMA nº 430/2011. No entanto, o critério de carga poluidora é pouco abordado nas legislações estaduais e pouco é exigido pelos órgãos ambientais locais, tornando-se um recurso subutilizado.

Para o parâmetro de DQO, as legislações estaduais empregam valores de concentrações bem distintas, sem apresentar um padrão característico. Além disso, a legislação federal não apresenta um valor-teto a ser cumprido, aumentando a autonomia dos estados e possibilitando que eles adotem padrões que se adequem mais ao seu contexto ambiental e econômico.

Dessa forma, verifica-se que a maioria dos estados adotam padrões de DQO para efluentes sanitários, além de estabelecer concentrações próprias de acordo com a tipologia industrial ou do empreendimento, como no caso do Ceará, Minas Gerais e Paraná. Apenas dois estados adotam padrões de DQO de acordo com a variação da carga poluidora, a saber, Pernambuco e Rio Grande do Sul.

Em relação ao parâmetro de sólidos suspensos totais (SST), há uma diversidade de padrões fixados, possivelmente por não existir uma concentração-limite na legislação federal. Apenas seis estados brasileiros adotam esse parâmetro

para verificação em caso de lançamento de efluentes, sendo comum a concentração limite de 100 mgSST/L.

O município de Manaus, por exemplo, admite uma concentração diária de 100 mgSST/L e uma concentração média mensal de 60 mgSST/L. Essa abordagem é interessante devido a possíveis variações desse parâmetro em sistemas de tratamento de esgotos causadas por fatores externos, como chuvas que podem carrear material particulado para dentro do sistema de tratamento, ou por outros fatores, como falha operacional, produção excessiva de lodo e variação na carga poluidora presente no efluente a ser tratado. Logo, essa flexibilidade em relação à concentração diária e mensal permite uma menor restrição e uma maior facilidade em atender a legislação.

Para os parâmetros de DQO, DBO e SST, alguns estados e a Resolução CONAMA nº 430/2011 firmam padrões de eficiência mínima de remoção em estações de tratamento, visando garantir um mínimo de qualidade ao efluente. No entanto, essa metodologia pode não ser eficaz em casos de tratamento de esgotos com elevada carga poluidora e não assegura a geração de um efluente com concentrações aceitáveis para lançamento em corpos receptores.

O estado da Bahia, por meio da Resolução CEPRAM nº 2.288/2000 (BAHIA, 2000), por exemplo, adota eficiências mínimas de remoção de DBO na faixa de 80 a 95%, de acordo com o perfil socioeconômico de empreendimentos habitacionais. Essa forma de exigir o tratamento dos esgotos, apesar de não assegurar um efluente com características aceitáveis para o lançamento em corpos hídricos, configura um esforço legal para o controle da poluição, mas não contribui de forma eficaz para diminuir os efeitos adversos ocasionados ao meio ambiente pelo lançamento de efluentes com baixa qualidade em mananciais, pois o impacto ambiental ocorrerá independentemente do padrão socioeconômico de um grupo de pessoas, devido à semelhança da composição dos esgotos domésticos.

Logo, o critério de eficiência mínima de remoção poderia ser utilizado conjuntamente com a abordagem de carga poluidora, como adotado nos estados de Pernambuco, Rio de Janeiro e Rio Grande do Sul, visando a um maior controle sobre as cargas lançadas em corpos receptores. No caso de sistemas descentralizados de esgotos, a adoção conjunta desses critérios torna-se um recurso interessante devido a maior facilidade dos pequenos poluidores em comprovar uma menor participação na poluição.

Tabela 8.3 – Inventário de Padrões de Lançamento de Efluentes

Estados	Legislação	Padrões de Lançamento de Efluentes em Corpos Hídricos					Efiiciência de Remoção (%)			
		Concentrações Exigidas nos Efluentes					DQO	DBO	SST	
		DQO (mg O ₂ /L)	DBO (mg O ₂ /L)	SST (mg/L)	N (mg-N/L)	P (mg/L)	C-Term (NMP/100mL)			
AM (Manaus)	Resolução COMDEMA nº 34/2012	100 ⁽¹⁸⁾ 150 ⁽⁵⁾	60 ⁽¹⁸⁾ 90 ⁽⁵⁾	100 ⁽¹⁾ 60 ⁽²⁾	-	-	-	-	75 ⁽¹⁸⁾ 85 ⁽⁵⁾	20 ⁽¹⁸⁾
RO	Decreto nº 7.903/1997	-	-	-	5 ⁽³⁾	-	-	-	-	-
BA	Resolução CEPRAM nº 2.228/2000	-	-	-	-	-	10 ⁶	-	80 - 95 ⁽⁴⁾	70- 90 ⁽⁴⁾
CE	Resolução COEMA nº 02/2017	200 ⁽¹⁸⁾ (20) 600 ⁽²¹⁾	120 ⁽⁵⁾	100 ⁽⁵⁾ (13) (20) 150 ⁽⁶⁾ (21)	5 ⁽³⁾ (18) 20 ⁽³⁾ (7) (18) (21)	-	5000	-	-	20 ⁽¹⁸⁾
MA	Portaria SEMA nº 79/2013	-	-	-	-	-	-	-	90	90
PE	NT 2001/2002/2007 da CPRH	360 (C ≤ 2) (8) (18)	180 (C ≤ 2) (8) (18)	-	-	-	De 10 ⁶ a 10 ⁴ (9)	60 - 90 ⁽¹⁰⁾ (18)	40 (C ≤ 2) (8) (18) 70 (2 < C ≤ 6) 80 (6 < C ≤ 50) 90 (C > 50)	-
GO	Decreto nº 1.745/1979 Regulamento	-	60	-	-	-	-	-	80	-
MS	Deliberação CECA nº 36/2012	-	100 ⁽¹⁸⁾ 120 ⁽⁵⁾	-	20 ⁽³⁾ (11) (18)	-	-	-	90 ⁽¹⁸⁾ 80 ⁽⁵⁾	-
BRASIL	CONAMA nº 430/2011	-	120 ⁽⁵⁾	-	20 ⁽³⁾ (5) (11) (18)	-	-	-	60 ⁽⁵⁾ (18)	-
ES (Vitória)	Resolução COMDEMA nº 02/1991	200	-	100	5 ⁽³⁾	-	-	-	90	-
MG	Deliberação Normati- va Conjunta COPAM/ CERH nº 01/2008	180 250 ⁽¹²⁾	60	100 150 ⁽⁶⁾	5 ⁽³⁾ (11)	-	-	70	(C ≥ 100) (8) 75	-
SP	Decreto nº 8.468/1976	-	60	-	-	-	-	-	80	-

(continua)

Tabela 8.3 – Inventário de Padrões de Lançamento de Efluentes (continuação)

Estados	Legislação	Padrões de Lançamento de Efluentes em Corpos Hídricos						Eficiência de Remoção (%)			
		DQO (mg O ₂ /L)	DBO (mg O ₂ /L)	SST (mg/L)	N (mg-N/L)	P (mg/L)	C Term (NMP/100mL)	DQO	DBO	SST	
RJ	Deliberação CECA nº 86/1007 – NT FEEMA 202. R1986/I0	–	180 (C ≤ 5) ⁽⁸⁾ 100 (5 < C ≤ 25) 65 (25 < C ≤ 80)	5 ⁽³⁾ 10 ⁽¹³⁾ (16)	–	1 ⁽¹³⁾	–	–	30 (C ≤ 5) ⁽⁸⁾ 65 (5 < C ≤ 25) 80 (25 < C ≤ 80)	–	–
PR	Resolução SEMA nº 21/2009 e Resolução CEMA nº 70/2009	225 200 ⁽¹⁰⁾ (14)	90 50 ⁽¹⁴⁾	–	–	–	–	–	–	–	–
SC	Decreto nº 14.250/1981 e Lei nº 14.675/2009	–	60	–	10 ⁽¹³⁾ (16)	4 ⁽¹³⁾ (17)	–	–	80	–	–
RS	Resolução CONSEMA nº 2017/355	330 (Q < 100) ⁽¹⁵⁾ (22)	120 (Q < 100) ⁽²²⁾ 10 (100 ≤ Q < 500) 80 (500 ≤ Q < 1000) 70 (1000 ≤ Q < 3000) 60 (3000 ≤ Q < 7000) 50 (7000 ≤ Q < 10 ⁴) 40 (Q ≥ 10 ⁴)	20 ⁽³⁾	4 (Q < 100) ⁽¹⁵⁾ 3 (100 ≤ Q < 10 ³) 2 (10 ³ ≤ Q < 10 ⁴) 1 (Q ≥ 10 ⁴)	10 ⁵ (Q < 100) ⁽¹⁵⁾ 10 ⁴ (100 ≤ Q < 10 ³) 10 ³ 10 ⁴ 10 ³ (Q ≥ 10 ⁴)	–	–	–	–	–
BRASIL	CONAMA nº 2011/430	150 (Q ≥ 10 ⁴)	120 ⁽⁵⁾	–	20 ⁽³⁾ (5) ⁽¹¹⁾ (18)	–	–	–	60 ⁽⁵⁾ (18)	–	–

Legenda:

1. Valor Máximo Diário.
2. Média Aritmética Mensal.
3. Nitrogênio Amoniacal.
4. Variável de acordo com o padrão socioeconômico do empreendimento imobiliário habitacional.
5. Para efluentes sanitários.
6. Para efluentes de Lagoas de Estabilização.
7. Somente para pH abaixo de 8 (Resolução COEMA nº 02/2017).
8. Variável de acordo com a Carga Orgânica diária bruta (kg/dia).
9. Variável de acordo com classes de enquadramento do corpo d'água receptor.
10. De acordo com o Tipo de Indústria.
11. O padrão para Nitrogênio Amoniacal não é exigível para Sistemas de Tratamento de Esgotos Sanitários e deve atender ao padrão da classe de enquadramento do corpo receptor.
12. Para Indústria Têxtil.
13. Lançamentos em Corpos Hídricos contribuintes de lagoas ou lagoas ou estuários.
14. Para Indústrias de Laticínios.
15. Variável de acordo com a Vazão diária (m^3 /dia).
16. Nitrogênio Total.
17. A legislação prevê eficiência mínima de remoção de 75%.
18. Para efluentes industriais.
19. A legislação prevê eficiência mínima de remoção após desarenação, em casos de lançamento de efluentes por meio de emissário submarino.
20. Para efluentes advindos de lavagem de filtro de ETA.
21. Para lançamento indireto de efluentes (em sistema coletor das operadoras de serviços de esgoto).
22. Exceto efluentes sanitários.

Fonte: adaptado de Moraes e Dos Santos (2019)

Em relação aos nutrientes, o padrão de nitrogênio total é utilizado no Rio de Janeiro, no Rio Grande do Sul e em Santa Catarina, sendo a concentração máxima de 10 mg/L a mais utilizada. O estado do Rio Grande do Sul utiliza a variação da carga poluidora de nitrogênio total como padrão de lançamento, mas também adota a concentração de 20 mg-N/L como valor limite de nitrogênio amoniacal nos efluentes.

Ainda relativamente ao Rio Grande do Sul, a Resolução CONSEMA nº 355/2017 estabelece no seu artigo 17, item II, padrões diferenciados para efluentes sanitários relativos à DBO (de 5 dias a 20 °C), DQO, SST (não demonstrado na Tabela 8.3, mas variando de 140 a 50mg/L para as mesmas faixas de vazão) e coliformes termotolerantes também em função da vazão, sendo que no caso de coliformes pode ser utilizada a concentração máxima ou a eficiência de remoção, também em função da vazão.

Nesse contexto, a legislação federal, a de Minas Gerais e a do Ceará aplicam a concentração limite de 20 mg-N/L de nitrogênio amoniacal. No entanto,

esse parâmetro não é exigível para sistemas de tratamento de esgotos sanitários. Percebe-se que as legislações desses estados e a Resolução CONAMA nº 430/2011 suprimem a responsabilidade das Companhias e Agências de tratamento de esgotos públicos, mas exigem das indústrias e de outros empreendimentos privados o cumprimento do padrão de nitrogênio amoniacal. Essa medida é contraditória em termos de geração de impacto ambiental, pois é notável que os esgotos públicos tratados correspondem a uma elevada parcela da carga poluidora lançada em mananciais, principalmente devido à elevada vazão de descarte.

O nitrogênio amoniacal é utilizado por oito estados, sendo 5 mg-N/L e 20 mg-N/L as concentrações mais representativas, constatando-se que essa característica é mais adotada pelos estados do que o nitrogênio total. Isso pode ser explicado pelo maior efeito nocivo da amônia no meio ambiente, principalmente em sua forma não ionizada (NH_3). Erickson (1985) reporta que embora alguma toxicidade possa ser atribuída à amônia ionizada, a forma não ionizada é reconhecidamente a espécie mais tóxica de amônia. Dessa forma, o controle desse parâmetro torna-se fundamental para a conservação e preservação dos mananciais.

No entanto, conforme observaram Reis (1998) e Reis e Mendonça (1997a; 1997b; 1998; 2009), o limite de 5 mg-N/L para as concentrações de amônia total nos efluentes apresenta-se extremamente rigoroso. Em sistemas descentralizados de tratamento de esgotos domésticos com disposição de efluentes diretamente em corpos hídricos, em que o tratamento comumente é realizado por fossa séptica seguida de filtro anaeróbio, o atendimento a esse padrão torna-se dificilmente atingível, sendo necessário abrandar a restrição ou adotar outros critérios de lançamento, como carga poluidora e eficiência mínima de remoção.

No que se refere ao parâmetro fósforo, ele é utilizado por apenas três estados. O estado do Rio de Janeiro e Santa Catarina estabelecem concentrações máximas para o lançamento de fósforo em corpos hídricos contribuintes de lagoas, lagunas ou estuários. Essa medida visa a evitar a eutrofização de ecossistemas de água doce lênticos e a ação nociva desse poluente sobre a biodiversidade dos estuários. Neste caso, os tratamentos convencionais utilizados em sistemas descentralizados também não são suficientes para gerar efluentes com concentrações dentro dos padrões de fósforo comumente adotados. Contudo, uma possível solução seria a utilização da variação da concentração máxima

permitida de acordo com a variação da vazão de descarte, a exemplo do estado de Rio Grande do Sul, onde a resolução CONSEMA nº 355/2017 também admite uma eficiência de remoção de fósforo de 75%, tanto para esgoto sanitário como para efluentes em geral.

No que concerne ao parâmetro de coliformes termotolerantes, apenas quatro dos dezesseis estados empregam padrões para lançamento. Ressalta-se o padrão adotado por Pernambuco, o qual diversifica a quantidade de coliformes em consonância com a classe de enquadramento do corpo de água receptor. Nota-se que o padrão de 10^6 NMP/100mL, aplicado na Bahia para empreendimentos imobiliários habitacionais, é a concentração mais permissiva dentre os estados que utilizam esse parâmetro.

Em sistemas descentralizados de tratamento de esgotos domésticos, o lançamento direto de efluentes em corpos hídricos pode tornar-se inviável sob o ponto de vista de remoção de microrganismos patogênicos devido a sistemas anaeróbios serem ineficientes na remoção de microrganismos (com no máximo 1 unidade log, ou seja, 90% de eficiência), sendo necessário um pós-tratamento, como filtração e desinfecção.

Uma das formas mais utilizadas para dispor efluentes em sistemas descentralizados é por meio de sistemas anaeróbios combinados com a disposição do efluente no solo que, através de mecanismos físicos (filtração, radiação, sedimentação), químicos (precipitação, adsorção, reações de oxirredução) e biológicos (predação e biodegradação), promovem a remoção dos poluentes. Esse tipo de disposição possui maior eficiência de remoção de microrganismos, reduzindo de 4 a 5 unidades logarítmicas de coliformes termotolerantes, além de possuir maior eficiência de remoção de DBO, DQO, SST, fósforo, nitrogênio total e amoniacal, quando comparado a um sistema de fossa séptica seguida de filtro anaeróbio.

Por meio da análise dos padrões de lançamento estabelecidos pela Resolução CONAMA nº 430/2011 e pelas legislações de quinze estados brasileiros, percebe-se a diversidade na forma de abordagem dos padrões, seja em termos de concentração ou carga poluidora, não se observando uniformidade na adoção dos padrões de lançamento. Para sistemas descentralizados de tratamento de esgotos domésticos, a opção de lançamento direto em corpos hídricos apresenta-se menos vantajosa quando comparada com a disposição no solo devido a questões sanitárias, como a baixa qualidade dos efluentes tratados por siste-

mas anaeróbios tradicionais (a exemplo, fossa séptica ou fossa séptica seguida de filtro anaeróbio), os quais dificilmente atenderiam padrões de lançamento mais restritivos baseados em concentração máxima permitida, e questões logísticas, como a grande distância normalmente existente entre o local do tratamento e o corpo hídrico mais próximo.

Dessa forma, para o atendimento aos padrões vigentes de lançamento direto em corpos hídricos seria necessária, mesmo para pequenos empreendimentos habitacionais e para tratamento descentralizado, a adoção de um sistema de tratamento em nível terciário, como filtração e desinfecção. Além disso, a adoção de padrões de lançamento tendo como base a carga poluidora presente nos efluentes pode ser um recurso apropriado para sistemas descentralizados de esgotos, ao facilitar o atendimento aos requisitos ambientais vigentes e permitir uma maior facilidade do pequeno poluidor em comprovar sua menor participação na degradação dos corpos hídricos.

8.1.3 Padrões para lançamento direto na rede de águas pluviais (rede de drenagem urbana)

Em primeira análise, é preciso registrar que a legislação da maioria dos estados e municípios brasileiros proíbe qualquer lançamento de esgotos (sem especificar se tratados ou não) a galerias de águas pluviais, isso sem especificar também o tipo de sistema de esgotos e de drenagem que é adotado em cada local. Como exemplo, cita-se a Lei nº 13.317/99 do Estado de Minas Gerais, pela qual “é vedado o lançamento de esgoto sanitário em galeria ou rede de águas pluviais” (MINAS GERAIS, 1999). Ou então, a Lei Municipal de Vitória, Espírito Santo, nº 8.805, de 10 de abril de 2015, que vai além e proíbe “o lançamento de esgoto doméstico nos corpos d’água, no solo, na rede de drenagem e no meio ambiente” (VITÓRIA, 2015). Há ainda o caso de Maceió, em que a Lei Municipal nº 4.548/96, em seu art. 113, veda a possibilidade de lançamento de esgoto, mesmo tratado, na rede de águas pluviais (MACEIÓ, 1996). Entretanto, algumas legislações podem ser algo condescendentes, tal como o Decreto do Município de Palmas, Tocantins, nº 747, de 24 de março de 2014, que exara: “É vedado lançamento de esgoto e águas residuais no sistema de drenagem e manejo de águas pluviais urbanas, **salvo expressa autorização legal em sentido contrário**” (grifo nosso) (PALMAS, 2014).

Por isso mesmo, não foram encontrados na literatura padrões para lançamento de esgotos diretamente na rede de águas pluviais (rede de drenagem urba-

na). Mas é fato notório que em muitas cidades onde não há redes de esgotos sanitários (do tipo separador absoluto) o sistema individual de esgotos domésticos, composto ou não por fossa ou tanque séptico seguido de infiltração no solo, acaba descartando os seus efluentes nas ruas e logradouros públicos. Essa é uma constatação do que acontece em cidades que não possuem rede de esgotos sanitários, mesmo naquelas regularmente urbanizadas, onde o solo é relativamente impermeável para permitir a infiltração do esgoto pelos sumidouros e valas de infiltração, ou em que o nível do lençol freático atinge o nível do terreno. Nesses locais, pode-se notar líquidos enegrecidos e malcheirosos vertendo pelas sarjetas nas ruas e, onde há rede de drenagem urbana, escoando pelas bocas de lobo para as galerias de águas pluviais. Essa é uma situação esdrúxula, em que algumas cidades, ou regiões dessas cidades, não possuem nem rede de esgoto, nem rede de drenagem, ou, o pior, possuem redes de drenagem, mas não possuem redes de esgotos sanitários (muito menos custosas do que as primeiras).

Como enfrentar essa dura realidade? Primeiramente, deve-se considerar que os sistemas de esgotos sanitários podem ser unitários ou separadores, esses últimos normalmente, no Brasil, concebidos e projetados para funcionarem como separadores absolutos. Nos sistemas de esgotamento unitários, muito raros no Brasil, esse problema não existe, pois eles são dimensionados e concebidos para receberem águas pluviais e esgotos sanitários.

O problema existe nos sistemas de esgotos concebidos como separadores absolutos, em que cada líquido deve ser mantido em sua respectiva rede (esgotos sanitários nas redes de esgotos e águas pluviais nas redes de drenagem urbana). As normas e regulamentos proíbem que as águas pluviais sejam lançadas nas redes de esgotos e que esgotos sejam lançados nas galerias para águas pluviais.

Mas o que se deve discutir aqui é um outro detalhe: um esgoto de um sistema descentralizado, “devidamente” tratado que, por falta de outra opção, só poderia ser lançado na rede de águas pluviais. Nesse caso, se as exigências locais permitissem esse tipo de lançamento, os padrões de lançamento definiriam o que poderia ser considerado um efluente “devidamente” tratado.

Em termos de proteção da qualidade do recurso hídrico, a qualidade do efluente produzido pela mistura entre as águas pluviais e o efluente do sistema de tratamento de esgotos não poderia afetar a qualidade do corpo receptor no ponto

da bacia hidrográfica onde ele seja descarregado. Valeriam aqui os preceitos exarados pelas Resoluções CONAMA nº 357/2005 e nº 430/2011, atendendo-se o enquadramento do rio no ponto de lançamento. Fica assim claro que a descarga de águas de drenagem jamais poderá ser feita em trecho de rio enquadrado como de classe Especial.

O assunto é bastante polêmico. Por exemplo, em 2012, o CONSEMA – Conselho Estadual de Meio Ambiente do estado do Mato Grosso aprovou uma Resolução que autorizava o lançamento de efluentes tratados oriundos de estação de tratamento de esgoto doméstico em galeria de águas pluviais em Mato Grosso (MATO GROSSO, 2012). Entretanto, o Ministério Público daquele estado entrou com um pedido de revogação da referida solicitação, alegando, entre outras coisas, que “o lançamento de esgoto tratado na rede pluvial é um perigo, pois ninguém sabe hoje como está sendo feito esse tratamento”. Outras alegações foram que os proprietários dos grandes empreendimentos, por sua vez, não querem pagar o custo do emissário até a rede de esgoto, e que as ligações de esgotos na rede de drenagem contribuem para a sua obstrução, extravasamento, emanção de maus odores e proliferação de vetores causadores de doenças. Tanto é que o mesmo CONSEMA, por meio da Resolução nº 90/2013, de 23 de outubro de 2013, revogou a permissão de lançamento em galerias de águas pluviais de efluentes tratados oriundos de estações de esgoto doméstico de condomínios residenciais e comerciais, empreendimentos hoteleiros e unidades hospitalares (MATO GROSSO, 2013).

Entretanto, talvez premido pelas necessidades urgentes de instalação de novos empreendimentos habitacionais, o município de Cuiabá, capital do Mato Grosso, editou o Decreto Municipal nº 5.621, de 4 de novembro de 2014, que aprovou e disciplinou, em caráter excepcional e transitório, o lançamento de esgotos tratados na rede municipal de drenagem urbana (CUIABÁ, 2014). Nesse decreto, o leitor poderá encontrar padrões para lançamento de esgotos tratados na rede de drenagem urbana.

Fica o registro também da Lei Complementar nº 695, de 24/11/2017, do Município de Porto Velho, capital do estado de Rondônia, para a qual “é proibido o lançamento de esgoto **sem prévio tratamento** na rede de águas pluviais” (grifo nosso) (PORTO VELHO, 2017), e “o lançamento de esgotos será permitido em redes de drenagem, desde que previamente tratados e atendidos os padrões de lançamento de efluentes presentes na Resolução COMDEMA nº 04 de 8 setem-

bro de 2016 e suas alterações” (PORTO VELHO, 2016). Ou seja, pode-se constatar que a necessidade e a dura realidade fazem as leis.

Em conclusão, o leitor que se deparar com esse tipo de problema deve levantar a legislação e normas do município em questão e consultar os órgãos locais de regulação e fiscalização antes de conceber o seu sistema de esgotos descentralizado. Mesmo assim, seria aconselhável analisar profundamente se não haveria outra opção viável, mesmo que mais onerosa, antes de adotar a alternativa de lançar o efluente tratado na rede de drenagem urbana.

8.1.4 Padrões para infiltração no solo e preservação de águas subterrâneas

Com certeza este é o caso mais comum de disposição de esgotos tratados em sistemas descentralizados no Brasil, principalmente nas habitações unifamiliares, nas quais o esgoto é comumente tratado em fossas sépticas e infiltrado no solo por meio de sumidouros e valas de infiltração. As normas brasileiras da ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 1993; ABNT, 1997) prescrevem que a parte inferior desses sistemas de tratamento e disposição de esgotos não pode ficar a menos do que 1,5 metro do nível máximo do lençol freático no local, mas essa condição raramente pode ser respeitada na maioria dos casos práticos nos centros e nas periferias das cidades brasileiras. Mesmo mantendo essa distância, não se garante que não ocorrerá contaminação do lençol freático, principalmente por alguns compostos químicos, além de microrganismos patogênicos. Ressalta-se a dificuldade de se manter a estanqueidade perfeita dos tanques sépticos construídos em concreto ou alvenaria, cuja estrutura pode apresentar fissuras ao longo do tempo.

A preocupação é com a conservação da qualidade do solo e das águas subterrâneas. Quando um esgoto, mesmo tratado, é infiltrado no solo (ou no subsolo), existe a possibilidade de contaminação do próprio solo, do lençol freático e das águas subterrâneas em geral. No caso dos compostos mais persistentes no ambiente, a contaminação das águas subterrâneas poderá ainda significar, via contribuição de base, contaminação também das águas superficiais.

Em ambientes urbanos sem sistemas de abastecimento público de água, esse abastecimento é garantido de forma individual em cada lote, geralmente por meio de poços freáticos rasos. Nesse caso, mesmo garantindo a distância horizontal recomendada entre o local da fossa e sumidouro e o local do poço freá-

tico (que normalmente varia nas normas municipais entre 15 e 40 metros), há possibilidade de contaminação da água do poço que serve de abastecimento doméstico e é consumida normalmente sem nenhum tratamento adicional que não uma simples filtração lenta. Em alguns regulamentos, sugere-se que o sistema de tratamento de esgotos fique posicionado a jusante do poço de captação de água (tal como: “coloque a fossa na parte mais baixa do terreno”), mas isso é quase impossível de ser cumprido em um loteamento urbano, com vários lotes contíguos, com várias fossas e poços situados a pequena distância entre eles. Além disso, fica muito difícil calcular e prever a porcentagem de remoção de contaminantes no percurso da água no solo até o poço, cuja qualidade da água deveria obedecer ao padrão de potabilidade brasileiro contido no Anexo XX da Portaria de Consolidação nº 5, de 28 de setembro de 2017, do Ministério da Saúde (BRASIL, 2017a), que substituiu a Portaria nº 2.914, de 12 de dezembro de 2011 (BRASIL, 2011b). Constata-se que essa prática construtiva é muito comum no Brasil, sem comprovação nenhuma de que os padrões de potabilidade serão respeitados. Em verdade, a maioria das pesquisas tem indicado ocorrência de contaminação da água dos poços freáticos rasos mesmo quando são cumpridas as prescrições das normas e regulamentos. Deve-se notar que a Norma Brasileira nº 13.969/1997 (ABNT, 1997) prescreve uma distância mínima entre os sistemas de infiltração de efluentes de tanques sépticos no terreno e os poços de captação de água para consumo humano equivalente a um tempo de percurso da água no subsolo de 3 dias.

O ideal, nesse caso, seria que na construção dos tanques do sistema de tratamento de esgotos selecionado fossem utilizados materiais impermeáveis, como o polipropileno ou a fibra de vidro reforçada. Além disso, idealmente seriam selecionados sistemas de tratamento de esgotos no nível terciário, cujo efluente pudesse se aproximar da qualidade padrão de água potável. Tais procedimentos viabilizariam o aspecto ambiental, mas, desafortunadamente, inviabilizariam técnica e economicamente a solução do problema.

Acerca da manutenção da qualidade do solo, no nível federal, a Resolução CONAMA nº 420 de 28 de dezembro de 2009 (posteriormente alterada pela Resolução CONAMA nº 460 de 30 de dezembro de 2013) estabelece critérios e valores orientadores de qualidade do solo e subsolo, bem como diretrizes para o gerenciamento ambiental das áreas contaminadas (BRASIL, 2009b; BRASIL, 2013a). Essa Resolução estabelece quatro classes de qualidade do solo, as for-

mas de enquadramento dos solos nessas classes e os procedimentos que devem ser adotados para prevenção e controle da qualidade do solo em cada classe. Na realidade, a Resolução CONAMA nº 420/2009 estabelece valores orientadores para qualidade das águas subterrâneas nesses solos. Com especial atenção à infiltração no solo de efluentes de sistemas descentralizados de esgotos sanitários, o único valor orientador que merece citação, pela sua ocorrência nesse tipo de efluente, é o de nitrato, estabelecido nessa Resolução para as águas subterrâneas como o mesmo valor máximo permissível no padrão de potabilidade brasileiro (10 mg/L expresso como N, medido na água subterrânea). Fica aqui, da mesma forma, a dificuldade de se estabelecer de forma lógica e simples, sem ter que recorrer a modelos matemáticos de dispersão e autodepuração em águas subterrâneas, nesse caso em que existem vários lotes com vários pontos de lançamento, qual será o valor de nitrato no efluente tratado que proporcionará essa concentração na água subterrânea. Contudo, é certo que quanto mais se remover nitrogênio total do esgoto, menor será esse problema; este fato proporciona uma oportunidade excelente para justificar a adoção de um sistema de tratamento simples composto por tanque séptico seguido de filtro anaeróbio, que consegue produzir efluentes tratados com menos de 20 mg/L de nitrogênio total (expresso como N).

Em termos de legislação estadual para controle da qualidade do solo, pode-se citar a Lei nº 13.577, de 08 de julho de 2009, do estado de São Paulo (SÃO PAULO, 2009), que dispõe sobre diretrizes e procedimentos para a proteção da qualidade do solo e gerenciamento de áreas contaminadas. Essa Lei tem o mesmo espírito da Resolução CONAMA nº 420/2009, e os valores orientadores adotados pelo órgão ambiental paulista, a CETESB (Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental do estado de São Paulo), são praticamente os mesmos. O leitor que desejar se aprofundar no assunto e conhecer a metodologia utilizada para definição dos valores orientadores de qualidade para solos e águas subterrâneas deve consultar a publicação sobre o tema produzida pela CETESB (CETESB, 2001).

Em termos de padrões para águas subterrâneas, no nível federal, a Resolução CONAMA nº 396, de 3 de abril de 2008, estabelece a classificação das águas subterrâneas e as diretrizes para o seu enquadramento (BRASIL, 2008b). Isso já havia sido previsto pela Resolução CNRH nº 15, de 11 de janeiro de 2001 (BRASIL, 2001), que estabeleceu diretrizes para gestão das águas subterrâneas. Fo-

ram propostas seis classes de água subterrânea, de acordo como é descrito na Tabela 8.4. A base dessa classificação é o conceito de usos preponderantes e respectivos valores máximos permitidos (VMP) para as principais características de qualidade da água.

Tabela 8.4 – Descrição das classes de águas subterrâneas de acordo com o Artigo 3º da Resolução CONAMA nº 396/2008

Classe da água subterrânea	Descrição do critério utilizado para classificação
Classe Especial	Águas destinadas à preservação dos aquíferos e de ecossistemas em unidades de conservação e as que contribuam diretamente para trechos de corpos de água superficial enquadrados como classe especial.
Classe 1	Águas que não apresentam alteração de sua qualidade por atividades antrópicas e que não exigem tratamento para quaisquer usos preponderantes.
Classe 2	Águas que não apresentam alteração de sua qualidade por atividades antrópicas e que podem exigir tratamento adequado, dependendo do uso preponderante.
Classe 3	Águas que apresentam alteração de sua qualidade por atividades antrópicas, mas que não exigem tratamento em função dessas alterações, mas podem exigir tratamento adequado, dependendo do uso preponderante, devido às suas características hidrogeoquímicas naturais. Elas deverão atender aos VMP mais restritivos entre os usos preponderantes, para cada característica de qualidade da água (Artigo 9º)
Classe 4	Águas que apresentam alteração de sua qualidade por atividades antrópicas, mas que não exigem tratamento em função dessas alterações, mas que somente possam ser utilizadas sem tratamento para o uso preponderante menos restritivo. Elas deverão atender aos VMP menos restritivos entre os usos preponderantes, para cada característica de qualidade da água (Artigo 10).
Classe 5	Águas que possam apresentar alteração de sua qualidade por atividades antrópicas, e destinadas a atividades que não têm requisitos de qualidade para uso. Elas não terão condições e padrões de qualidade (Artigo 11) e deverão estar em aquíferos confinados que apresentem teor de Sólidos Totais Dissolvidos maior que 15.000 mg/L (Artigo 32).

Fonte: adaptado de Brasil (2008b)

A Resolução CONAMA nº 396/2008 apresenta em seu Anexo I uma lista de características de qualidade da água com maior probabilidade de ocorrência em águas subterrâneas, seus respectivos Valores Máximos Permitidos para cada um dos usos considerados como preponderantes, e os limites de quantificação praticáveis (LQP) considerados aceitáveis, mas que deverão ser revistos a cada cinco anos (Artigo 34). Essa lista contém um número grande de componentes inorgânicos, orgânicos, agrotóxicos e microrganismos. Dessa lista, salvo me-

lhor juízo, só têm possibilidade de ocorrência (comum) em esgotos sanitários as seguintes características: cloretos, nitratos, nitritos, sódio, STD – sólidos totais dissolvidos, sulfatos e os indicadores de presença de microrganismos patogênicos (*E. coli*, Enterococos, e Coliformes Termotolerantes). Para essas características de qualidade da água, a Tabela 8.5 traz um excerto do Anexo I. Entretanto, o leitor deve estar preparado para algumas surpresas que podem acontecer com a detecção de alguns compostos inesperados nos esgotos.

Tabela 8.5 – Extrato do Anexo I da Resolução CONAMA nº 396/2008 contendo Valores Máximos Permitidos (VMP) para cada um dos usos considerados como preponderantes e os limites de quantificação praticáveis (LQP) para as características que normalmente existem em esgotos sanitários

Característica	VMP para os usos preponderantes da água subterrânea				LQP
	Consumo humano	Dessedentação de Animais	Irrigação	Recreação	
Cloretos (mg/L)	250		100 – 700	400	2
Nitratos (mg/L como N)	10	90		10	0,3
Nitritos (mg/L como N)	1	10	1	1	0,02
Sódio (mg/L)	200			300	1
STD (mg/L)	1.000				2
Sulfatos (mg/L)	250	1.000		400	5
<i>E. coli</i> (NMP/100mL)	Ausentes	200		800	-
Enterococos (NMP/100mL)				100	-
Coliformes Termotolerantes (NMP/100mL)	Ausentes	200		1.000	-

Fonte: adaptado de Brasil (2008b)

Alguns comentários devem ser feitos, pensando-se especificamente no problema de lançamento de efluentes tratados de sistemas de esgotos descentralizados. O Artigo 27 da Resolução CONAMA nº 396/2008 estabelece que na aplicação e disposição de efluentes e de resíduos no solo (tratados ou não) dever-se-á observar os critérios e exigências definidos pelos órgãos ambientais competentes e não se poderá conferir às águas subterrâneas características em desacordo com o seu enquadramento. Adicionalmente, essa aplicação e disposição não serão permitidas nos casos em que as águas de um aquífero estejam enquadradas na Classe Especial.

De acordo com o Artigo 6º da Resolução CONAMA nº 396/2008, os padrões das Classes 1 a 4 serão estabelecidos com base nos Valores de Referência de Qualidade (VRQ) e nos Valores Máximos Permitidos (VMP) para cada uso preponderante. Note-se que o VRQ é o valor de uma dada característica que define a qualidade natural da água subterrânea. Essa Resolução é omissa, entretanto, sobre o aspecto prático de como se deve chegar ao valor máximo permitido para uma fonte de poluição, por exemplo, a concentração de nitrato no efluente de uma fossa séptica que será infiltrado no solo, conhecendo-se o enquadramento dado ao corpo hídrico subterrâneo local.

No aspecto de tratamento de lodos das estações descentralizadas de esgotos pelo processo de compostagem, é necessário registrar a existência da Resolução CONAMA nº 481 de 3 de outubro de 2017 (BRASIL, 2017b), que estabelece critérios e procedimentos para garantir o controle e a qualidade ambiental do processo de compostagem de resíduos orgânicos. A Resolução nº 481/2017 só se aplica às unidades de compostagem de alto impacto ambiental, ficando de fora os processos de compostagem de baixo impacto ambiental, desde que essas unidades utilizem o composto para uso próprio ou comercializem diretamente com o consumidor final. São requisitos de prevenção e controle ambiental previstos pela Resolução nº 481/2017: adoção das medidas de controle ambiental necessárias para minimizar lixiviados e emissão de odores; proteção do solo por meio da impermeabilização; implantação de sistemas de coleta, manejo e tratamento dos líquidos lixiviados gerados e das águas pluviais; implantação de sistema de recepção e armazenamento de resíduos orgânicos *in natura* que garanta o controle de odores, de geração de líquidos, de vetores e de incômodos à comunidade; adoção de medidas de isolamento e sinalização da área; controle dos tipos e das características dos resíduos a serem tratados e controle da destinação final ambientalmente adequada dos resíduos sólidos e líquidos gerados pela unidade de compostagem.

8.1.5 Padrões para reúso de água em sistemas não-segregados

Quando no projeto do sistema descentralizado de esgotos se deseja incluir alguma forma de reúso de água, os efluentes tratados do sistema deverão obedecer aos padrões de reúso de água fixados em normas e legislação. Nesse caso, é necessário diferenciar quando o reúso de água é feito em sistemas segregados e não-segregados, isto é, se o projeto prevê ou não a separação do esgoto em

águas negras e outras águas, como as cinza e amarelas. No presente item foca-se no caso do reúso direto em sistemas descentralizados não-segregados, em que as águas advindas do tratamento dos esgotos domésticos podem ser utilizadas em diferentes atividades agrícolas, urbanas, industriais e ambientais. O objetivo aqui não é trazer uma discussão sobre como foram ou devem ser obtidos os valores dos padrões de reúso de água para as diversas finalidades, nem exaurir os diversos padrões nacionais e internacionais de reúso de água, mas auxiliar o leitor com valores e diretrizes que possam ser adotadas na prática do tratamento descentralizado de esgotos.

Assim como para os padrões de lançamento direto em corpos receptores e padrões para disposição de esgotos no solo, os órgãos ambientais locais estão estudando e propondo padrões de qualidade de efluentes tratados para a utilização em reúso não potável, legalizando, assim, mais uma ferramenta importante na gestão de recursos hídricos. No entanto, ainda não há uma legislação em nível federal que oriente a instituição das legislações estaduais e ou municipais sobre padrões de reúso de águas a partir de esgotos sanitários tratados.

Em nível federal, pode-se citar a Resolução CNRH nº 54 de 28 de novembro de 2005 (BRASIL, 2005b), que estabelece as diretrizes e critérios “gerais” para a prática do reúso direto não potável de água. Ela não fornece padrões e nem entra em detalhes, mas tem o mérito de reconhecer a necessidade do reúso de água e de incentivar a sua prática. No seu Artigo 3º, ela assume que as modalidades de reúso de água direto não potável são as seguintes:

- fins urbanos (irrigação paisagística, lavagem de logradouros públicos e veículos, desobstrução de tubulações, construção civil, edificações e combate a incêndio em ambiente urbano);
- fins agrícolas e florestais (produção agrícola e cultivo de florestas plantadas);
- fins ambientais (reúso de água para implantação de projetos de recuperação do meio ambiente);
- fins industriais (processos, atividades e operações industriais);
- e reúso na aquicultura (criação de animais aquáticos e cultivo de plantas aquáticas).

A Resolução CNRH nº 121 de dezembro de 2010 (BRASIL, 2010a) estabelece as diretrizes para a prática do reúso direto não potável de água na modalidade agrícola e florestal. Como a anterior, o texto é bastante genérico e remete o

tema da qualidade de água necessária para a produção agrícola e para o cultivo de florestas plantadas aos “limites da legislação pertinente”. Ela remete a responsabilidade do controle e monitoramento da qualidade da água de reúso para o “órgão ou entidade competente”. Evasivamente, a Resolução CNRH nº 121/2010, em seu Artigo 5º, estabelece que a “aplicação de água de reúso não pode apresentar riscos ou causar danos ambientais e para a saúde pública”, e no seu Artigo 6º, que “as concentrações recomendadas de elementos e substâncias químicas no solo são os valores de prevenção que constam da legislação pertinente”.

Na falta de padrões de reúso de água em normas e leis no Brasil, um grupo de pesquisadores do extinto PROSAB – Programa de Pesquisas em Saneamento Básico, após uma grande reflexão sobre o tema, propôs critérios de qualidade da água sugeridos para utilização de esgotos em usos agrícolas, urbanos e piscicultura (BASTOS; BEVILACQUA, 2006). Esses critérios são referidos a seguir neste texto como diretrizes e recomendações do PROSAB e aparecem sob forma condensada na Tabela 8.7, em comparação com outros padrões. Essas recomendações do PROSAB são limitadas a critérios de proteção à saúde, ou seja, preocupam-se com a qualidade microbiológica dos efluentes tratados. Será necessário acrescentar outros critérios relativos à aplicação específica da tecnologia de reúso de água, para evitar problemas de incrustação, corrosão, entupimento de tubulações e aspersores, alterações na qualidade do solo, toxicidade a plantas e peixes etc. O leitor poderá encontrar essas informações em publicações especificamente dedicadas ao uso e reúso de água para as diversas finalidades.

A preocupação dos pesquisadores brasileiros no tema é de que o uso de critérios e padrões muito exigentes poderia inviabilizar o emprego de muitos processos de tratamento de esgotos simples e de menor custo, amplamente utilizados no Brasil, sem aumentar de forma significativa a segurança do procedimento de reúso de água. Esse foi o intuito das diretrizes e recomendações do PROSAB. Se forem adotados padrões mais restritivos, mesmo que em termos de teor de sólidos na água, que não tem relação direta com risco microbiológico, o próprio reúso de água a partir de sistemas descentralizados de esgotos poderá ficar inviabilizado no Brasil.

Entretanto, para o perfeito entendimento dos padrões de reúso de água, alguns termos e conceitos precisam ser apresentados. Um deles é o conceito de ir-

rigação restrita e irrestrita. Irrigação restrita é a irrigação superficial ou por aspersão de qualquer cultura não ingerida crua, incluindo culturas alimentícias e não alimentícias, forrageiras, pastagens e árvores, além da hidroponia. A irrigação irrestrita, pelo contrário, inclui a irrigação de culturas alimentícias consumidas cruas, incluindo a hidroponia. Quanto ao chamado reúso urbano, ou reúso de água para fins urbanos, os usos “irrestritos” referem-se à irrigação de campos de esporte, parques, jardins, cemitérios etc. e a usos ornamentais e paisagísticos em áreas com acesso restrito ao público, e à limpeza de ruas, pisos, pontos de ônibus e outros usos com exposição similar. Como usos urbanos “restritos” entende-se a irrigação de parques, canteiros de rodovias etc., usos ornamentais e paisagísticos em áreas com acesso controlado ou restrito ao público, abatimento de poeira em estradas vicinais e usos na construção civil.

Os estados do Ceará e de São Paulo apresentam-se como pioneiros no desenvolvimento de legislações sobre padrões para reúso de água a partir de esgotos sanitários. A Resolução COEMA nº 02/2017 do Ceará estabelece padrões para reúso de água a partir de efluentes sanitários, abrangendo quatro modalidades, como retratado na Tabela 8.6 (CEARÁ, 2017).

Tabela 8.6 – Padrões da Resolução COEMA nº 02/2017 para Reúso de Efluentes Sanitários

Modalidades	Características de Qualidade da Água					
	C Term (NMP/100mL)	Ovos de Geohelminto (ovo/L)	C.E (µS/cm)	pH	Temperatura (°C)	RAS (mmol _c .L ⁻¹)
Urbanas	5000 1000 ⁽¹⁾	1	3000	6,0 – 8,5	-	-
Agrícolas e Florestais	ND ⁽²⁾ (3) 1000 ⁽⁴⁾	ND ⁽¹⁾ 1 ⁽³⁾	3000	6,0 – 8,5	-	15
Ambientais	10.000	1	3000	6,0 – 8,5	-	-
Aquicultura	1000	ND	3000	6,0 – 8,0	40	-

1. Para fins de irrigação paisagística
2. ND: Não Detectável
3. Culturas a serem consumidas cruas cuja parte consumida tenha contato direto com a água de irrigação
4. Demais culturas

Fonte: adaptado de Morais e Dos Santos (2019)

A Resolução Conjunta SES/SMA/SSRH nº 01/2017, do estado de São Paulo (SÃO PAULO, 2017), disciplina o reúso direto não potável de água para fins urbanos, como irrigação paisagística, lavagem de logradouros públicos, construção civil e lavagem de veículos. Estabelece duas categorias de reúso, a saber, uso com restrição moderada e uso com restrição severa, de acordo com o grau de restrição ao contato humano. Dessa forma, a categoria com restrição severa possui características de qualidade menos restritas, mas possui maiores restrições de uso para evitar o contato da água de reúso com o homem. Essa legislação apresenta-se como pioneira ao definir padrões de qualidade utilizando as características DBO, turbidez, SST, cloro residual, cloreto, boro e Razão de Adsorção de Sódio (RAS), além dos convencionais adotados no estado do Ceará.

A Lei nº 16.174, de 22 de abril de 2015, do Município de São Paulo (SÃO PAULO, 2015), estabelece o regramento e medidas para fomento ao reúso de água para aplicações não potáveis, oriundas do polimento do efluente final do tratamento de esgoto (além de outras formas de aproveitamento de água). Por essa Lei, são previstas as seguintes aplicações “urbanas”:

- I – lavagem de ruas, calçadas, praças públicas, monumentos, túneis, pátios e estacionamentos de próprios municipais e outros logradouros;
- II – lavagem de lagos e fontes ornamentais;
- III – desobstrução/limpeza de galerias de águas pluviais, bueiros, bocas de lobo e piscinões;
- IV – lavagem de caminhões e carretas de lixo, pátios de transbordo de resíduos sólidos urbanos (RSU) e postos de entrega voluntária (PEVs);
- V – umectação de ajuste para umidade ótima na terraplenagem;
- VI – cura e água de mistura de concreto não estrutural;
- VII – lamas de lubrificação em métodos de construção não destrutivos, como perfurações unidirecionais;
- VIII – emulsão para lubrificação de rolos compressores em serviços de pavimentação asfáltica;
- IX – umidificação de pavimento para aumentar a umidade relativa do ar em logradouros em que sua redução na estiagem se tornou problema para a saúde pública;
- X – lavagem de fachadas e jateamento para sua recuperação e envidraçamento, em havendo condições que evitem a dispersão de névoa ou isolamento adequado para o tráfego de transeuntes;
- XI – operações de rescaldo após incêndios, realizadas por bombeiros.

A Lei Municipal de São Paulo nº 16.174/2015 prevê ainda o incentivo à lavagem externa de trens urbanos e de metrô e aviões com água de reúso.

A Tabela 8.7 apresenta uma comparação dessas legislações com as diretrizes e recomendações da Organização Mundial da Saúde (OMS) (WHO, 1989; 2006), da Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (USEPA) (USEPA, 2012), do Programa de Pesquisas em Saneamento Básico (PROSAB) (BASTOS; BEVILACQUA, 2006) e da ABNT NBR 13.969/1997 (ABNT, 1997), a qual foca nos tanques sépticos – unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos – projeto, construção e operação.

Para a modalidade urbana, o padrão de coliformes termotolerantes estabelecido na legislação cearense apresenta-se menos restritivo em relação à ABNT NBR 13.969/1997, inclusive para a atividade de irrigação paisagística. Destaca-se que a USEPA e a legislação do estado de São Paulo estabelecem uma exigência muito rigorosa para essa modalidade de reúso, não admitindo a detecção de coliformes termotolerantes em águas de reúso para as atividades urbanas em que possa ocorrer contato de água com o homem.

A Resolução COEMA nº 02/2017 do Ceará e a legislação da OMS estabelecem para irrigação paisagística a mesma concentração máxima de coliformes termotolerantes, 1.000 NMP/100mL, mas para atividades em que ocorra contato direto com o público, a OMS indica um padrão mais restritivo, de 200 NMP/100mL, assim como a legislação de São Paulo.

Em relação às atividades agrícolas e florestais, a legislação cearense apresenta-se bastante restritiva quanto à presença de coliformes termotolerantes nos efluentes tratados para irrigação de culturas alimentares a serem consumidas cruas cuja parte consumida tenha contato direto com a água de irrigação, seguindo o mesmo padrão adotado pela USEPA. Para a irrigação de demais culturas, o limite de coliformes termotolerantes torna-se mais restritivo em relação às recomendações do PROSAB e da NBR 13.969/1997 e menos restritivo em comparação com as diretrizes USEPA. Os padrões utilizados para coliformes para as outras modalidades de reúso são similares.

No que concerne à detecção de ovos de helmintos, a USEPA apresenta diretrizes muito restritivas e as outras fontes de estudo estabelecem padrões menos restritivos. Ressalta-se que apesar de ser necessário que a qualidade microbiológica das águas de reúso assegure a saúde da população, a adoção de padrões

muito rigorosos pode dificultar a prática de reúso de água devido, principalmente, aos elevados custos de tratamento a serem empregados.

Dessa forma, percebe-se que os padrões adotados pela Resolução COEMA nº 02/2017 do Ceará são mais realistas para o contexto socioeconômico dos estados brasileiros, os quais, em comparação com os estados norte-americanos, possuem menos acesso a tecnologias avançadas de tratamento de efluentes e a recursos financeiros destinados a essa finalidade.

Apesar da atitude proativa dos estados do Ceará e de São Paulo quanto à implementação de legislações sobre padrões de qualidade para reúso de água a partir de esgotos sanitários, verifica-se a falta de um marco regulatório legal em nível nacional que estabeleça padrões e diretrizes que conduzam a essa prática. Além disso, para o atendimento aos padrões vigentes nesses estados e aos recomendados pela NBR 13.969/1997, seria necessário um tratamento biológico seguido de um tratamento terciário, preferencialmente filtração e desinfecção.

Tabela 8.7 – Padrões de reúso adotados pelas legislações estaduais brasileiras em comparação com outras fontes disponíveis

Características	Padrões de reúso de águas														
	Concentrações exigidas nos efluentes														
	C.Term (NMP/100mL)			Ovos de Helmintos (ovo/L)			C.E (µS/cm)			pH					
Modalidade de Reúso	F.Ur ⁽¹⁾	E.Ag ⁽²⁾	F.Aq ⁽⁴⁾	F.Ur	E.Ag	F.A	F.Aq	F.Ur	E.Ag	F.A	F.Aq	F.Ur	E.Ag	F.A	F.Aq
Ceará - Resolução COEMA nº 02/2017	5000	ND ⁽⁶⁾⁽⁷⁾	10.000	1000	1	ND ⁽⁶⁾⁽⁷⁾	1	ND	3000	3000	3000	3000	6,0-8,5	6,0-8,5	6,0-8,0
São Paulo - Resolução SES/SMA/SSRH 01/2017	5000	ND ⁽¹²⁾	10.000	1000	1	ND ⁽⁶⁾⁽⁷⁾	1	ND	3000	3000	3000	3000	6,0-9,0	6,0-9,0	6,0-8,0
PROSAB (BASTOS; BEVI-LACQUA, 2006)	1000	10000	10000	1000	1	ND	1	1	700 ⁽¹²⁾	3000	3000	3000	6,0-9,0	6,0-9,0	6,0-8,0
OMS (WHO, 1989; 2006)	1000	1000	1000	1000	1	1	1	1	ND ⁽⁶⁾	ND	ND	ND	6,0-9,0	6,0-9,0	6,0-9,0
USEPA Guidelines for Water Reuse, 2012	200	200	200	200	1	ND	1	1	ND ⁽⁵⁾	ND	ND	ND	6,0-9,0	6,0-9,0	6,0-9,0
ABNT NBR 13.969/97	200	5000	5000	5000	1	ND	1	1	ND	ND	ND	ND	6,0-8,0	6,0-8,0	6,0-8,0

Legenda: 1. Reúso para fins urbanos. 2. Reúso para fins agrícolas e florestais. 3. Reúso para fins ambientais. 4. Reúso para fins de aquicultura. 5. Para Irrigação Paisagística. 6. ND: Não Detectável. 7. Irrigação Irrestrita. Culturas a serem consumidas cruas cuja parte consumida tenha contato direto com a água de irrigação. 8. Irrigação Restrita. Demais culturas. 9. Um valor mais restritivo é apropriado para gramados públicos, tais como hotéis, com os quais o público tenha contato direto. 10. Afluentes do tanque de piscicultura. 11. No tanque de piscicultura. 12. Para atividades urbanas em que o contato com a água não é restrito. 13. Para atividades urbanas em que o contato com a água é restrito.

Fonte: adaptado de Morais e Dos Santos (2019)

8.1.6 Padrões para reúso de água em sistemas segregados (águas cinza, negras e amarelas)

Relembramos aqui, para facilidade de compreensão desta parte do texto, que a segregação dos esgotos brutos para realização do reúso de água é feita geralmente em sistemas hidráulicos-sanitários prediais, e, por isso, também é chamada de “reúso predial de água”. O reúso de água com esgoto segregado pode ser realizado em diferentes formas de segregação. Pode-se escolher que a segregação seja feita com a partição dos esgotos em águas cinza claras, águas cinza escuras, águas amarelas e águas negras ou marrons. As águas cinza claras são provenientes de chuveiros, máquinas de lavar e lavatórios. As águas cinza escuras são geradas na pia de cozinha e contêm elevadas concentrações de matéria orgânica e óleos e graxas. As águas amarelas são compostas basicamente de urina. As águas marrons são aquelas que contêm quase exclusivamente fezes, e as águas ditas negras são a mistura das águas amarelas com as marrons. Entretanto, no Brasil, o que tem avançado bastante em termos de reúso de água predial é a segregação apenas em águas cinza claras e águas negras, com as águas cinza claras sendo utilizadas principalmente para a descarga de vasos ou bacias sanitárias. Em função disso, a maioria das normas, padrões e leis trata do reúso de água com águas cinza, não potável, ficando claro que está se focando nas águas cinza claras e que o reúso potável direto está fora de cogitação e proibido no momento.

Assim como no caso do reúso de água sem segregação, a maioria das leis que tenta disciplinar o reúso de água a partir de esgoto segregado foca principalmente no caráter de obrigatoriedade dos empreendimentos habitacionais novos de terem em seus projetos o aproveitamento de fontes alternativas de água, entendendo por isso a utilização de águas cinza e de águas de chuva (também chamadas de águas azuis). Isso é condição *sine qua non* para concessão do “Habite-se” desses empreendimentos em algumas regiões do país. É também nesse sentido que estão tramitando alguns projetos de lei, inclusive no Congresso Nacional. Algumas dessas leis apenas têm a intenção de incentivar o reúso de água, sem exigí-lo nos empreendimentos habitacionais. Muito pouco, entretanto, existe de preocupação no detalhamento da tecnologia para se fazer isso com segurança; ou, dizendo de outro modo, na fixação de padrões para o reúso de água com águas cinza. Na Tabela 8.8 descrevem-se algumas das legislações municipais e estaduais sobre conservação e uso racional de água em edificações, em cujo contexto se insere o reúso de água com esgoto segregado.

Tabela 8.8 – Algumas legislações municipais e estaduais no Brasil que tratam da utilização em edificações de fontes alternativas de água

Local	Legislação	Objetivo
Município de Curitiba – PR	Lei nº 2003/10.785, regulamentada pelo Decreto nº 2006/293	Criar o programa de conservação e uso racional da água nas edificações – PU-RAE.
Município de Maringá – PR	Lei nº 6.345/2003	Instituir o programa municipal de reaproveitamento de águas
Município de São Paulo – SP	Lei nº 2005/14.018	Instituir o programa municipal de conservação e uso racional da água nas edificações
Município de Campinas – SP	Lei nº 2006/12.474	Criar o programa municipal de conservação e uso racional e reutilização da água nas edificações
Município de Bauru – SP	Lei nº 2011/6.110	Criar o programa municipal de conservação e uso racional e reúso de água em edificações
Município de Porto Alegre – RS	Lei nº 2008/10.506, regulamentada pelo Decreto nº 2009/16.305	Criar o programa municipal de conservação e uso racional e reaproveitamento da água nas edificações
Município de Belo Horizonte – MG	Lei nº 2015/10.840	Dispor sobre reúso de água em edificações públicas e privadas
Município de Niterói – RJ	Lei nº 2011/2.856	Instituir mecanismos de estímulo ao reúso de água em edificações públicas e privadas
Estado de Pernambuco	Lei nº 2011/14.572	Estabelecer normas para uso racional e reaproveitamento das águas nas edificações
Estado do Ceará	Lei nº 2016/16.033	Dispor sobre a política estadual de reúso de água não potável
Estado do Rio de Janeiro	Lei nº 2016/7.463	Regulamentar os procedimentos para armazenamento de águas pluviais e águas cinza para reaproveitamento e retardo da descarga na rede pública
Estado do Espírito Santo	Emenda à Constituição Estadual nº 2017/107	Alterar os arts. 192, 258 e 262 da Constituição Estadual, incluindo planos de reúso e reúso de águas
Distrito Federal	Lei nº 2017/5.890	Estabelecer diretrizes para políticas públicas de uso de água não potável em edificações não industriais no Distrito Federal

Sobre a tramitação no Congresso Nacional de projetos de lei sobre o tema de reúso de água predial, deve-se registrar a recente aprovação pelo Senado Federal do Projeto de Lei nº 51 de 2015, que altera a chamada Lei do Saneamento (Lei Federal nº 11.445 de 5 de janeiro de 2007) para incorporar a ela normas sobre o abastecimento de água por fontes alternativas, entendendo por isso “água de reúso, água de chuva e demais alternativas aprovadas pela entidade reguladora”. É interessante notar que o caminho que se percorria até aqui era o de “usos não potáveis da água”, mas esse projeto de lei, em nenhuma parte do seu corpo, menciona essa restrição.

Um exemplo de legislação que torna o reúso de água compulsório é o Decreto nº 293 de 2006 do Município de Curitiba, que regulamenta a Lei Municipal nº 10.785/2003 e dispõe sobre os critérios do uso e conservação racional da água nas edificações e dá outras providências; em seu Artigo 6º, o Decreto estabelece que “Nas edificações comerciais e industriais com área computável construída igual ou superior a 5.000 m² (cinco mil metros quadrados), deverá ser previsto e executado sistema de coleta e tratamento de águas servidas de acordo com as normas vigentes, que deverão ser reutilizadas em pontos onde não se faz necessário o uso de água potável” (CURITIBA, 2006; CURITIBA, 2003).

No momento da redação deste estudo, isto é, até o final do primeiro trimestre do ano de 2018, nenhum padrão de reúso de água havia sido aprovado, mesmo que em caráter normativo. Existe um esforço nesse sentido da parte do governo federal, por meio do Ministério das Cidades, e de alguns governos estaduais, além de uma tentativa de aprovação de uma norma pela ABNT sobre sistemas de água não potável em edificações (o que inclui o aproveitamento de água de chuva, que não pode ser considerado como reúso de água). Trava-se um embate entre dois grupos de técnicos, um querendo a adoção de padrões mais relaxados, que viabilizem o uso de processos de tratamento mais simples e de menor custo, e outro defendendo exatamente o contrário.

O projeto de norma da ABNT sobre sistemas de água não potável em edificações caminha para fixar como padrões de uso predial para águas não-potáveis (o que inclui as águas cinza) os seguintes: turbidez menor ou igual a 5 UT; pH entre 6 e 9; cloro residual entre 0,5 e 1,5 mg/L; e densidade de coliformes termotolerantes menor ou igual a 200 NMP/100mL (valores obtidos da última revisão a que se teve acesso). Nas discussões para editar os padrões para reúso urbano irrestrito pelo Ministério das Cidades, os valores dos padrões estavam

convergiendo para os seguintes: turbidez menor ou igual a 5 UT; pH entre 6 e 9; cloro residual máximo de 1,0 mg/L; densidade de coliformes termotolerantes menor ou igual a 1000 NMP/100mL; e densidade de helmintos menor ou igual a 1 ovo/L.

Em termos da prática do reúso de águas cinza, algumas normas de outros países trazem recomendações, tais como:

- 1) o contato direto com a água cinza, humano e animal, deve ser evitado;
- 2) em caso de reúso da água cinza na descarga sanitária, deve ser providenciado tratamento prévio que inclua uma etapa de desinfecção;
- 3) deve ser evitada a irrigação de culturas agrícolas cujo produto possa ser ingerido cru;
- 4) deve ser evitada a interconexão das redes de água potável e de água de reúso;
- 5) deve ser evitada a estocagem de água cinza bruta (sem tratamento prévio com desinfecção);
- 6) devem ser identificadas criteriosamente as redes de água potável e de água de reúso;
- 7) não permitir o ingresso de águas cinza no sistema de drenagem pluvial;
- 8) deve-se evitar a proliferação de mosquitos e pernilongos nas diversas fases do reúso de água;
- 9) deve ser evitado o contato direto da água cinza com vegetais e produtos consumíveis;
- 10) no caso de reúso por irrigação, é recomendada a irrigação de árvores frutíferas, cujo fruto não entre em contato com a água de reúso; e
- 11) nas áreas onde ocorre irrigação superficial com água de reúso, recomenda-se uma criteriosa sinalização orientando que se evite o acesso de pessoas ao local.

Muitos textos citam uma parte da norma ABNT NBR-13.969/1997 (ABNT, 1997), que traz alguns padrões para o reúso de água, mas a utilização dessa norma para reúso de água deve ser vista com certa reserva, pois essa norma não é específica para reúso de água e, quando muito, foca no reúso de água a partir de esgotos não segregados tratados por sistemas de tanques sépticos seguidos ou não por outros processos de tratamento complementares. Também deve-se destacar que essa norma foi estabelecida há mais de 20 anos, portanto, não contempla resultados de pesquisas mais recentes realizadas no Brasil, citando-se

como exemplos as pesquisas realizadas pelo PROSAB e pela própria RENTED. Esses padrões da ABNT NBR-13.969/1997 (ABNT, 1997) partem da divisão dos usos não potáveis em uma edificação em quatro classes, tal como é mostrado na Tabela 8.9. Essa norma também recomenda que seja feita a avaliação trimestral do desempenho do sistema de reúso de água.

Tabela 8.9 – Qualidade de água por classe de uso não potável segundo ABNT NBR 13.969/1997

Classes	Descrição das formas de uso da água	Características	Limites
Classe 1	Lavagem de carros e outros usos que requerem o contato direto do usuário com a água, com possível aspiração de aerossóis pelo operador, incluindo chafarizes	Coliformes fecais	< 200 NMP/100 mL
		Sólidos dissolvidos	< 200 mg/L
		Turbidez	< 5,0 UT
		pH	6,0 – 8,0
Classe 2	Lavagem de pisos, calçadas e irrigação de jardins, manutenção de lagos e canais para fins paisagísticos, exceto chafarizes	Cloro residual	0,5 mg/L – 1,5 mg/L
		Coliformes fecais	< 500 NMP/100 mL
		Turbidez	< 5,0 UT
		Cloro residual	> 0,5 mg/L
Classe 3	Descarga sanitária	Coliformes fecais	< 500 NMP/100 mL
		Turbidez	< 10,0 UT
Classe 4	Reúso nos pomares, cereais, forragens, pastagens para gados e outros cultivos através de escoamento superficial ou por sistema de irrigação pontual	Coliformes fecais	< 5000 NMP/100 mL
		Oxigênio dissolvido	> 2,0 mg/L

Fonte: adaptado de ABNT (1997)

Em uma espécie de manual dedicado à conservação e reúso da água em edificações (FIESP, 2005), a Federação das Indústrias do Estado de São Paulo (FIESP), em colaboração com o Sindicato da Indústria da Construção de São Paulo (SINDUSCON-SP) e a Agência Nacional de Águas (ANA), apresentou quatro classes para diferentes usos não potáveis em edificações urbanas, construção civil, irrigação e indústria. Para cada classificação de uso não potável, foram propostos alguns padrões de qualidade de água, que são mostrados na Tabela 8.10. Além dos padrões que foram condensados na Tabela 8.9, o Manual da FIESP ainda propôs alguns critérios adicionais, como a sugestão de que para os usos de Classe 1 a água de reúso contenha cloro residual em todo o sistema de distribuição de água, sem indicar os limites, e que os agentes tensoativos sejam mantidos em teores abaixo de 0,5 mg/L. Para os usos de Classe 3, o Manual da FIESP (2005) ainda adota os padrões de qualidade normais para a água de irrigação, como salinidade e toxicidade por íons específicos (razão de adsorção de sódio-RAS, cloretos, cloro residual e boro).

Tabela 8.10 – Qualidade de água por classe de uso não potável segundo o Manual da FIESP (2005)

Características de qualidade da água	Classe 1	Classe 2	Classe 3	Classe 4	
	Descarga sanitária, lavagem de pisos, roupas e veículos e fins ornamentais	Construção civil	Irrigação	Resfriamento de equipamentos e ar condicionado central	
				Sem recirculação	Com recirculação
Coliformes fecais (NMP/100mL)	Não detectáveis	≤ 1000	≤ 200	SR	SR
pH	Entre 6,0 e 9,0	Entre 6,0 e 9,0	Entre 6,0 e 9,0	5,0-8,3	6,8-7,2
Cor (UH)	≤ 10	SR	< 30	SR	SR
Turbidez (UT)	≤ 2	SR	< 5	SR	SR
Odor e aparência	Não desagradáveis	Não desagradáveis	SR	SR	SR
Óleos e graxas (mg/L)	≤ 1	≤ 1,0	SR	SR	SR
DBO (mg/L)	≤ 10	≤ 30	< 20	SR	SR
Compostos orgânicos voláteis	Ausentes	Ausentes	SR	SR	SR
Nitrato (mg/L)	< 10	SR	SR	SR	SR
Nitrogênio amoniacal (mg/L)	≤ 20	SR	SR	SR	SR
Nitrito (mg/L)	≤ 1	SR	SR	SR	SR
Fósforo total (mg/L)	≤ 0,1	SR	SR	SR	SR
Sólidos suspensos totais (mg/L)	5	30	20	5000	100
Sólidos dissolvidos totais (mg/L)	500	SR	SR	1000	500
Cloretos (mg/L)	SR	SR	SR	600	500
Dureza (mgCaCO ₃ /L)	SR	SR	SR	850	650
Alcalinidade (mgCaCO ₃ /L)	SR	SR	SR	500	350
Bicarbonato (mgCaCO ₃ /L)	SR	SR	SR	600	24
Sulfato (mg/L)	SR	SR	SR	680	200
Fósforo (mg/L)	SR	SR	SR	SR	1,0
Cálcio (mg/L)	SR	SR	SR	200	50
Magnésio (mg/L)	SR	SR	SR	SR	30
O ₂ dissolvido (mg/L)	SR	SR	SR	Presente	SR

SR: sem recomendação

Fonte: adaptado de FIESP (2005)

Em um trabalho de pesquisa feito pela Universidade de Brasília (UnB) em convênio com a Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento do Distrito Federal (ADASA), foi feito um levantamento dos padrões de alguns usos não potáveis de água encontrados na literatura e em normas e leis internacionais e de alguns países (ADASA, 2017a; ADASA, 2017b). Esse estudo, baseado nos padrões dos diferentes usos não potáveis encontrados e analisados, com vistas ao estabelecimento de padrões de uso de água não potável, propôs três categorias de uso não potável de água para sistemas de aproveitamento de águas pluviais e reúso de águas cinza (ADASA, 2017a). Essa classificação é mostrada na Tabela 8.11. Os respectivos padrões de qualidade da água para uso não potável em edificações residenciais que foram propostos estão na Tabela 8.12. Não foram propostos padrões para os usos da Categoria 3 por ser considerado que, nesse caso, não há contato humano com a água e não há risco de ingestão. Já na Tabela 8.13 estão os padrões propostos de qualidade para a água para uso não potável em edificações não residenciais (ADASA, 2017b).

Tabela 8.11 – Categorias de usos finais não potáveis em edificações, como proposto em ADASA (2017a)

Categoria de usos	Usos Finais
Categoria 1 (risco alto)	Lavagem de roupas; irrigação por aspersão; chafarizes; lavagem de pisos com lavadoras de alta pressão; combate a incêndios
Categoria 2 (risco médio)	Descarga sanitária; lavagem de pisos sem o uso de lavadoras de alta pressão; lavagem de veículos; espelhos d'água; fontes ornamentais
Categoria 3 (risco baixo e baixíssimo)	Irrigação superficial com acesso restrito; irrigação por gotejamento; irrigação subsuperficial aberta (10 a 300 mm abaixo do nível do solo); irrigação subsuperficial profunda (>300 mm abaixo do nível do solo)

Fonte: ADASA (2017a)

Tabela 8.12 – Padrões de qualidade para usos não potáveis em edificações residenciais, como proposto em ADASA (2017a)

Características	Categoria 1	Categoria 2
pH	Entre 5 e 9	Entre 5 e 9
Turbidez	5 UT	10 UT
Coliformes fecais	-----	200 NMP/100mL
<i>E. coli</i>	200 NMP/100mL	250 NMP/100mL
DBO	20 mg/L	30 mg/L
Sólidos suspensos totais	20 mg/L	30 mg/L

Fonte: adaptado de ADASA (2017a)

Tabela 8.13 – Padrões de qualidade para o reúso de **águas cinza** em edificações não residenciais como proposto em ADASA (2017b)

Edificação	Usos Finais	Características	Padrões	Monitoramento
Hospitais – maior risco de contaminação, qualidade com altos padrões	<ul style="list-style-type: none"> 1º processo de lavagem de roupas em lavanderias específicas; Lavagem de pisos e descarga sanitárias em áreas de uso comum, exceto UTIs; Irrigação de jardins externos. 	<i>E. coli</i>	1 NMP/100mL	Semanal
		Coliformes totais	10 NMP/100mL	
		DBO	10 mg/L	
		SS	10 mg/L	
		pH	6-8	
		Turbidez	5 NTU	
		Ovos de helmintos	1 ovo/L	
		Cloro residual	2,0 mg/L	
		UV	(Intensidade) 254 nm	
		Cor	15 uH	
Hotéis, escolas, galpões comerciais, escritórios públicos e privados e indústrias	<ul style="list-style-type: none"> Torneira de jardim (irrigação com formação de aerossol) Uso ornamental (chafarizes e quedas d'água) Torneira de uso geral (lavagem com formação de aerossol) 	<i>E. coli</i>	1 NMP/100 mL	Semanal
		Coliformes totais	10 NMP/100 mL	
		SS	100 mg/L	
		pH	6-8 para irrigação;	
			5-9 para demais usos	
		Turbidez	30 NTU	
		Ovos de helmintos	1 ovo/L	
		Alumínio	5,0 mg/L para uso a longo prazo;	
			20 mg/L para uso a curto prazo	
		Cloro residual	1,0 mg/L	
UV	(Intensidade) 254 nm			
Nitrogênio (NH ₄ ⁺)	20 mg/L			
Fósforo (P)	20 mg/L			
Hotéis, escolas, galpões comerciais, escritórios públicos e privados e indústrias	<ul style="list-style-type: none"> Descarga Sanitária Torneira de jardim (irrigação sem formação de aerossol) Uso ornamental (espelhos d'água) Torneira de uso geral (lavagem e limpeza sem formação de aerossol) Combate a incêndios (reserva técnica) 	<i>E. coli</i>	250 NMP/100mL	Semanal

Fonte: adaptado de ADASA (2017b)

Com base nesses estudos do convênio da Universidade de Brasília com a ADA-SA, esta última deve aprovar brevemente uma resolução que tem o objetivo de estabelecer diretrizes, critérios e padrões de qualidade para sistemas prediais de água não potável em edificações residenciais no Distrito Federal. Na minuta do projeto dessa Resolução constam os padrões de uso de águas cinza em edificações residenciais mostrados na Tabela 8.14, que devem ser tomados com reserva, por estarem ainda em discussão neste momento.

Tabela 8.14 – Padrões de qualidade para o aproveitamento residencial de águas cinza como consta do projeto de Resolução da ADASA (ADASA, 2018)

Usos Previstos	Padrões	Valores	Análise Laboratorial
Máquina de lavar roupa	<i>E. coli</i>	1 NMP/100mL	Mensal
	Coliformes totais	10 NMP/100mL	
	DBO	10 mg/L	
	SS	10 mg/L	
	pH	6-8	
	Turbidez	5 NTU	
	Ovos de helmintos	1 ovo/L	
	Cloro residual	2,0 mg/L	
	UV	(Intensidade) 254 nm	
	Cor	15 uH	
<ul style="list-style-type: none"> • Torneira de jardim (irrigação com formação de aerossol) • Uso ornamental (chafarizes e quedas d'água) • Torneira de uso geral (lavagem com formação de aerossol) 	<i>E. coli</i>	1 NMP/100 mL	Semestral
	Coliformes totais	10 NMP/100 mL	
	SS	100 mg/L	
	pH	6-8 para irrigação, 5-9 para demais usos	
	Turbidez	30 NTU	
	Ovos de helmintos	1/L	
	Alumínio	5,0 mg/L para uso a longo prazo, 20 mg/L para uso a curto prazo	
	Cloro residual	1,0 mg/L	
	UV	(Intensidade) 254 nm	
	Nitrogênio (NH ₄)	20 mg/L	
	Fósforo (P)	20 mg/L	

Fonte: adaptado de ADASA (2018)

8.2 ASPECTOS LEGAIS E NORMATIVOS SOBRE O GERENCIAMENTO DE RESÍDUOS SÓLIDOS EM SISTEMAS DE TRATAMENTO DE ESGOTO

8.2.1 Considerações gerais

O tratamento de esgoto em sistemas descentralizados gera resíduos na forma sólida e semissólida, que incluem os sólidos grosseiros (incluindo o lixo indevidamente descartado na rede de esgoto), os sólidos provenientes dos desarenadores, os materiais flutuantes, chamados de espuma, e o lodo. Para que o tratamento de esgoto cumpra plenamente o seu objetivo de despoluição ambiental, é necessário o adequado tratamento e destinação final desses resíduos.

A gestão sustentável de resíduos do saneamento é uma preocupação crescente em nível mundial. Devido à sua importância, o tema foi abordado na Agenda 21 da Conferência das Nações Unidas sobre o Meio Ambiente e o Desenvolvimento. Em seu capítulo 21, sobre manejo ambientalmente saudável dos resíduos sólidos e questões relacionadas com os esgotos, a Agenda 21 estabelece que a reutilização e reciclagem dos resíduos deve ser uma das quatro principais áreas de programas relacionados ao manejo de resíduos (ONU, 1992).

No Brasil, essa preocupação com a gestão sustentável de resíduos também foi evidenciada na Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS), quando estabelece que, na gestão e gerenciamento de resíduos sólidos, deve ser considerada a ordem de prioridade seguinte: não geração, redução, reutilização, reciclagem, tratamento dos resíduos sólidos e a disposição de rejeitos em aterro (BRASIL, 2010b).

No caso específico dos sistemas descentralizados de tratamento de esgotos, o enfrentamento da questão dos resíduos sólidos deve separar os sistemas pela sua localização, em urbanos e rurais. Nos sistemas urbanos não há, geralmente, espaço para o manejo dos resíduos *in loco*, e estes devem ser coletados, transportados e ter uma destinação adequada em outro local. Esse serviço pode ser realizado em caminhões do tipo limpa-fossa, da própria empresa concessionária local dos serviços de saneamento, ou por empresas específicas dedicadas a isso. Nos sistemas localizados em ambiente rural, normalmente há espaço suficiente para o manejo desses resíduos sólidos *in loco*, além da facilidade e oportunidade de seu aproveitamento agrícola. Além disso, o porte das unida-

des de tratamento descentralizado, principalmente das que tratam esgotos de residências unifamiliares, também é um fator importante a ser considerado quando se aplicam a legislação e as normas que regem o gerenciamento desse tipo de resíduo.

8.2.2 Classificação dos Resíduos Sólidos de Sistemas de Tratamento de Esgoto

Os resíduos sólidos gerados em sistemas tratamento de esgoto sanitário são classificados pela NBR 10.004/2004 (ABNT, 2004) como Resíduos Classe II A – não inertes, os quais, segundo o item 4.2.2.1 da referida NBR, podem ter propriedades, tais como: biodegradabilidade, combustibilidade ou solubilidade em água. Além disso, segundo o mesmo item, esta classe de resíduos não se enquadra nas classificações de resíduos Classe I – perigosos ou de resíduos Classe II B – inertes. Os resíduos Classe II A podem ser destinados para aterros sanitários, também denominados de aterros Classe II.

Os resíduos Classe I – perigosos são aqueles que apresentam periculosidade ou constam na lista de resíduos perigosos de fontes não específicas ou de fontes específicas da NBR 10.004, ou ainda que possuam uma das seguintes características: inflamabilidade, corrosividade, reatividade, toxicidade e patogenicidade. Segundo o item 4.2.1.5.2 da NBR 10.004 (ABNT, 2004), os resíduos gerados nas estações de tratamento de esgotos domésticos e os resíduos sólidos domiciliares, excetuando-se os originados na assistência à saúde da pessoa ou animal, não são classificados segundo os critérios de patogenicidade. Já os resíduos Classe II B – inertes são aqueles que, quando submetidos a um contato dinâmico e estático com água destilada ou deionizada, à temperatura ambiente, não têm nenhum de seus constituintes solubilizados a concentrações superiores aos padrões de potabilidade de água, excetuando-se aspecto, cor, turbidez, dureza e sabor (ABNT, 2004). A Tabela 8.15 apresenta um resumo da classificação de resíduos sólidos, segundo a NBR 10.004 (ABNT, 2004).

Tabela 8.15 – Classificação de resíduos sólidos segundo a NBR 10.004

Classe do Resíduo	Classe I – Perigosos	Classe II – Não perigosos	
		Classe II A – Não inertes	Classe II B – Inertes
Características	Inflamabilidade Corrosividade Reatividade Toxicidade Patogenicidade	Não se enquadram nas classificações: - classe I - classe II B Podem ter propriedades, como: biodegradabilidade, combustibilidade ou solubilidade em água	Submetidos a um contato dinâmico e estático com água destilada ou deionizada, à temperatura ambiente não tiverem nenhum de seus constituintes solubilizados a concentrações superiores aos padrões de potabilidade de água, excetuando-se aspecto, cor, turbidez, dureza e sabor.

Fonte: NBR 10.004 (ABNT, 2004)

Para a Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS), instituída pela Lei Federal nº 12.305, de 02 de agosto de 2010 (BRASIL, 2010b), os resíduos sólidos gerados em sistemas de tratamento de esgoto são classificados como resíduos dos serviços públicos de saneamento básico. Segundo a Lei, esses resíduos, com exceção do lodo de esgoto, enquadram-se no conceito de rejeito, ao qual se aplica a ideia de lixo, ou seja, aquilo que não tem mais nenhuma utilidade possível ou, nos termos da Lei, “os resíduos sólidos que, depois de esgotadas todas as possibilidades de tratamento e recuperação por processos tecnológicos disponíveis e economicamente viáveis, não apresentem outra possibilidade que não a disposição final ambientalmente adequada, que é a disposição em aterros sanitários”.

Já o lodo de esgoto enquadra-se nos princípios de reciclagem e reutilização de resíduos de forma ambientalmente adequada, conforme a Lei Federal nº 12.305 (BRASIL, 2010b), por ser um material essencialmente orgânico, rico em nutrientes, como nitrogênio e fósforo, que são necessários para o desenvolvimento vegetal.

De acordo com a PNRS, Art. 20, os geradores de resíduos sólidos dos serviços públicos de saneamento básico estão sujeitos à elaboração de plano de gerenciamento de resíduos sólidos (PGRS). O PGRS é parte integrante do processo de licenciamento ambiental da atividade e tem por principal objetivo mostrar segurança no desenvolvimento dos processos, de modo que sejam evitadas situações de danos ao meio ambiente ou à saúde pública. Para as atividades não sujeitas a licenciamento ambiental, a aprovação do PGRS cabe à autoridade

municipal competente. O documento deve ter como base os princípios da não geração e da minimização da geração de resíduos (BRASIL, 2010b).

Em função disso, é necessário sempre consultar as autoridades e a legislação do local, para saber se para um determinado empreendimento habitacional, pelo seu tipo, porte ou localização, será obrigatório apresentar um plano de gerenciamento de resíduos sólidos (PGRS) para o seu sistema de esgotamento sanitário.

8.2.3 Tratamento e Disposição Final dos Resíduos Sólidos de Sistemas de Tratamento de Esgoto

A NBR 12.209 (ABNT, 2011) apresenta as recomendações para elaboração de projeto hidráulico-sanitário de Estações de Tratamento de Esgoto Sanitário, incluindo processos de separação de sólidos por meios físicos, processos físico-químicos e biológicos e tratamento de lodo. No entanto, apesar de serem gerados resíduos sólidos nesses processos, a referida norma não contempla o tratamento e o destino final desses subprodutos do tratamento de esgoto.

Em relação ao armazenamento de resíduos classes II, a NBR 11.174 (ABNT, 1990) estabelece que deve ser feito de maneira a não possibilitar a alteração da classificação do resíduo e de forma que sejam minimizados os riscos de danos ambientais. Na execução e operação de um local de armazenamento de resíduos sólidos não inertes, devem ser considerados aspectos relativos ao isolamento, sinalização, acesso à área, medidas de controle de poluição ambiental, treinamento de pessoal e segurança da instalação.

Em relação ao transporte de resíduos para fins de despejo, incineração ou qualquer outro processo de disposição final, é exigida a autorização ambiental para os resíduos abrangidos pela Resolução nº 420/2004, da Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT) (BRASIL, 2004), e considerados resíduos perigosos (BRASIL, 2016a). Dessa forma, de acordo com a Portaria nº 420/2004 da ANTT, o transporte de resíduos sépticos deverá ser licenciado como fonte móvel de poluição, tendo em vista o enquadramento desses resíduos como de Classe 6, subclasse 6.2, número ONU 2.814, número de risco 606, Grupo de Risco 2 (FEPAM, 2007; SOUZA et al., 2015).

No Rio Grande do Sul, a Fundação Estadual de Proteção Ambiental Henrique Luiz Roessler (FEPAM, 2007) estabelece que não é necessário o licenciamento ambiental quando o coletor de fossas sépticas e de redes de esgotos urbanos

apresentar um laudo biológico que identifique o resíduo coletado como pertencente ao enquadramento grupo de risco 1 (ausência de patogenicidade), de acordo com a Portaria nº 420/2004 da ANTT (BRASIL, 2004).

A Instrução Normativa nº 1 de 2013 do Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis (IBAMA) define os procedimentos administrativos relacionados ao cadastramento e prestação de informações sobre resíduos sólidos, inclusive os rejeitos e os considerados perigosos (BRASIL, 2013b).

As recomendações referentes ao transporte de resíduos estão contidas na NBR 13.221 (ABNT, 2003), a qual determina que esse transporte deve atender à legislação ambiental específica, que o transporte deve ser acompanhado de documento de controle ambiental previsto pelo órgão competente e que o resíduo deve estar devidamente acondicionado, de modo que não ocorra vazamento ou derramamento.

Um exemplo de legislação ambiental específica, no nível estadual, é a Portaria do Instituto Ambiental do Paraná (IAP) nº 202 de 2016 (PARANÁ, 2016), que estabelece os critérios para Autorizações Ambientais (AA) de atividades de gerenciamento de resíduos sólidos no estado do Paraná. Essa Portaria determina que os empreendimentos para coleta, transporte (transportadora), transbordo, armazenamento, tratamento e destinação final de resíduos deverão estar devidamente licenciados pelo órgão ambiental competente, com a Licença de Operação (LO) vigente. Também determina que estão sujeitos à AA os procedimentos de movimentação de resíduos sólidos, desde sua geração até a destinação temporária e ou final.

Entre os documentos necessários para solicitação de licença ambiental para empresa de limpa-fossa, a prefeitura municipal de Curitiba exige “Declaração de Anuência” emitida pela Companhia de Saneamento do Paraná (Sanepar), autorizando a empresa a destinar os resíduos coletados e transportados para as estações de tratamento de esgoto (ETE) ou comprovantes atuais do despejo dos resíduos nas ETEs (CURITIBA, 2017).

A Lei Complementar nº 594 de Florianópolis – Santa Catarina estabelece que todo caminhão limpa-fossa deve ter a identificação da empresa em tamanho legível e deve, obrigatoriamente, possuir serviço de rastreador veicular (GPS), com acesso aos órgãos de licenciamento, fiscalização e concessionária dos serviços, para reconhecimento das rotas executadas (FLORIANÓPOLIS, 2016).

Em relação à destinação final, segundo a PNRS (BRASIL, 2010b), são proibidas as seguintes formas de destinação ou disposição final de resíduos sólidos ou rejeitos:

- lançamento em praias, no mar ou em quaisquer corpos hídricos;
- lançamento *in natura* a céu aberto, excetuados os resíduos de mineração;
- queima a céu aberto ou em recipientes, instalações e equipamentos não licenciados para essa finalidade.

A PNRS também estabelece que as pessoas físicas ou jurídicas que causarem danos ambientais decorrentes da gestão dos resíduos poderão responder objetivamente, ou seja, independentemente da aferição de culpa, bastando apenas haver o nexo de ligação entre a pessoa e o resultado. Portanto, a contratação de serviços de coleta, armazenamento, transporte, transbordo, tratamento ou destinação final de resíduos sólidos, ou de disposição final de rejeitos, não isenta as pessoas físicas ou jurídicas geradoras do resíduo da responsabilidade por danos que vierem a ser provocados pelo gerenciamento inadequado dos respectivos resíduos ou rejeitos.

Como comentado anteriormente, os resíduos sólidos grosseiros (lixo), os sólidos provenientes dos desarenadores e os materiais flutuantes removidos dos sistemas de tratamento de esgoto são considerados rejeitos e, portanto, seu destino final é um aterro sanitário municipal ou industrial, uma vez que a incineração e o coprocessamento desse tipo de resíduos não são métodos usualmente empregados nas condições brasileiras.

No estado do Paraná, os resíduos dos sistemas de tratamento de esgoto somente podem ser dispostos em aterros licenciados pelo órgão ambiental e o gerador do resíduo deve possuir a anuência do gestor do aterro em questão, especificamente nos casos de disposição em aterros municipais. Esses resíduos também poderão ser destinados a aterros localizados nas áreas das Estações de Tratamento de Esgoto, obedecendo a critérios e requisitos estabelecidos pelo Instituto Ambiental do Paraná (PARANÁ, 2009a; 2009b).

Em relação às soluções individuais de esgotamento sanitário, como fossas e filtros, a NBR 7.229 (ABNT, 1993) e a NBR 13.969 (ABNT, 1997) tratam de projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos. A NBR 7.229 determina que o lodo e a espuma acumulados nos tanques devem ser removidos periodicamente por profissionais especializados. Esse material, após removido, deverá

ser levado a uma ETE para o seu devido tratamento. Para isso é necessário ter a aprovação e regulamentação por parte do órgão responsável pelo esgotamento sanitário na área considerada. No caso de tanques sépticos para atendimento a comunidades isoladas, deve ser prevista a implantação de leitos de secagem para o desaguamento desses resíduos. Após seco, o lodo poderá ser disposto em aterro sanitário ou destinado para uma usina de compostagem ou para aplicação em área agrícola, não sendo permitido o seu uso em cultivos de hortaliças, frutas rasteiras e legumes consumidos crus. Quando a comunidade não dispuser de rede coletora de esgoto, os órgãos responsáveis pelo meio ambiente, saúde e saneamento básico do município devem ser consultados sobre o que fazer com os lodos coletados dos tanques sépticos, os quais devem ser tratados, desidratados e dispostos sem prejuízos à saúde e ao meio ambiente (ABNT, 1993).

Existem exemplos de legislações municipais, como a Lei nº 8.462/2006 do município de Ponta Grossa, no Paraná, que estabelece que “a concessionária deverá efetuar, aos usuários ainda não servidos pela rede de esgotamento sanitário, a limpeza de fossa e destinar os resíduos para estação de tratamento, cuja regulamentação será elaborada pela Concessionária, pelo Poder Concedente e pela Agência Reguladora de Águas e Saneamento (ARAS)” (PONTA GROSSA, 2006).

Já no município de Belém, no Pará, a Lei nº 7.597/92 determina que no pedido de concessão do alvará de funcionamento as empresas que trabalham na limpeza de fossas, de particulares ou firmas, devem identificar onde os dejetos recolhidos serão despejados. Acrescenta que o local deverá ser avaliado pelos órgãos competentes, indicando se os dejetos despejados nesse local causam ou não danos ao meio ambiente e à saúde da população (BELÉM, 1992).

8.2.4 Uso benéfico de lodo de esgoto em solos

O lodo gerado em Estações de Tratamento de Esgoto (ETE) e fossas sépticas é rico em matéria orgânica e possui macronutrientes, como nitrogênio e fósforo, que são essenciais para o desenvolvimento vegetal. Dessa forma, uma das alternativas de destinação sustentável para o material é o uso benéfico em solos, contribuindo tanto para o cultivo de plantas quanto para a melhoria das características físico-químicas e biológicas dos solos.

No entanto, o material também pode conter agentes patogênicos e substâncias químicas contaminantes, com potencial de causar impactos negativos ao ambiente, que devem ser minimizados de modo a evitar riscos à saúde humana.

Em vista disso, no Brasil são estabelecidos critérios e procedimentos para promover uma utilização segura do lodo de esgoto em solos, os quais são descritos em atos normativos do Ministério de Agricultura, Pecuária e Abastecimento (MAPA) e do Conselho Nacional de Meio Ambiente (CONAMA).

O MAPA, por meio da Instrução Normativa da Secretaria de Defesa Agropecuária (IN SDA) nº 25, conceitua o lodo de esgoto como matéria prima proveniente do sistema de tratamento de esgotos sanitários, possibilitando um produto de utilização segura na agricultura contanto que sejam atendidos os requisitos e limites máximos para contaminantes estabelecidos em seus atos normativos (BRASIL, 2009c). Segundo o MAPA, os produtos contendo lodo de esgoto enquadram-se na Classe D e podem ser registrados como fertilizantes orgânicos mistos e compostos (BRASIL, 2009c), como condicionadores de solo (BRASIL, 2006c), os quais possuem restrições de uso, e como substratos para plantas (BRASIL, 2016b).

Os atos normativos do MAPA (BRASIL, 2006c; BRASIL, 2009c) estabelecem que é proibido o uso de fertilizantes orgânicos e condicionadores de solo Classe D no cultivo de pastagens e capineiras, de olerícolas, tubérculos, raízes e culturas inundadas, bem como as demais culturas cuja parte comestível entre em contato com o solo. Esses atos normativos estabelecem também que no manuseio dessas culturas deverão ser utilizados equipamentos de proteção individual (EPI) e que a aplicação desses produtos somente pode ser realizada por meio de equipamentos mecanizados.

Para o registro de produtos como fertilizantes orgânicos, condicionadores de solo e substratos para plantas Classe D, o estabelecimento produtor deverá apresentar a licença ambiental de operação do estabelecimento aprovando o uso desses materiais, ou manifestação do órgão de meio ambiente competente sobre a adequação de seu uso na agricultura, sob o ponto de vista ambiental. Esses produtos somente poderão ser comercializados para consumidores finais mediante recomendação técnica firmada por profissional habilitado, a qual pode ser impressa na embalagem, rótulo, folheto ou outro documento (BRASIL, 2006c; 2009c; 2016b).

Os atos normativos do MAPA também estabelecem um prazo mínimo no qual os estabelecimentos produtores deverão manter o controle da destinação à disposição da fiscalização, sendo de 180 dias para os produtores de fertilizantes orgânicos e de condicionadores de solo, e de cinco anos para produtores de substratos para plantas (BRASIL, 2006c; 2009c; 2016b).

A Tabela 8.16 apresenta as garantias que devem ser atendidas no registro de produtos no MAPA como fertilizante orgânico e condicionadores de solo Classe D. Os condicionadores a serem destinados à melhoria das propriedades físicas ou físico-químicas do solo devem apresentar uma Capacidade de Retenção de Água (CRA) mínima de 60% e uma Capacidade de Troca Catiônica (CTC) mínima de 200 mmol_c/kg e, quando destinados à melhoria da atividade biológica do solo, as garantias das propriedades biológicas serão as declaradas pelo fabricante ou importador no processo de registro, desde que possam ser medidas quantitativamente (BRASIL, 2006c). Os substratos para plantas devem apresentar as garantias de condutividade elétrica (CE), Potencial Hidrognônico (pH), umidade máxima, densidade e capacidade de retenção de água (CRA) (BRASIL, 2016b).

Tabela 8.16 – Especificações dos fertilizantes orgânicos mistos e compostos e de condicionadores de solo Classe D a serem registrados como produtos pelo Ministério de Agricultura, Pecuária e Abastecimento

Garantia	Valor
Umidade (máx.)	70%
N total (mín.)	0,5%
Carbono orgânico (mín.)	15%
CTC	Conforme declarado
pH (mín.)	6,0
Relação C/N (máx.)	20
Relação CTC/C	Conforme declarado
Outros nutrientes	Conforme declarado

Fonte: BRASIL (2009c)

Os limites máximos de contaminantes admitidos em substrato para plantas limites, em fertilizantes orgânicos e condicionadores de solo registrados pelo MAPA como Classe D são estabelecidos pela IN SDA nº 27, alterada pela IN SDA nº 7 (BRASIL, 2016c). A Tabela 8.17 apresenta uma comparação entre os limites estabelecidos pela IN SDA nº 27 e os limites estabelecidos pela Resolução CONAMA nº 375/2006 (BRASIL, 2006e), que estabelece critérios e procedimentos para o uso agrícola de lodo de esgoto, buscando evitar riscos para a saúde pública e para o meio ambiente.

Tabela 8.17 – Valores máximos admitidos de contaminantes em produto Classe D registrado pelo MAPA e em lodo de esgoto a ser destinado para uso agrícola de acordo com a Resolução CONAMA nº 375/2006

Contaminante	Valor máximo admitido		
	MAPA – Produto Classe D		Lodo de esgoto CONAMA nº 375/06
	Substrato para plantas	Fertilizante orgânico e condicionador de solo	
Arsênio (mg/kg)	20,00	20,00	41
Bário (mg/kg)	-	-	1.300
Cádmio (mg/kg)	8,00	3,00	39
Chumbo (mg/kg)	300,00	150,00	300
Cobre (mg/kg)	-	-	1.500
Cromo hexavalente (mg/kg)	-	2,00	-
Cromo (mg/kg)	500,00	-	1.000
Mercurio (mg/kg)	2,50	1,00	17
Molibdênio (mg/kg)	-	-	50
Níquel (mg/kg)	175,00	70,00	420
Selênio (mg/kg)	80,00	80,00	100
Zinco (mg/kg)	-	-	2.800
Coliformes termotolerantes – número mais provável por grama sólidos totais (NMP/g ST)	1.000,00	1.000,00	1.000,00
Ovos viáveis de helmintos – número por quatro gramas de sólidos totais (Nº em 4g ST)	1,00	1,00	1,00
<i>Salmonella sp.</i> em 10g de ST	Ausência	Ausência	Ausência
Vírus – Unidade Formadora de Foco ou Unidade Formadora de Placa por grama sólidos totais (UFF ou UFP/g ST)	-	-	0,25
Materiais inertes:	-	0,5% na massa seca	-
Vidros, plásticos, metais > 2mm	-	5,0% na massa seca	-
Pedras > 5mm	-	5,0% na massa seca	-
Sementes ou qualquer material de propagação de ervas daninhas	0,5 planta por litro, avaliado em teste de germinação	-	-
As espécies fitopatogênicas dos Fungos dos gêneros <i>Fusarium</i> , <i>Phytophthora</i> , <i>Pythium</i> , <i>Rhizoctonia</i> e <i>Sclerotinia</i>	Ausência	-	-

Fonte: BRASIL (2006e; 2016c).

Na Resolução CONAMA nº 375/2006 estão relacionados os procedimentos quanto ao licenciamento, à frequência de monitoramento do lodo, à elaboração de projeto agrônomico, as condições de manuseio, transporte e aplicação do material. Essa Resolução também estabelece critérios para culturas e áreas

agrícolas aptas a receberem o material, para restrições locais, para definição de taxa de aplicação e para o monitoramento das áreas de aplicação. Também são apresentados, nessa Resolução, procedimentos relacionados à caracterização do lodo de esgoto por meio de análises laboratoriais e à frequência destas análises de caracterização, em função da quantidade de lodo de esgoto destinado para uso agrícola.

A Resolução CONAMA nº 375/2006 veta a utilização agrícola de lodos provenientes de sistema de tratamento individual, coletados por veículos, antes de seu tratamento por uma estação de tratamento de esgoto. Essa exigência não existe em países como os Estados Unidos da América (EUA) e a Austrália (SOUTH AUSTRALIA, 2003), onde é permitida a aplicação de lodo de fossa séptica em solos. A Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (USEPA) permite o uso de lodo de sistemas individuais em locais denominados de contato não público, como cultivos agrícolas e florestais e recuperação de áreas degradadas (USEPA, 1993), e também em locais de contato público, cuja aplicação é regulada pela CFR 40, Parte 503, que trata de uso de lodo de esgoto.

A Resolução CONAMA nº 375/2006 define Unidade de Gerenciamento de Lodo (UGL) como a unidade responsável pelo recebimento, processamento, caracterização, transporte, destinação do lodo de esgoto produzido por uma ou mais estações de tratamento de esgoto sanitário e pelo monitoramento dos efeitos ambientais, agrônômicos e sanitários de sua aplicação em área agrícola (BRASIL, 2006e). Entre os requisitos de qualidade do lodo, são definidos limites máximos de concentração para agentes patogênicos, indicadores bacteriológicos e contaminantes inorgânicos (Tabela 3 da Resolução CONAMA nº 375/2006). Também é exigido o monitoramento de substâncias orgânicas no lodo de esgoto, não sendo determinados limites máximos de concentração.

No Brasil, o termo “biossólido” não foi adotado na Resolução CONAMA nº 375/2006, que regulamenta o uso agrícola do lodo de esgoto (BRASIL, 2006e). Assim, se utiliza o termo “lodo de esgoto” para todo tipo de lodo, mesmo quando processado de modo a garantir o uso seguro. No presente estudo, para facilitar o entendimento das informações, será utilizado o termo biossólido para designar o lodo de esgoto tratado para fins agrícolas quando em análise de critérios de legislações internacionais.

Em países da Europa e nos EUA, onde o uso agrícola de lodo de esgoto vem sendo realizado há mais tempo, os regulamentos para aplicação de biossólidos en-

contram-se em estágio bastante desenvolvido. As grandes quantidades geradas nas ETEs desses países, que são aplicadas em milhares de hectares a cada ano, levaram ao estabelecimento de regulamentos bastante completos, mesmo que seus critérios estejam em constante avaliação (BEECHER, 2008).

A preocupação principal das legislações em nível mundial tem sido com o risco de disseminação de organismos patogênicos, mas, devido aos processos de controle já estabelecidos, as atuais preocupações nos países desenvolvidos vêm sendo direcionadas ao controle de substâncias químicas. A Academia Nacional de Ciências dos EUA constatou que não há nenhuma evidência científica documentada de que os Regulamentos dos EUA para tratamento e gestão de lodo de esgoto deixaram de proteger a saúde pública. Esses regulamentos são baseados em avaliações dos riscos potenciais de organismos patogênicos, contaminantes inorgânicos e alguns produtos químicos encontrados em biosólidos (BEECHER, 2008).

A maior parte dos critérios e procedimentos da Resolução CONAMA nº 375 de 29 de agosto de 2006 (BRASIL, 2006e) foi baseada no regulamento norteamericano referente ao tema. Nos EUA, a quantidade permitida de contaminantes no lodo de esgoto é regulamentada pela Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (USEPA), através da autoridade que lhe foi concedida pelo “Clean Water Act” [Lei de Água Limpa] (CWA), especificamente a CFR 40, Parte 503, que entrou em vigor em 1993. Ela determina diretrizes para a redução de patógenos e impõe limites para a concentração de nove contaminantes inorgânicos, porém não inclui regulamentação para os poluentes orgânicos em biosólidos (USEPA, 2009). A Seção 405 (d) da CWA exige que a USEPA identifique e regulamente os poluentes tóxicos que podem estar presentes em biosólidos em níveis de preocupação para a saúde pública e para o meio ambiente. Dessa forma, realiza-se periodicamente a Pesquisa Nacional sobre Lodo de Esgoto (Targeted National Sewage Sludge Survey – TNSSS), visando subsidiar a USEPA na avaliação dos níveis de substâncias potencialmente contaminantes no lodo de esgoto (USEPA, 2009).

Os principais aspectos das legislações em relação a requisitos sanitários dizem respeito a padrões e práticas de gerenciamento e tratamento do lodo de esgoto, visando à redução de patógenos a níveis aceitáveis e à redução da possibilidade de atração dos vetores.

No Brasil, o lodo para uso agrícola é classificado quanto à sanidade em Classe A e Classe B, ambos sujeitos a restrições de uso e devendo ter seu conteúdo de patógenos reduzido a níveis improváveis de causar doenças em condições específicas de uso (BRASIL, 2006e). No entanto, a Resolução CONAMA nº 375/2006 estabelece que após cinco anos de sua publicação, ou seja, a partir de agosto de 2011, somente é permitida a aplicação de lodo de esgoto Classe A, excetuando-se o caso de proposição de novos critérios ou limites, baseados em estudos de avaliação de risco e dados epidemiológicos nacionais, que demonstrem a segurança do uso do lodo de esgoto Classe B (BRASIL, 2006e). De acordo com essa Resolução, para ter aplicação agrícola, o lodo de esgoto deve atender aos limites de sanidade (Tabela 8.17), bem como ser submetido aos processos de higienização que incluem processos de redução adicional de patógenos (PRAP) e processos de redução de atratividade de vetores (PRAV).

Conforme apresentado na sua Tabela 3, a Resolução CONAMA nº 375/2006 estabelece limites para contaminantes inorgânicos. Além disso, a mesma Resolução determina que devem ser observados os limites de carga total acumulada teórica no solo quanto à aplicação de substâncias inorgânicas, não estabelecendo o período de tempo ou quantidade de aplicações subsequentes na mesma área para atender a esses limites. A Resolução estabelece ainda que, quando a carga acumulada teórica adicionada para qualquer uma das substâncias inorgânicas alcançar 80% da carga acumulada teórica permitida estabelecida, deve-se realizar o monitoramento de substâncias inorgânicas no solo após a aplicação do lodo.

Em relação a contaminantes orgânicos, a maior parte das abordagens sobre a sua presença em lodo é baseada na escolha de compostos que possuem o uso industrial ou doméstico difundido (ROGERS et al., 1989). No Brasil, a Resolução CONAMA nº 375/2006 (BRASIL, 2006e) estabelece uma lista de 34 poluentes orgânicos que devem ser determinados, inclusive quantitativamente, em lodo de esgoto destinado a uso agrícola (Tabela 8.18). Não são estabelecidos limites máximos de concentração para essas substâncias orgânicas no lodo, porém fica determinado que, sempre que forem detectadas na caracterização do lote de lodo de esgoto, deverá ser realizado o monitoramento delas no solo, observando as concentrações apresentadas na Tabela 8.18.

Tabela 8.18 – Concentrações de substâncias orgânicas permitidas em solos agrícolas segundo a Resolução CONAMA nº 375/2006

Compostos	Concentração permitida no solo (mg kg ⁻¹)
1,2-Diclorobenzeno	0,73
1,3-Diclorobenzeno	0,39
1,4-Diclorobenzeno	0,39
1,2,3-Triclorobenzeno	0,01
1,2,4-Triclorobenzeno	0,011
1,3,5-Triclorobenzeno	0,5
1,2,3,4-Tetraclorobenzeno	0,16
1,2,4,5-Tetraclorobenzeno	0,01
1,2,3,5-Tetraclorobenzeno	0,0065
Di-n-butilftalato	0,7
Di(2-etilhexil)ftalato (DEHP)	1,0
Dimetil ftalato	0,25
Cresóis	0,16
2,4-Diclorofenol	0,031
2,4,6-Triclorofenol	2,4
Pentaclorofenol	0,16
Benzo(a)antraceno	0,025
Benzo(a)pireno	0,052
Benzo(k)fluoranteno	0,38
Indeno(1,2,3-c.d)pireno	0,031
Naftaleno	0,12
Fenantreno	3,3
Lindano	0,001
Aldrin	-
Dieldrin	-
Endrin	-
Clordano	-
Heptacloro	-
DDT	-
Toxafeno	-
Mirex	-
Hexaclorobenzeno	-
PCBs	-
Dioxinas e Furanos	-

Fonte: Brasil (2006e)

Nos EUA, a Pesquisa Nacional sobre Lodo de Esgoto avaliou, em 74 ETEs, a presença de 145 substâncias, incluindo 4 ânions (nitrito, nitrato, fluoreto e fósforo solúvel), 28 contaminantes inorgânicos, 4 HPAs (hidrocarbonetos policíclicos aromáticos), duas substâncias semivoláteis, 11 retardadores de chama, 72 fármacos e 25 esteroides e hormônios. O objetivo foi identificar poluentes tóxicos

adicionais que podem estar presentes no lodo de esgoto e, quando apropriado, definir normas para esses poluentes (USEPA, 2009). Dos compostos analisados na Pesquisa, somente dois constam na Resolução CONAMA nº 375/2006 (BRASIL, 2006e): o composto orgânico semivolátil DEHP (sigla em inglês do Bis-(2-etilhexil)-ftalato), que é utilizado como plastificante, e o HPA benzo(a)pireno, que é oriundo da pirólise ou combustão incompleta de matéria orgânica.

No Brasil, a frequência de monitoramento para lodo de esgoto a ser utilizado na agricultura é definida com base na quantidade de biossólido destinado, em toneladas de ST, igualmente ao estabelecido nos EUA (Tabela 8.19). Já na União Europeia (UE) (segundo o relatório final sobre os impactos do uso do lodo em solo, na opção de moderadas mudanças) (European Commission, 2008) e no México (México, 2003), o monitoramento é definido com base na quantidade de biossólido produzido.

Tabela 8.19 – Frequência de monitoramento em biossólido segundo regulamentação dos Estados Unidos, União Europeia, México e Brasil

Regulamento	Frequência de monitoramento (vezes por ano)						
	Uma	Duas	Quatro	Seis	Oito	Doze	
ST (t ano⁻¹)							
CONAMA 375/06 ⁽¹⁾	< 60	60 – 240	240 – 1500	1500-15000		> 15000	
CFR 40, Parte 503 ⁽²⁾	< 290	-	290-1500	1500-15000	-	> 15000	
Documento trabalho UE ⁽³⁾	Parâmetros agrônômicos	< 50	50- 250	250-2500	-	2500-5000	> 5000
	Substâncias Inorgânicas	< 50	50- 250	250-2500	-	2500-5000	> 5000
	Orgânicos (sem Dioxinas)	250-1000	1000-2500	2500-5000	> 5000	-	-
	Dioxinas	1000-5000	> 5000				
	Microrganismos	< 50	50- 250	250-2500	-	2500-5000	> 5000
México ⁽⁴⁾	< 1500	1500-15000	>15000				

Fonte: ⁽¹⁾ Brasil (2006e), ⁽²⁾ USEPA (2007), ⁽³⁾ European Commission (2008), ⁽⁴⁾ México (2003)

De acordo com a regulamentação atual da UE, os estados membros decidem sobre a frequência de monitoramento para amostragem de biossólido e solo e sobre as análises requeridas. Segundo a norma, o lodo deve ser analisado pelo menos de seis em seis meses e, caso sejam constatadas variações na qualidade do esgoto, deve ser aumentada a frequência das análises. Se os resultados das

análises não variarem de maneira significativa durante o período de um ano, o lodo deve ser analisado de doze em doze meses. As características a serem analisadas são: matéria seca, MO, pH, N, P, Cd, Cu, Ni, Pb, Zn, Hg e Cr, sendo que, quando for comprovado que Cu, Zn e Cr não se encontram presentes ou apenas se encontram presentes em quantidade desprezível no esgoto, é possível solicitar alteração das análises (COUNCIL OF THE EUROPEAN COMMUNITIES, 1986).

As frequências de monitoramento do biossólido referem-se a características de sanidade e substâncias inorgânicas na CFR 40, Parte 503, e a características agronômicas, de substâncias inorgânicas, sanidade e substâncias orgânicas na Resolução CONAMA nº 375/2006. No entanto, segundo o relatório final da Comissão Europeia (EUROPEAN COMMISSION, 2008), a frequência de monitoramento é distinta para cada uma das seguintes características: parâmetros agronômicos, substâncias inorgânicas, substâncias orgânicas (exceto dioxinas), dioxinas e microrganismos. Na norma mexicana, a frequência de monitoramento refere-se a substâncias inorgânicas, indicador bacteriológico de contaminação, patógenos e parasitas.

A CFR 40, Parte 503, define que é permitida a redução da frequência de monitoramento depois de dois anos em que o biossólido tenha sido monitorado conforme a frequência estabelecida na Tabela 8.19.

Segundo a norma mexicana, o gerador pode ser isento de realizar a amostragem e análise de um ou mais das características definidas, desde que a detecção destas seja em quantidades menores do que os limites fixados, ou quando devido à origem do lodo e biossólido estes não contenham os poluentes estabelecidos na norma, sendo que o gerador deverá demonstrá-lo por escrito e sob juramento, cuja informação é passível de verificação pelas autoridades competentes (MÉXICO, 2003).

A Resolução CONAMA nº 375/2006 proíbe a utilização de lodo de esgoto em pastagens e cultivo de olerícolas (hortas), tubérculos, raízes e culturas inundadas, bem como as demais culturas cuja parte comestível entre em contato com o solo, como amendoim, mandioca e batata. Em solos onde for aplicado lodo de esgoto, as pastagens poderão ser implantadas após um período mínimo de 24 meses da última aplicação, e somente após um período mínimo de 48 meses da última aplicação poderão ser cultivadas olerícolas, tubérculos, raízes e demais culturas cuja parte comestível entre em contato com o solo, bem como cultivos inundáveis. Dessa forma, o lodo de esgoto enquadrado como Classe A pode ser utilizado em culturas cujos produtos são consumidos após industrialização ou

alimentos não consumidos *in natura*, tais como: feijão, soja, sorgo, canola, trigo, cevada, forrageiras para adubação verde e reflorestamento (BRASIL, 2006e).

A Resolução CONAMA nº 375/2006 não é aplicável para utilização de lodo de esgoto em áreas degradadas, a qual não é enquadrada como uso agrícola de lodo de esgoto. Assim, para esta forma de destinação faz-se necessária a elaboração de projeto específico e de autorização ambiental do órgão ambiental estadual.

Algumas normatizações de países desenvolvidos estabelecem classificações para os bio sólidos de acordo com os padrões de qualidade, sendo que aqueles com menor qualidade apresentam restrições de uso. A Tabela 8.20 apresenta um comparativo de restrições de uso para o bio sólido Classe B (EUA) e para o de padrão convencional da União Europeia. Ressalta-se que para o bio sólido proveniente de tratamento avançado da União Europeia não há restrição de uso (IRANPOUR et al., 2004).

Tabela 8.20 – Restrições de uso para o bio sólido Classe B e de padrão convencional segundo a regulamentação dos Estados Unidos e da União Europeia

Aplicação	Classe B (EUA)	Padrão convencional (UE)
Alimentos ou outras culturas cujo produto da colheita não toca a superfície do solo	Não colher antes de 30 dias	–
Alimentos cujas partes colhidas estão totalmente acima do solo, mas tocam a superfície do solo	Não colher antes de 14 meses	Não colher antes de 12 meses
Frutas e vegetais em contato com o solo e comidos crus		Não colher antes de 30 meses
Alimentos cujas partes colhidas estão abaixo da superfície da terra:	Não colher antes de:	
a) bio sólidos permanecem na área por mais de 4 meses antes da incorporação no solo	a) 20 meses	
b) bio sólidos permanecem na área por menos de 4 meses antes da incorporação no solo	b) 38 meses	
Produção de grama usada em área com elevado potencial de exposição pública	Não colher antes de 12 meses	
Pastagens	Sem pastejo por 30 dias	Aplicação em profundidade e sem pastejo por seis semanas. Forrageiras sem colheita em seis semanas após a aplicação
Terreno com alto potencial de exposição pública (ex. parque ou campo de futebol)	Acesso restrito por 12 meses	Proibida a aplicação
Terreno com baixo potencial de exposição pública (ex. terras agrícolas privadas)	Acesso restrito por 30 dias	Aplicação em profundidade ou e aração imediata (terras aráveis)
Árvores frutíferas, vinhas, plantações de árvores e reflorestamento e recuperação de áreas degradadas.		Aplicação em profundidade e sem acesso ao público por 10 meses após a aplicação

Fonte: Iranpour et al. (2004)

8.3 ASPECTOS LEGAIS E NORMATIVOS SOBRE O GERENCIAMENTO DAS EMISSÕES GASOSAS E DE ODORES

8.3.1 Considerações gerais

As pequenas Estações de Tratamento de Esgotos, que são comuns nos sistemas descentralizados de esgotos, também não estão livres dos problemas causados por emissões de gases, vapores e compostos odorantes. O problema pode ser até maior do que em ETEs grandes, pois estas podem guardar alguma distância de seus vizinhos, o que não é efetivamente o caso dos sistemas descentralizados, nos quais a própria habitação para quem o sistema de tratamento serve pode sofrer os incômodos e malefícios.

Os sistemas de esgotamento sanitário como um todo, incluindo as ETEs e os sistemas de instalações prediais pluri e unifamiliares, devido à decomposição bioquímica dos materiais orgânicos contidos no esgoto, podem exalar materiais voláteis, conhecidos genericamente como COVs – Compostos Orgânicos Voláteis. Esses compostos incluem, além do gás carbônico (CO_2), do hidrogênio (H_2) e do nitrogênio (N_2), principalmente os compostos nitrogenados, como amônia (NH_3), aminas, óxidos de aminas, óxidos de nitrogênio (NO_x), os compostos sulfurosos, como gás sulfídrico (H_2S) e mercaptanas, os hidrocarbonetos, como metano (CH_4), saturados, insaturados, derivados clorados, aromáticos, e outros compostos orgânicos (aldeídos, cetonas, álcoois, ácidos graxos etc.).

Esses compostos voláteis causam alguns problemas indesejáveis, a saber: (1) risco de explosão, quando confinados no sistema de esgotos; (2) corrosão de estruturas de concreto e metálicas; (3) interferência na camada de ozônio (efeito estufa); (4) toxicidade; (5) problemas relacionados com a produção de “chuvas ácidas”; e (6) maus odores ou odores fétidos, produzidos pelos chamados gases mefíticos (popularmente conhecidos pelo forte cheiro de ovos podres). Esse último parece ser o problema mais comum e mais importante no caso do gerenciamento de emissões gasosas, mas a legislação nacional brasileira não propôs, até o momento, um padrão para emissão de odor.

Um ponto importante que não é considerado pela legislação é a capacidade de as ETEs gerarem bioaerossóis, formados por gotículas de pequeno diâmetro que são capazes de transportar vírus e bactérias patogênicas a longas distâncias, podendo significar grave risco à saúde da população vizinha a essas esta-

ções (LINS, 2010). Registra-se que a legislação brasileira não abraçou esse que pode ser um problema grave de contaminação por via atmosférica.

No presente item será focalizado o problema das emissões gasosas na atmosfera e as normas e leis que regulam essas emissões, não se atendo aos problemas em ambiente fechado (explosão e corrosão).

8.3.2 Padrões, normas e legislação nacional

A legislação que trata do controle da poluição do ar por fontes fixas de emissão, que é o caso dos sistemas de esgotos e das estações de tratamento de esgotos, inicia-se com o Decreto-Lei nº 1.413, de 14 de agosto de 1975 (BRASIL, 1975a), prosseguindo com o Decreto nº 76.389, de 3 de outubro de 1975 (BRASIL, 1975b), que o regulamentou, e com a Lei nº 6.803, de 2 de julho de 1980 (BRASIL, 1980), que trata especificamente da localização de indústrias em áreas críticas de poluição.

A fixação de padrões para a emissão de poluentes gasosos e materiais particulados (materiais sólidos pulverizados) por fontes fixas começou a ser efetuada por meio da Resolução do CONAMA nº 5/1989 (BRASIL, 1989), que dispõe sobre o Programa Nacional de Controle da Poluição do Ar – PRONAR, tendo como uma das estratégias básicas a fixação de limites de emissão e de padrões nacionais de qualidade do ar de acordo com os usos das áreas consideradas.

As Resoluções CONAMA nº 3/1990 (BRASIL, 1990a) e nº 8/1990 (BRASIL, 1990b) complementaram o PRONAR, estabelecendo limites para a concentração de determinados poluentes no ar que levam em conta limites de concentração compatíveis com a saúde e o bem-estar humanos. Em seu art. 1º, a Resolução nº 3/1990 definiu que são padrões de qualidade ar as concentrações de poluentes atmosféricos que, ultrapassadas, poderão afetar a saúde, a segurança e o bem-estar da população, bem como ocasionar danos à flora e à fauna, aos materiais e ao meio ambiente em geral. Essa Resolução definiu como poluente atmosférico qualquer forma de matéria ou energia com intensidade e em quantidade, concentração, tempo ou características em desacordo com os níveis estabelecidos, e que tornem ou possam tornar o ar: (1) impróprio, nocivo ou ofensivo à saúde; (2) inconveniente ao bem-estar público; (3) danoso aos materiais, à fauna e flora; (4) prejudicial à segurança, ao uso e gozo da propriedade e às atividades normais da comunidade. Nas Resoluções CONAMA nº 3/1990 e nº 8/1990, foram estabelecidas concentrações máximas para partículas totais

em suspensão (material particulado), fumaça (composta principalmente de dióxido de carbono – CO_2), partículas inaláveis, dióxido de enxofre, monóxido de carbono (CO), ozônio e dióxido de nitrogênio. Ressalta-se que a Resolução CONAMA nº 8/1990 estabelece limites máximos de emissão de poluentes no ar apenas para processos de combustão externa de fontes fixas de poluição, não se referindo diretamente aos sistemas de coleta e tratamento de esgotos.

A Resolução CONAMA nº 3/1990, em seu Art. 2º, divide os padrões de qualidade do ar em duas classes: I – Padrões Primários de Qualidade do Ar, que são as concentrações de poluentes que, ultrapassadas, poderão afetar a saúde da população; e II – Padrões Secundários de Qualidade do Ar, que são as concentrações de poluentes abaixo das quais se prevê o mínimo efeito adverso sobre o bem-estar da população, assim como o mínimo dano à fauna, à flora, aos materiais e ao meio ambiente em geral. Desses padrões de qualidade do ar fixados pela Resolução CONAMA nº 3/1990, em seu Artigo 3º, só têm algum interesse para o caso dos sistemas de coleta e tratamento de esgotos o dióxido de enxofre (SO_2) e o dióxido de nitrogênio (NO_2), cujo valores foram assim estabelecidos:

- a) como Padrão Primário para dióxido de enxofre (SO_2): 1 – concentração média aritmética anual de 80 (oitenta) microgramas por metro cúbico de ar; e 2 – concentração média de 24 (vinte e quatro) horas de 365 (trezentos e sessenta e cinco) microgramas por metro cúbico de ar, que não deve ser excedida mais de uma vez por ano;
- b) como Padrão Secundário para dióxido de enxofre (SO_2): 1 – concentração média aritmética anual de 40 (quarenta) microgramas por metro cúbico de ar; e 2 – concentração média de 24 (vinte e quatro) horas de 100 (cem) microgramas por metro cúbico de ar, que não deve ser excedida mais de uma vez por ano;
- c) como Padrão Primário para dióxido de nitrogênio (NO_2): 1 – concentração média aritmética anual de 100 (cem) microgramas por metro cúbico de ar; e 2 – concentração média de 1 (uma) hora de 320 (trezentos e vinte) microgramas por metro cúbico de ar; e
- d) como Padrão Secundário para dióxido de nitrogênio (NO_2): 1 – concentração média aritmética anual de 100 (cem) microgramas por metro cúbico de ar; e 2 – concentração média de 1 (uma) hora de 190 (cento e noventa) microgramas por metro cúbico de ar.

A Resolução CONAMA nº 3/1990, em seu Artigo 3º, fixa padrões para Partículas Totais em Suspensão e para Partículas Inaláveis, que poderiam englobar a preocupação com a emissão de bioaerossóis pelos processos de tratamento de esgotos. Entretanto, considera-se que esses bioaerossóis, que podem conter bactérias e vírus patogênicos, necessitariam de padrões específicos para eles.

Também é necessário ressaltar que o problema de mau odor provocado por emanações das estações de tratamento de esgotos é classificado indiretamente como “poluente atmosférico” segundo o parágrafo único do Artigo 1º da Resolução CONAMA nº 3/1990, quando inclui qualquer forma de matéria ou energia com intensidade e em quantidade, concentração, tempo ou características em desacordo com os níveis estabelecidos, e que tornem ou possam tornar o ar **“inconveniente ao bem-estar público”** (grifo nosso) (BRASIL, 1990a).

A Resolução CONAMA nº 382/2006 (BRASIL, 2006f) atualizou e ampliou os padrões das resoluções anteriores e estabeleceu limites máximos de emissão de poluentes atmosféricos por fontes fixas. Ela foi complementada posteriormente pela Resolução CONAMA nº 436/2011 (BRASIL, 2011c). São estabelecidos limites específicos de emissão para vários tipos de fontes fixas. Cabe ressaltar que a Resolução CONAMA nº 382/2006 representa uma mudança de abordagem do tema, pois nas resoluções anteriores do PRONAR considerava-se a qualidade do ar como padrão básico, admitindo-se emissões maiores onde as condições atmosféricas fossem mais favoráveis. Pela Resolução nº 382/2006, fixam-se limites específicos de emissão para cada tipo de fonte ou combustível utilizado. A crítica que se faz à Resolução nº 382/2006 é quanto à especificidade, pois é quase impossível uma listagem abrangente da enorme gama de tipos de fontes fixas, razão pela qual a Resolução limita-se a citar algumas poucas consideradas mais importantes. O caso dos sistemas de coleta e tratamento de esgotos, por exemplo, não foi mencionado por essa Resolução.

Como norma brasileira que trata o assunto, pode-se citar a ABNT NBR-12209:2011 (ABNT, 2011) que, em seu capítulo 9, trata do controle das emissões gasosas em estações de tratamento de esgotos. Essa norma, entretanto, não fixa critérios e padrões para as emissões, mas recomenda formas e processos de controle dessas emissões gasosas, chegando a detalhar os critérios de dimensionamento dos equipamentos para controle das emissões.

Contudo, o maior problema causado pelas emissões gasosas em sistemas de esgotos pode ser considerado como sendo a produção de maus odores, devida

principalmente a gás sulfídrico, mercaptanas e amônia, compostos que, como foi mostrado, não são abrangidos pelos padrões atuais de emissões gasosas e de qualidade do ar. Além disso, como o limite de detecção olfativa desses compostos é muito baixo (em torno de 2 a 4 ppb), com odores tornando-se ofensivos em torno de 3 a 10 ppm, as normas e leis federais teriam que tratar do odor diretamente como padrão básico para ser monitorado e fiscalizado, e não abordar a questão pelos limites de concentração dos compostos químicos que causam o odor. São inúmeros os casos de problemas e impactos ambientais causados pela emissão de maus odores, mas a legislação brasileira ainda carece de editar limitações para isso.

É falso afirmar que o odor emitido por sistemas de esgotos é apenas um problema psicológico, sem maior impacto para a população vizinha ou próxima. Há vários estudos que mostram a possibilidade de ocorrência de doenças físicas e psicológicas causadas por esses odores ofensivos, além de problemas decorrentes, como aumento de violência, aumento da irritabilidade das pessoas expostas aos maus odores, diminuição da capacidade de aprendizado na população escolar, além de consequências econômicas, como diminuição da produtividade e desvalorização dos imóveis na região exposta às emissões. Há casos constatados na prática de afetação de áreas muito grandes, bem maiores do que as que seriam esperadas, dependendo disso da topografia local e da velocidade e direção predominante dos ventos.

Como a legislação federal atual acerca de padrões de qualidade do ar não fixa limites para odores e para os gases odorantes mais importantes, isso deve ser regulamentado pela legislação ambiental local (estados e municípios). Deve essa legislação específica ter por base os princípios exarados pela Constituição Federal promulgada em 1988, especialmente em seu Artigo 225, que aduz “todos têm direito ao meio ambiente ecologicamente equilibrado, bem de uso comum do povo e essencial à sadia qualidade de vida, impondo-se ao Poder Público e à coletividade o dever de defendê-lo e preservá-lo para as presentes e futuras gerações” (BRASIL, 1988b).

Cabe ainda ressaltar que a nossa legislação federal não se preocupou ainda com os gases que causam o efeito estufa e o aquecimento global do planeta, sendo o gás metano o mais importante deles, por serem os processos anaeróbios muito recomendados para o tratamento de esgotos em sistemas descentralizados. Dessa forma, como esses gases estufa não ocorrem divorciados dos gases odo-

rantes, e como esses últimos são detectados pelo olfato em concentrações no ar muito menores do que as de limiar de toxicidade de todos eles, limitar o odor, ou as perturbações causadas pelo odor, constituir-se-ia em um método mais fácil e mais prático de controlar todas as emissões gasosas dos sistemas de coleta e tratamento de esgotos. Esse método poderia ser baseado na intensidade e frequência das reclamações da população quanto a esse tipo de odor, baseado em um mapeamento geográfico dos pontos de cada reclamação.

8.3.3 Padrões, normas e legislação estadual e municipal

Vários estados e municípios no Brasil possuem legislação e padrões para emissão de gases para a atmosfera. Porém, não está no escopo deste texto produzir uma descrição extenuante de toda essa legislação, deixando apenas a mensagem ao leitor de que, antes de projetar, instalar e operar um sistema de esgotos descentralizado, deve-se analisar toda a legislação ambiental local e consultar os órgãos locais de controle ambiental, de regulação do saneamento e a concessionária municipal dos serviços de saneamento. São aqui trazidos apenas alguns poucos exemplos de legislação.

A Lei Estadual nº 5.793 de 16 de outubro de 1980 regula a proteção e a melhoria do meio ambiente no estado de Santa Catarina (SANTA CATARINA, 1980). O Decreto nº 14.250/1981 de Santa Catarina, que regulamentou essa lei, estabelece os padrões de qualidade do ar e, no seu Artigo 31, proíbe a emissão de substâncias odoríferas na atmosfera em quantidades que possam ser perceptíveis fora dos limites da área de propriedade da fonte emissora. Entretanto, essa proibição fica de certa forma limitada pelo Parágrafo 1º do mesmo Artigo, que exara que “A constatação de emissão de que trata este artigo, será efetuada: I – por agentes credenciados; e II – com referência às substâncias a seguir enumeradas, através de sua concentração no ar, por comparação com Limite de Percepção de Odor (LPO)”. Isso é seguido por uma tabela com os valores de LPO, dados em ppm em volume, para diversos gases. Entre os gases de interesse para os sistemas de esgotos, essa tabela traz o sulfeto de hidrogênio gasoso, com LPO de 0,00047 ppm_v, e a metil-mercaptana, com LPO de 0,0021 ppm_v (SANTA CATARINA, 1981).

O Decreto Estadual de São Paulo nº 8.468 de 1976 (SÃO PAULO, 1976), que regulamenta a Lei Estadual de São Paulo nº 997 de 1976, em seu Artigo 33 exara que: “Fica proibida a emissão de substâncias odoríferas na atmosfera, em quantidades que possam ser perceptíveis fora dos limites da área de propriedade da

fonte emissora”. E se completa o enunciado com o Parágrafo único do Artigo 33: “A critério da CETESB, a constatação da emissão de que trata este artigo, será efetuada: (1) por técnicos credenciados da CETESB; (2) com referência às substâncias a seguir enumeradas, através de sua concentração no ar, por comparação com o Limite de Percepção de Odor (LPO)” (segue-se uma lista de 55 substâncias odoríferas e seus respectivos valores de LPO).

Ainda no Estado de São Paulo, é interessante citar que a SABESP editou um guia com diretrizes técnicas para implantação de estação local de tratamento de esgoto para empreendimentos imobiliários do tipo loteamento, no qual está prescrito que a ETE não deverá emitir nenhum odor sensível ao ser humano, de forma que o projeto deverá prever cobertura de todos os tanques anaeróbios e queima de gases. Por esse guia, também deverá haver cobertura em todos os tanques de armazenamento de resíduos sólidos e outras partes que poderão emitir odores significativos (SABESP, s.d.).

A Resolução nº 016 de 15 de abril de 2014 da SEMA-PR – Secretaria de Meio Ambiente e Recursos Hídricos do estado do Paraná (PARANÁ, 2014) em seu Artigo 12 estabelece que “as atividades geradoras de substâncias odoríferas, tais como, graxaria, frigoríficos, indústria de processamento de alimentos, **estações de tratamento de efluentes**, estações elevatórias, cemitérios verticais e curtu-mes devem seguir as boas práticas de minimização de odores, devendo ser implantadas a uma distância considerada suficiente para evitar o incômodo aos núcleos populacionais” (grifo nosso). Quando isso não for suficiente para a minimização dos odores, o órgão ambiental exigirá a instalação de sistemas e/ou equipamentos de captação e remoção do odor e, caso a pluma atinja áreas residenciais, o monitoramento da extensão da pluma de odor. Além disso, a Resolução nº 016/2014 da SEMA-PR tem uma subseção para “saneamento”, na qual (Artigo 58) emana que o biogás gerado em reatores de digestão anaeróbia deve ser aproveitado ou, na impossibilidade de seu aproveitamento, será necessária sua queima, através da instalação e operação contínua de queimadores para conversão do metano. Segue-se uma série de exigências: § 1º Para controle e minimização das emissões atmosféricas das atividades relacionadas neste artigo, ficam estabelecidos os seguintes critérios: I – limpeza diária dos resíduos das grades e limpeza de rotina dos desarenadores. O resíduo oriundo dessas atividades deverá ser acondicionado em local adequado e coberto, para posterior destinação final; II – eliminação de cascadeamento nas etapas do pro-

cesso; e III – criação de uma cortina vegetal de espécies nativas no entorno do empreendimento.

O Artigo 39 do Decreto nº 1.745, de 06 de dezembro de 1979, do estado de Goiás, proíbe a emissão de substâncias odoríferas na atmosfera em quantidades que possam ser perceptíveis fora dos limites da área de propriedade da fonte emissora. O texto apresenta uma lista de 55 substâncias odoríferas e seus respectivos valores de LPO (GOIÁS, 1979).

Como exemplo de uma lei municipal que trata do controle de emissões de odores, cita-se a Lei Complementar nº 447, de 24 de maio de 2007, do Município de Uberlândia, Minas Gerais, cujo Artigo 2º proíbe a emissão de substâncias odoríferas na atmosfera em quantidades que possam ser perceptíveis fora dos limites da área de propriedade da fonte emissora (UBERLÂNDIA, 2007). Outra lei subsequente do Município de Uberlândia é a Lei nº 10.700, de 9 de março de 2011, cujo Artigo 84 reitera a proibição da lei anterior nos mesmos termos, mas traz a novidade de que os padrões de emissão de substâncias odoríferas deverão constar de “regulamento próprio”. Interessante é notar que a Lei Municipal nº 10.700/2011 estabelece que “as substâncias odoríferas para as quais não forem estabelecidos padrões de emissão, deverão observar os padrões recomendados ou aceitos **internacionalmente**” (grifo nosso) (UBERLÂNDIA, 2010).

8.3.4 Padrões, normas e acordos internacionais

O Brasil é signatário do Protocolo de Quioto, que é um tratado (acordo) internacional entre os países integrantes da Organização das Nações Unidas (ONU) firmado com o objetivo de reduzir a emissão de gases causadores do efeito estufa e o conseqüente aquecimento global. Redigido e assinado em Quioto (Japão), em 1997, o Protocolo criou diretrizes para amenizar o impacto dos problemas ambientais causados pelos modelos de desenvolvimento industrial e de consumo vigentes no planeta (UNITED NATIONS, 1998). A preocupação é com o aumento da concentração dos chamados gases de efeito estufa (GEE) na atmosfera, com conseqüente aumento da temperatura média mundial, pondo em risco o equilíbrio ecológico e a própria existência do ser humano.

O tratamento das águas residuárias pode contribuir para o acúmulo dos GEE por meio da produção de CH₄ e CO₂, provenientes dos processos de tratamento, ou da produção de energia elétrica necessária para a efetivação do processo de tratamento. O CH₄ produzido a partir de tratamento das águas residuárias

em geral constituiu cerca de 5% das fontes globais de metano (EL-FADEL; MAS-SOUD, 2001). O aproveitamento desses gases representa uma opção potencial para redução das emissões de GEE, além de ter ligações com outros setores que somam oportunidades de redução na emissão de GEE.

O Protocolo de Quioto menciona o Mecanismo de Desenvolvimento Limpo (MDL) como dispositivo de flexibilidade concebido para a participação de países emergentes, prometendo incentivar o desenvolvimento sustentável e ao mesmo tempo auxiliar esses países a cumprir parte de suas metas de redução de emissões de GEE. O MDL oferece aos países emergentes a possibilidade de se beneficiarem economicamente dos projetos de redução de emissões, os quais darão origem aos chamados “créditos de carbono”, que são basicamente toneladas de CO₂ que deixam de ser emitidas ou são retiradas da atmosfera e que podem ser negociados no mercado mundial. Essa é uma oportunidade e uma obrigação para os projetistas e operadores de ETEs de criarem condições para eliminação ou minimização das emissões de GEE nessas plantas. A quem estiver interessado nisso, sugere-se consultar Silva et al. (2011).

O mercado de créditos de carbono, criado pelo Protocolo de Quioto e ratificado pelo Brasil, necessita, entretanto, de maior segurança jurídica dentro do País. Nesse sentido, e como passo inicial, foi aprovada a Lei Federal nº 12.187, de 29 de dezembro de 2009, que instituiu a Política Nacional sobre Mudança do Clima – PNMC (BRASIL, 2009d).

8.3.5 Jurisprudência brasileira sobre o controle de odor na atmosfera

Na falta de um padrão preciso de odor no ar, e com a dificuldade de se usar a olfatométrica, as reclamações contra as emissões na atmosfera de maus odores dos sistemas prediais, de coleta e de tratamento de esgotos têm desencadeado uma série de processos judiciais, principalmente contra as multas previstas na Lei dos Crimes Ambientais (Lei nº 9.605, de 12 de fevereiro de 1998) (BRASIL, 1998) e lavradas contra as empresas operadoras de ETEs. Alguns dos processos judiciais baseiam-se no Artigo 1.277 do Código Civil Brasileiro (Lei Federal nº 10.406, de 10 de janeiro de 2002) (BRASIL, 2002).

Diversos desses processos solicitando autuação ou aqueles que solicitam providências para cessação dos danos provocados pela exalação de maus odores têm sido julgados procedentes, mas o resultado das ações depende muito do grau e da intensidade do problema causado. Alguns dos processos sentenciam-

dos concederam verbas indenizatórias aos moradores (partes autoras), a título patrimonial e extrapatrimonial, em virtude da desvalorização imobiliária e pelos danos morais sofridos, respectivamente.

BIBLIOGRAFIA

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 11.174*: Armazenamento de resíduos classes II – não inertes e III – inertes. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1990.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-7229/1993*: Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1993.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 13.969/1997*: Tanques sépticos – Unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos – Projeto, construção e operação. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1997.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 13.221*: Transporte terrestre de resíduos. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 10.004*: Resíduos sólidos – Classificação. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2004.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 12.209*: Elaboração de projetos hidráulicos-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2011.

ADASA – AGÊNCIA REGULADORA DE ÁGUAS, ENERGIA E SANEAMENTO DO DISTRITO FEDERAL. *Aproveitamento de águas pluviais e reúso de águas cinza em edificações*: padrões de qualidade, critérios de instalação e manutenção. Relatório Final 1/2017. Brasília, DF: Convênio ADASA/UnB, 2017a.

ADASA – AGÊNCIA REGULADORA DE ÁGUAS, ENERGIA E SANEAMENTO DO DISTRITO FEDERAL. *Aproveitamento de águas pluviais e reúso de águas cinza em edificações*: padrões de qualidade, critérios de instalação e manutenção. Relatório Final 5/2017. Brasília, DF: Convênio ADASA/UnB, 2017b.

ADASA – AGÊNCIA REGULADORA DE ÁGUAS, ENERGIA E SANEAMENTO DO DISTRITO FEDERAL. *Proposta preliminar de Resolução para regulamentar o aproveitamento de águas pluviais e reúso de águas cinza em edificações*. Brasília, DF: ADASA, 2018.

ALAGOAS. Decreto nº 6.200, de 01 de março de 1985. Estabelece medidas de proteção ambiental na área de implantação do Pólo Cloroquímico de Alagoas e dá outras providências. *Diário Oficial do Estado de Alagoas*, Maceió, 02 de março de 1985.

BAHIA. Conselho Estadual de Meio Ambiente (CEPRAM). *Resolução nº 2.288*, de 28 de abril de 2000. Aprova a Norma Técnica NT 002/2000, que estabelece os padrões de lançamento para efluentes sanitários nos corpos hídricos situados na Região Metropolitana de Salvador – RMS e demais municípios do Estado da Bahia, gerados a partir da implantação de empreendimentos imobiliários habitacionais. Salvador, BA: CEPRAM, 2000.

BASTOS, R. K. X.; BEVILACQUA, P. D. Normas e Critérios de Qualidade para Reúso de Água. In: FLORENCIO, L.; BASTOS, R. K. X.; AISSE, M. M. (Coord.) *Tratamento e utilização de esgotos sanitários*. Projeto PROSAB, Edital 4. Rio de Janeiro: FINEP/ABES, 2006, pp. 17-61.

BEECHER, N. Moving forward the sustainable and welcome uses of a global resource. In: LEBLANC, R. J.; MATTHEWS, P; RICHARD, R. P. (Ed.). *Global Atlas of Excreta, Wastewater Sludge and Biosolids Management*. Malta: Progress Press, 2008, p. 15-83.

BELÉM. Câmara Municipal de Belém. Lei nº 7597 de 08 de setembro de 1992. Disciplina a obrigatoriedade das empresas limpa fossas de determinarem o local de despejo dos dejetos recolhidos e dá outras providências. *Diário Oficial do Município de Belém*, Belém, 1992.

BITTENCOURT, S. *Gestão do processo de uso agrícola de lodo de esgoto no estado do Paraná*: Aplicabilidade da Resolução CONAMA nº 375/2006. 2014. 220 f. Tese. (Doutorado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental) – Departamento de Hidráulica e Saneamento, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2014.

BRASIL. Decreto-Lei nº 1.413, de 14 de agosto de 1975. Dispõe sobre o controle da poluição do meio ambiente provocada por atividades industriais. *Diário Oficial da União*, Brasília, DF, 1975a.

BRASIL. Decreto nº 76.389, de 3 de outubro de 1975. Dispõe sobre as medidas de prevenção e controle da poluição industrial, de que trata o Decreto-Lei nº 1.413, de 14 de agosto de 1975, e dá outras providências. *Diário Oficial da União*, Brasília, DF, 1975b.

BRASIL. Lei Federal Nº 6.803, de 2 de julho de 1980. Dispõe sobre as diretrizes básicas para o zoneamento industrial nas áreas críticas de poluição, e dá outras providências. *Diário Oficial da União*, Brasília, DF, 1980.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). *Resolução CONAMA nº 5*, de 15 de junho de 1988. Dispõe sobre o licenciamento ambiental de obras de saneamento. Brasília, DF, 1988a.

BRASIL. *Constituição da República Federativa do Brasil*. Brasília, 1988b.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). *Resolução CONAMA nº 5*, de 15 de junho de 1989. Dispõe sobre o Programa Nacional de Controle da Poluição do Ar – PRONAR. Brasília, DF, 1989.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA) *Resolução CONAMA nº 3*, de 28 de junho de 1990. Dispõe sobre padrões de qualidade do ar, previstos no PRONAR. Brasília, DF, 1990a.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). *Resolução CONAMA nº 8*, de 6 de dezembro de 1990. Dispõe sobre o estabelecimento de limites máximos de emissão de poluentes no ar para processos de combustão externa de fontes fixas de poluição. Brasília, DF, 1990b.

BRASIL. Presidência da República Casa Civil. Subchefia para Assuntos Jurídicos. Lei nº 9.605, de 12 de fevereiro de 1998. Dispõe sobre as sanções penais e administrativas derivadas de condutas e atividades lesivas ao meio ambiente, e dá outras providências. *Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil*, Brasília, DF, 13 fev. 1998.

BRASIL. Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH). *Resolução CNRH Nº 15*, de 11 de janeiro de 2001. Dispõe sobre o gerenciamento dos recursos hídricos subterrâneos. Brasília – DF, 2001.

BRASIL. *Lei Federal Nº 10.406*, de 10 de janeiro de 2002. Institui o Código Civil. Brasília, DF, 2002.

BRASIL. Ministério dos Transportes. Agência Nacional de Transportes Terrestres. Resolução nº 420, de 12 de fevereiro de 2004. Aprova as Instruções

Complementares ao Regulamento do Transporte Terrestre de Produtos Perigosos. *Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil*, Brasília – DF, 2004. Disponível em: <http://portal.antt.gov.br/index.php/content/view/full/1420/Resolucao_n_420.html>. Acesso em 23 nov. 2017.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). *Resolução nº 357*, de 17 de março de 2005. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências. Brasília, DF, 2005a.

BRASIL. Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH). *Resolução CNRH Nº 54*, de 28 de novembro de 2005. Estabelece modalidades, diretrizes e critérios gerais para a prática de reúso direto não potável de água, e dá outras providências. Brasília, DF, 2005b.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). *Resolução CONAMA nº 377*, de 9 de outubro de 2006. Dispõe sobre licenciamento ambiental simplificado de Sistemas de Esgotamento Sanitário. Brasília – DF, 2006a.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). *Resolução CONAMA nº 370*, de 6 de abril de 2006. Prorroga o prazo para complementação das condições e padrões de lançamento de efluentes, previsto no art. 44 da Resolução no 357, de 17 de março de 2005. Brasília – DF, 2006b.

BRASIL. Poder Executivo. *Instrução Normativa SDA Nº 35*, de 4 de julho de 2006. Aprova as normas sobre especificações e garantias, tolerâncias, registro, embalagem e rotulagem dos corretivos de acidez, de alcalinidade e de sodicidade e dos condicionadores de solo, destinados à agricultura. Brasília – DF, 2006c.

BRASIL. Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento. Poder Executivo. *Instrução Normativa SDA Nº 27*, de 5 de junho de 2006. Estabelece os limites máximos de contaminantes e agentes fitotóxicos patogênicos ao homem, animais e plantas a serem atendidos nos fertilizantes, corretivos, inoculantes e biofertilizantes. Brasília – DF, 2006d.

BRASIL. Ministério do Meio Ambiente. Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). *Resolução CONAMA nº 375*, de 29 de agosto de 2006. Define critérios e procedimentos, para o uso agrícola de lodos de esgoto gerados em estações de tratamento de esgoto sanitário e seus produtos derivados. *Diário Oficial*

[da] *República Federativa do Brasil*, Brasília – DF, 30 ago. 2006e. Disponível em: <<http://www.mma.gov.br/port/conama/res/res06/res37506.pdf>>. Acesso em: 25 jan. 2013.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). *Resolução CONAMA nº 382*, de 26 de dezembro de 2006. Estabelece os limites máximos de emissão de poluentes atmosféricos para fontes fixas. Brasília – DF, 2006f.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). *Resolução CONAMA nº 393*, de 8 de agosto de 2007. Dispõe sobre o descarte contínuo de água de processo ou de produção em plataformas marítimas de petróleo e gás natural, e dá outras providências. Brasília – DF, 2007.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). *Resolução CONAMA nº 397*, de 3 de abril de 2008. Altera o inciso II do § 4º e a Tabela X do § 5º, ambos do art. 34 da Resolução do Conselho Nacional do Meio Ambiente – CONAMA no 357, de 2005, que dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes. Brasília – DF, 2008a.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). *Resolução CONAMA nº 396*, de 3 de abril de 2008. Dispõe sobre a classificação e diretrizes ambientais para o enquadramento das águas subterrâneas e dá outras providências. Brasília – DF, 2008b.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). *Resolução nº 410*, de 04 de março de 2009. Prorroga o prazo para complementação das condições e padrões de lançamento de efluentes, previsto no art. 44 da Resolução nº 357, de 17 de março de 2005, e no art. 3º da Resolução nº 397, de 3 de abril de 2008. Brasília, DF, 2009a.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). *Resolução CONAMA nº 420*, de 28 de dezembro de 2009. Dispõe sobre critérios e valores orientadores de qualidade do solo quanto à presença de substâncias químicas e estabelece diretrizes para o gerenciamento ambiental de áreas contaminadas por essas substâncias em decorrência de atividades antrópicas. Brasília – DF, 2009b.

BRASIL. Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento. Poder Executivo. *Instrução Normativa SDA Nº 25*, de 23 de julho de 2009. Estabelece as normas sobre as especificações e as garantias, as tolerâncias, o registro, a embalagem e

a rotulagem dos fertilizantes orgânicos simples, mistos, compostos, organominerais e biofertilizantes destinados à agricultura. Brasília – DF, 2009c.

BRASIL. *Lei Federal Nº 12.187*, de 29 de dezembro de 2009. Institui a Política Nacional sobre Mudança do Clima – PNMC. Brasília – DF, 2009d.

BRASIL. Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH). *Resolução CNRH Nº 121*, de 16 de dezembro de 2010. Estabelece diretrizes e critérios para a prática de reúso direto não potável de água na modalidade agrícola e florestal, definida na Resolução CNRH Nº 54, de 28 de novembro de 2005. Brasília – DF, 2010a.

BRASIL. Presidência da República Casa Civil. Subchefia para Assuntos Jurídicos. Lei nº 12.305, de 2 de agosto de 2010. Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos; altera a Lei no 9.605, de 12 de fevereiro de 1998; e dá outras providências. *Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil*, Brasília – DF, 03 ago. 2010b. Disponível em: <<http://portal.saude.gov.br>>. Acesso em: 29 mar. 2014.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). *Resolução nº 430*, de 13 de maio de 2011. Dispõe sobre as condições e padrões de lançamento de efluentes, complementa e altera a Resolução no 357, de 17 de março de 2005, do Conselho Nacional do Meio Ambiente-CONAMA. Brasília – DF, 2011a.

BRASIL. Ministério da Saúde. *Portaria nº 2914*, de 12 de dezembro de 2011. Dispõe sobre os procedimentos de controle e de vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade. Brasília – DF, 2011b.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). *Resolução CONAMA nº 436*, de 26 de dezembro de 2011. Estabelece os limites máximos de emissão de poluentes atmosféricos para fontes fixas instaladas ou com pedido de licença de instalação anteriores a 02 de janeiro de 2007. Brasília – DF, 2011c.

BRASIL. Ministério do Meio Ambiente. Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis (IBAMA). *Instrução Normativa Nº 5*, de 9 de maio de 2012. Disponível em: <http://www.ibama.gov.br/phocadownload/produtosperigosos/in_05_2012.pdf>. Acesso em: 27 nov. 2017.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). *Resolução CONAMA nº 460*, de 30 de dezembro de 2013. Altera a Resolução CONAMA nº 420, de 28 de dezembro de 2009, que dispõe sobre critérios e valores orientadores de qualidade do solo quanto à presença de substâncias químicas e dá outras providências. Brasília – DF, 2013a.

BRASIL. Ministério do Meio Ambiente. Ministério do Meio Ambiente. Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis (IBAMA). *Instrução Normativa Nº 1*, de 25 de janeiro de 2013b. Disponível em: < http://www.ibama.gov.br/phocadownload/emissoeseresiduos/residuos/in_1_2013_cnrp_public_dou_30jan2013.pdf>. Acesso em: 24 nov. 2017.

BRASIL. Ministério do Meio Ambiente. Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis (IBAMA). *Autorização ambiental para transporte de produtos perigosos*, 2016a. Disponível em: <<http://www.ibama.gov.br/conteudo-do-menu-superior/28-menu-superior-perguntas-frequentes/743-autorizacao-ambiental-para-transporte-de-produtos-perigosos#>>>. Acesso em: 24 nov. 2017.

BRASIL. Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento. Poder Executivo. *Instrução Normativa Nº 5*, de 10 de março de 2016. Estabelece as regras sobre definições, classificação, especificações e garantias, tolerâncias, registro, embalagem, rotulagem e propaganda dos remineralizadores e substratos para plantas, destinados à agricultura. Brasília – DF, 2016b.

BRASIL. Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento. Poder Executivo. *Instrução Normativa SDA Nº 7*, de 04 de abril de 2016. Altera a Instrução Normativa SDA Nº 27, de 5 de junho de 2006 que estabelece os limites máximos de contaminantes e agentes fitotóxicos patogênicos ao homem, animais e plantas a serem atendidos nos fertilizantes, corretivos, inoculantes e biofertilizantes. Brasília – DF, 2016c.

BRASIL. Ministério da Saúde. PRC-MS-GM-5/2017. Portaria de Consolidação Nº 5, de 28 de setembro de 2017. Consolidação das normas sobre as ações e os serviços de saúde do Sistema Único de Saúde. *Diário Oficial da União*, Nº 190, Brasília, DF, 03 out. 2017a.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). *Resolução CONAMA nº 481*, de 3 de outubro de 2017. Estabelece critérios e procedimentos para garantir o controle e a qualidade ambiental do processo de compostagem de resíduos orgânicos, e dá outras providências. Brasília, DF, 2017b.

CEARÁ. Conselho Estadual do Meio Ambiente (COEMA). *Resolução nº 02*, de 02 de fevereiro de 2017. Dispõe sobre os padrões e condições para lançamento de efluentes líquidos gerados por fontes poluidoras. Ceará, 2017.

CETESB – COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL. *Relatório de estabelecimento de valores orientadores para solos e águas subterâneas no estado de São Paulo*. São Paulo: Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental, 2001. (Série Relatórios Ambientais) Disponível em: <http://cetesb.sp.gov.br/aguas-subterraneas/wp-content/uploads/sites/13/2013/11/tabela_vos_2016_site.pdf>. Acesso em: 30 abr. 2018.

COUNCIL OF THE EUROPEAN COMMUNITIES. Council directive 86/278/EEC of 12 June 1986 on the protection of the environment, and in particular of the soil, when sewage sludge is used in agriculture. *Official Journal L.*, v. 181, 1986, p. 06-12. Disponível em: <<http://eur-lex.europa.eu/mwg-internal/de5fs23hu73ds/progress?id=OwFVVACJf&dl>>. Acesso em: 08 abr. 2014.

CUIABÁ. *Decreto Municipal Nº 5.621*, de 4 de novembro de 2014. Estabelece procedimento padrão para aprovação de projetos urbanísticos, análise e recebimento dos projetos de esgotamento sanitário protocolados no município de Cuiabá para os interessados que pretendam obter licença de construção e “habite-se”. Cuiabá, MT, 2014.

CURITIBA. *Lei Municipal Nº 10.785*, de 18 de setembro de 2003. Cria no município de Curitiba, o programa de conservação e uso racional da água nas edificações – PURAE. Curitiba, PR, 2003.

CURITIBA. *Decreto Municipal Nº 293*, de 22 de março de 2006. Regulamenta a Lei nº 10.785/2003 e dispõe sobre os critérios do uso e conservação racional da água nas edificações e dá outras providências. Curitiba, PR, 2006.

CURITIBA. Secretaria Municipal do Meio Ambiente. *Documentos necessários para solicitação de licença ambiental para empresa de transporte de resíduos*. 2017. Disponível em: <<http://multimedia.curitiba.pr.gov.br/2012/00123102.pdf>>. Acesso em: 23 nov. 2017.

DISTRITO FEDERAL. *Decreto nº 18.328*, de 08 de junho de 1997. Altera o Decreto nº 5.631, de 27 de novembro de 1990, que aprova o novo Regulamento para Instalações Prediais de Esgotos Sanitários no Distrito Federal, que com esta baixa, e dá outras providências. Brasília, DF, 1997.

EL-FADEL, M.; MASSOUD, M. Methane emissions from wastewater management. *Environment Pollution*, v. 114, p. 177-185, 2001.

ERICKSON, R. J. An evaluation of mathematical models for the effects of pH and temperature on ammonia toxicity to aquatic organisms. *Water Research*, n. 19, p. 1047-1058, 1985.

EUROPEAN COMMISSION. *Environmental, economic and social impacts of the use of sewage sludge on land*. Final Report. Part I: Overview Report. Environment under Study Contract DG ENV.G.4/ETU/2008/0076r. Bruxelas: Milieu Ltd.; WRc; RPA, 2008.

FLORIANÓPOLIS. Câmara Municipal de Florianópolis. *Lei Complementar Nº 594*, de 21 de dezembro de 2016. Acrescenta artigos à Lei Complementar Nº 239, de 2006 (código de Vigilância em Saúde). Florianópolis, 2016.

FIESP – FEDERAÇÃO DAS INDÚSTRIAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. *Conservação e reúso da água em edificações*. São Paulo: Federação das Indústrias do Estado de São Paulo – FIESP / Sindicato da Indústria da Construção de São Paulo -SINDUSCON-SP / ANA – Agência Nacional de Águas / Prol Editora Gráfica, 2005.

FEPAM – FUNDAÇÃO ESTADUAL DE PROTEÇÃO AMBIENTAL HENRIQUE LUIZ ROESSLER/RS. *Transporte de resíduos de fossa e banheiros químicos*. 2007. Disponível em: <<http://www.fepam.rs.gov.br/central/diretrizes/ResiduoFossaWCQuimico.pdf>>. Acesso em: 23 jan. 2017.

GOIÁS. *Decreto Estadual nº 1.745*, de 06 de dezembro de 1979. Aprova o Regulamento da Lei nº 8.544, de 17 de outubro de 1978, que dispõe sobre a prevenção e o controle da poluição do meio ambiente. Goiás, 1979.

IRANPOUR, R.; COX, H. H. J.; KEARNEY, R. J.; CLARK, J. H.; PINCINCE, A. B.; DAIGGER, G. T. Regulations for Biosolids Land Application in U.S. and European Union. *Journal of Residuals Science & Technology*, v. 1, Nº 4, 2004, p. 209-222.

LINS, G. A. *Impactos ambientais em estações de tratamento de esgotos (ETE)*. 2010. 285f. Dissertação (Mestrado profissional em Engenharia Ambiental) – Escola Politécnica e Escola de Química. Unidade, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

MACEIÓ. *Lei Municipal Nº 4.548*, de 21 de novembro de 1996. Institui o Código Municipal de Meio Ambiente e dispõe sobre a administração do uso dos recursos ambientais, da proteção da qualidade do meio ambiente, do controle das fontes poluidoras, da ordenação do uso do solo do território do município de Maceió, de forma a garantir o desenvolvimento sustentável. Maceió, AL, 1996.

MANAUS. Conselho Municipal de Desenvolvimento e Meio Ambiente (COM-DEMA). *Resolução nº 34*, de 27 de julho de 2012. Estabelece normas e padrões para qualidade das águas, condições para lançamento de efluentes e dá outras providências. Manaus, AM, 2012.

MARANHÃO. Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Recursos Naturais (SEMA). *Portaria nº 79*, de 04 de julho de 2013. Regulamenta o lançamento em corpos receptores de efluentes tratados em Estação de Tratamento de Efluentes. São Luís, MA, 2013.

MATO GROSSO. Conselho Estadual de Meio Ambiente de Mato Grosso. *Resolução CONSEMA Nº 55*, de 21 de junho de 2012. Dispõe sobre o lançamento de efluentes tratados oriundos de estação de tratamento de esgoto doméstico em galeria de água pluvial no âmbito do estado do Mato Grosso, e dá outras providências. Mato Grosso, MT, 2012.

MATO GROSSO. Conselho Estadual de Meio Ambiente de Mato Grosso. *Resolução CONSEMA Nº 90*, de 23 de outubro de 2013. Revoga a permissão de lançamento de efluentes tratados oriundos de estações de esgoto doméstico de condomínios residenciais e comerciais, empreendimentos hoteleiros e até de unidades hospitalares em galerias de águas pluviais. Mato Grosso, MT, 2013.

MATO GROSSO DO SUL. Conselho Estadual de Controle Ambiental (CECA). *Deliberação nº 36*, de junho de 2012. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água superficiais e estabelece diretrizes ambientais para o seu enquadramento; bem como, estabelece as diretrizes, condições e padrões de lançamento de efluentes no âmbito do Estado do Mato Grosso do Sul, e dá outras providências. Mato Grosso do Sul, 2012.

MÉXICO. Secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales. Norma Oficial Mexicana NOM-004-SEMARNAT-2002. Protección ambiental. Lodos y biosólidos. Especificaciones y límites máximos permisibles de contaminantes para su aprovechamiento y disposición final. *Diario Oficial de la Federación*, 15 ago. 2003. Disponível em: <http://dof.gob.mx/nota_detalle.php?codigo=691939&fecha=15/08/200>. Acesso em: 08 abr. 2014.

MINAS GERAIS. *Lei Estadual Nº 13.317*, de 24 set. 1999. Contém o Código de Saúde do Estado de Minas Gerais. Belo Horizonte, MG, 1999.

MINAS GERAIS. Conselho Estadual de Política Ambiental (COPAM). Conselho Estadual de Recursos Hídricos do Estado de Minas Gerais (CERH). *Deliberação Normativa Conjunta COPAM/CERH nº 01*, de 05 de maio de 2008. Dispõe sobre a classificação dos corpos hídricos e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como, estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências. Minas Gerais, 2008.

MORAES, W. S. M.; DOS SANTOS, A. B. Análise dos padrões de lançamento de efluentes e de reúso em diversos estados do Brasil. *Revista DAE* n. 215, v. 67, p. 44-55, 2019.

ONU – ORGANIZAÇÃO DAS NAÇÕES UNIDAS. Agenda 21, Capítulo 21: Manejo ambientalmente saudável dos resíduos sólidos e questões relacionadas com os esgotos. In: CONFERÊNCIA DAS NAÇÕES UNIDAS SOBRE O MEIO AMBIENTE E O DESENVOLVIMENTO (CNUMAD), 1992, Rio de Janeiro. Disponível em: <<http://www.mma.gov.br/responsabilidade-socioambiental/agenda-21/agenda-21-global/item/681>>. Acesso em: 18 jun. 2014.

PALMAS. *Decreto Municipal Nº 747*, de 24 de março de 2014. Regulamenta os procedimentos relativos ao despejo de águas pluviais e águas residuais e adota outras providências. Palmas, TO, 2014.

PARANÁ. Lei nº 12.493, de 22 de janeiro de 1999. Estabelece princípios, procedimentos, normas e critérios referentes a geração, acondicionamento, armazenamento, coleta, transporte, tratamento e destinação final dos resíduos sólidos no Estado do Paraná, visando controle da poluição, da contaminação e a minimização de seus impactos ambientais e adota outras providências. *Diário Oficial do Estado do Paraná*, Edição 5430, 05 de fevereiro de 1999.

PARANÁ. Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Recursos Hídricos (SEMA). *Resolução nº 21*, de 22 de abril de 2009. Dispõe sobre licenciamento ambiental, estabelece condições e padrões ambientais e dá outras providências, para empreendimentos de saneamento. Paraná, 2009a.

PARANÁ. Conselho Estadual do Meio Ambiente (CEMA). *Resolução nº 70*, de 01 de outubro de 2009. Dispõe sobre o licenciamento ambiental, estabelece condições e critérios e dá outras providências para empreendimentos industriais. Paraná, 2009b.

PARANÁ. Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Recursos Hídricos (SEMA). *Resolução nº 016*, de 15 de abril de 2014. Define critérios para o Controle da

Qualidade do Ar como um dos instrumentos básicos da gestão ambiental para proteção da saúde e bem-estar da população e melhoria da qualidade de vida, com o objetivo de permitir o desenvolvimento econômico e social do Estado do Paraná de forma ambientalmente segura. Curitiba, PR, 2014.

PARANÁ. Instituto Ambiental do Paraná (IAP). Portaria IAP Nº 202 de 2016. Estabelece os critérios para exigência e emissão de Autorizações Ambientais para as Atividades de Gerenciamento de Resíduos Sólidos. *Diário Oficial do Estado do Paraná*, Curitiba, PR, 2016.

PERNAMBUCO. Agência Estadual de Meio Ambiente (CPRH). *Norma Técnica nº 2.001*. Controle de carga orgânica em efluentes líquidos industriais – estabelece critérios e padrões de emissão que resultem na redução da carga industrial lançada direta ou indiretamente nos recursos hídricos do estado de Pernambuco. Pernambuco, 2001.

PERNAMBUCO. Agência Estadual de Meio Ambiente (CPRH). *Norma Técnica Nº 2.002*. Avaliação de parâmetros para descarga de efluentes líquidos industriais e domésticos. Pernambuco, 2002.

PERNAMBUCO. Agência Estadual de Meio Ambiente (CPRH). *Norma Técnica Nº 2.007*. Coliformes termotolerantes – Padrões de Lançamento para efluentes domésticos e/ou industriais – estabelecer o NMP máximo de coliformes termotolerantes (CTer) permitidos para lançamento de efluentes domésticos ou industriais nos corpos de água receptores. Pernambuco, 2007.

PONTA GROSSA. Câmara Municipal de Ponta Grossa. *Lei nº 8462*, de 14 de fevereiro de 2006. Altera dispositivos da lei Nº 8.427, de 16 de janeiro de 2006. Ponta Grossa, 2006.

REIS, J. A. T. Análise dos padrões para os compostos amoniacais segundo a Resolução CONAMA 20/86. *Revista de Engenharia Sanitária e Ambiental*, v. 3, n. 4, p. 146-154, 1998.

REIS, J. A. T.; MENDONÇA, A. S. F. Análise técnica dos novos padrões brasileiros para amônia em efluentes e corpos d'água. *Revista de Engenharia Sanitária e Ambiental*, v. 14, n. 3, p. 353-362, 2009.

REIS, J. A. T.; MENDONÇA, A. S. F. Amônia em efluentes e mananciais de água doce – Uma avaliação dos limites impostos pelo CONAMA. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 20, 1997. *Anais...*

Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 1997a.

REIS, J. A. T.; MENDONÇA, A.S.F. A influência dos valores de pH e temperatura sobre a toxicidade da amônia e sua importância na definição de padrões ambientais para corpos d'água. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA AMBIENTAL, 20, 1997. *Anais...* Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 1997b.

RIO DE JANEIRO. Fundação Estadual de Engenharia do Meio Ambiente (FEE-MA). *Norma Técnica 202.R-10*, de 1986. Estabelece critérios e padrões para lançamento de efluentes líquidos, como parte integrante do Sistema de Licenciamento de Atividades Poluidoras – SLAP. Rio de Janeiro, 1986.

RIO DE JANEIRO. Fundação Estadual de Engenharia do Meio Ambiente (FEE-MA). *Norma Técnica 215.R-4*, de 2007. Diretriz de controle de carga orgânica biodegradável em efluentes líquidos de origem sanitária – estabelece exigências de controle de poluição das águas que resultem na redução de carga orgânica biodegradável de origem sanitária, como parte integrante do Sistema de Licenciamento de Atividades Poluidoras – SLAP. Rio de Janeiro, 2007.

RIO GRANDE DO SUL. Conselho Estadual do Meio Ambiente (CONSEMA). *Resolução nº 128*, de 07 de dezembro de 2006. Dispõe sobre a fixação de padrões de emissão de efluentes líquidos para fontes de emissão que lancem seus efluentes em águas superficiais no estado do Rio Grande do Sul. Rio Grande do Sul, 2006.

ROGERS, H. R.; CAMPBELL, J. A.; CRATHORNE, B.; DOBBSTHE, A. J. Occurrence of chlorobenzenes and permethrins in twelve U.K. sewage sludges. *Water Research*, v. 23, n. 7, pp. 913-921, 1989.

RONDÔNIA. Secretaria de Estado do Desenvolvimento Ambiental (SEDAM). *Decreto nº 7.903*, de 01 de julho de 1997. Regulamenta a Lei nº 547, de 30 de dezembro de 1993, que dispõe sobre proteção, recuperação, controle, fiscalização da qualidade do meio ambiente no Estado de Rondônia. Rondônia, 1997.

Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (Sabesp). *Diretrizes técnicas para projeto e implantação de estação local de tratamento de esgoto para empreendimentos imobiliários*. (s.d.) São Paulo, SP. Disponível em: <[http://www.sabesp.com.br/sabesp/filesmng.nsf/84B1F21196B56861832573A700509441/\\$File/diretrizes_tecnicas_etes.pdf](http://www.sabesp.com.br/sabesp/filesmng.nsf/84B1F21196B56861832573A700509441/$File/diretrizes_tecnicas_etes.pdf)>. Acesso em: 25 jan. 2018.

SANTA CATARINA. *Lei Estadual Nº 5.793*, de 16 de outubro de 1980. Dispõe sobre a proteção e melhoria da qualidade ambiental e dá outras providências. Santa Catarina, 1980.

SANTA CATARINA. *Decreto Estadual nº 14.250*, de 05 de junho de 1981. Regula dispositivos da Lei nº 5.793, de 15 outubro de 1980, referentes à proteção e a melhoria da qualidade ambiental. Santa Catarina, 1981.

SANTA CATARINA. *Lei Estadual nº 14.675*, de 13 de abril de 2009. Institui o Código Estadual do Meio Ambiente e estabelece outras providências. Santa Catarina, 2009.

SÃO PAULO. *Lei Estadual nº 997*, de 31 de maio de 1976. Dispõe sobre a prevenção e o controle da poluição do meio ambiente. São Paulo, 1976a

SÃO PAULO. *Decreto Estadual nº 8.468*, de 08 de setembro de 1976. Aprova o Regulamento da Lei nº 997, de 31 de maio de 1976, que dispõe sobre a prevenção e o controle da poluição do meio ambiente. São Paulo, 1976b.

SÃO PAULO. *Lei Estadual nº 13.577*, de 08 de julho de 2009. Dispõe sobre diretrizes e procedimentos para a proteção da qualidade do solo e gerenciamento de áreas contaminadas, e dá outras providências correlatas. São Paulo, 2009.

SÃO PAULO. *Lei Municipal nº 16.174*, de 22 de abril de 2015. Estabelece regramento e medidas para fomento ao reúso de água para aplicações não potáveis, oriundas do polimento do efluente final do tratamento de esgoto, de recuperação de água de chuva, da drenagem de recintos subterrâneos e de rebaixamento de lençol freático e revoga a Lei Municipal Nº 13.309/2002, no âmbito do Município de São Paulo e dá outras providências. São Paulo, SP, 2015.

SÃO PAULO. *Resolução Conjunta SES/SMA/SSRH nº 01*, de 28 de junho de 2017. Disciplina o reúso direto não potável de água, para fins urbanos, proveniente de Estações de Tratamento de Esgoto Sanitário e dá outras providências. São Paulo, 2017.

SILVA, W. T. P.; DUARTE, A. C. L.; SOUZA, M. A. A. Implementação e otimização de um projeto de MDL em estação de tratamento de águas residuárias. *Engenharia Sanitária e Ambiental*, v. 16, n. 2, p. 1-11. Rio de Janeiro, 2011.

SOUZA, M. A.; AISSE, M. M.; TRAFCA, A. C.; CORDEIRO, B. S.; SILVA, W. T. P. Aspectos da gestão de lodos de fossas e tanques sépticos. In: CARVALHO, E. H. de; ANDREOLI, C.V. (Orgs.). *Lodo de fossa e tanque séptico: orientações para definição de alternativas de gestão e destinação*. Curitiba: ABES, 2015, p. 385-449.

PORTO VELHO. Conselho Municipal de Meio Ambiente (COMDEMA). *Resolução COMDEMA nº 04*, de 08 de setembro de 2016. Estabelece os critérios de licenciamento, auto monitoramento e padrões de lançamento de efluentes para as Estações de Tratamento de Esgotos em funcionamento ou que venham a funcionar no Município de Porto Velho/RO. Porto Velho, Rondônia, 2016.

PORTO VELHO. *Lei Complementar nº 695*, de 24 de novembro de 2017. Altera o art. 173 da Lei Complementar Nº 138 de 21 de dezembro de 2001 e institui obrigações para lançamento de efluentes nas praias ou na rede de águas pluviais e dá outras providências. Porto Velho, Rondônia, 2017.

SOUTH AUSTRALIA. Environment Protection Authority. *Liquid biosolids from domestic septic tanks* -disposal onto agricultural land. set. 2003. Disponível em: <https://www.lga.sa.gov.au/webdata/resources/files/Liquid_Biosolid_Disposal_-_EPA_%2826%29.pdf>. Acesso em: 27 nov. 2011.

UBERLÂNDIA. *Lei Complementar Nº 447*, de 24 de maio de 2007. Altera os artigos 117 e 126 da Lei Complementar Nº 17/91, que “dispõe sobre a política de proteção, controle e conservação do meio ambiente e dá outras providências”. Uberlândia, MG, 2007.

UBERLÂNDIA. *Lei nº 10.700*, de 9 de março de 2011. Dispõe sobre a política de proteção, controle e conservação do meio ambiente, revoga a lei complementar Nº 017, de 04 de dezembro de 1991 e suas alterações, e dá outras providências. Uberlândia, MG, 2010.

UNITED NATIONS ORGANIZATION (UNO). *Kyoto Protocol to the United Nations Framework Convention on Climate Change*. Quioto: United Nations Organization, 1998.

USEPA – UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. *Part 503*—standards for the use or disposal of sewage sludge. Electronic Code of Federal Regulations (e-CFR) – Title 40: Protection of Environment. 2007. Disponível em: <[http://yosemite.epa.gov/r10/water.nsf/npdes+permits/sewage+s825/\\$file/503-032007.pdf](http://yosemite.epa.gov/r10/water.nsf/npdes+permits/sewage+s825/$file/503-032007.pdf)>. Acesso em: 05 abr. 2014.

USEPA – UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. *Targeted National Sewage Sludge Survey: Overview Report*. Washington: Office of Water (4301T). EPA-822-R-08-014. jan. 2009. Disponível em: <<http://water.epa.gov/scitech/wastetech/biosolids/tnsss-fs.cfm>>. Acesso em: 24 nov. 2011.

USEPA – UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. *Guidelines for water reuse*. Washington: United States Environmental Protection Agency, 2012.

USEPA – UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. *Domestic Septage Regulatory Guidance: A Guide to the EPA 503 Rule*, 1993. Disponível em: < <https://nepis.epa.gov/Exe/ZyPDF.cgi/200041HP.PDF?Dockey=200041HP.PDF>>. Acesso em: 27 nov. 2017

VITÓRIA. *Lei Municipal Nº 8.805*, de 10 de abril de 2015. Vitória, ES, 2015.

VON SPERLING, M. *Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias*. 4. ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental; UFMG, 2014. v. 1: Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos.

WHO – WORLD HEALTH ORGANIZATION. *Guidelines for the safe use of wastewater, excreta and greywater*. Geneva: World Health Organization, 2006. v. 3: Wastewater and excreta use in aquaculture.

WHO – WORLD HEALTH ORGANIZATION. *Health guidelines for use of wastewater in agriculture and aquaculture*. Geneva: World Health Organization, 1989. (Technical Report Series, 778).

Ferramentas de avaliação de sustentabilidade em sistemas de tratamento de esgotos descentralizados

Paula Loureiro Paulo, Asher Kiperstok, Hugo Henrique de Simone Souza, Juliana Cardoso de Moraes, Laila de Oliveira Vaz Oliveira, Luciano Matos Queiroz, Marcelo Antunes Nolasco, Maria Elisa Magri e Tháís Andrade de Sampaio Lopes

9.1 INTRODUÇÃO

Historicamente, o desenvolvimento do setor de saneamento aliado ao conhecimento científico e tecnológico tem contribuído para o avanço da melhoria da saúde humana de forma incomparável. Até o passado recente, o conceito de que a diluição do esgoto era a solução predominou entre os profissionais de saneamento. No entanto, a população cresceu e de forma concentrada nos centros urbanos, impondo novos limites quanto à capacidade dos recursos hídricos de assimilar os despejos. Assim, diante da necessidade premente de ampliação da infraestrutura sanitária no país, constata-se que novos elementos devem ser considerados no planejamento urbano e regional, em sintonia com outras Agendas, tais como: mudanças climáticas, energia, biodiversidade, crise da escassez de nutrientes como N e P, entre outras. Portanto, apenas tratar o esgoto e descartá-lo no meio ambiente não é suficiente, sendo necessário contextualizar o saneamento em uma abordagem mais integrada e holística.

A aplicação do conceito de sustentabilidade em sistemas de saneamento requer que as ETE sejam consideradas como uma fonte de recursos e não somente como mitigadoras de impactos ambientais. É necessário pensar a ETE como um sistema integrado que vise, além do tratamento dos esgotos, com separação de correntes na fonte ou não, a recuperação e valoração dos subprodutos no contexto do conceito *Nexus*. Para tanto, é primordial a aplicação de ferramentas que, além da viabilidade econômica, considerem também aspectos de sustentabilidade ambiental e social.

A Figura 9.1 mostra os três pilares da sustentabilidade – ambiental, econômico e social – com exemplos de indicadores, tanto para domínios únicos quanto

para a combinação de dois domínios ou pilares (por exemplo, socioambiental ou socioeconômico), culminando na junção dos 3 domínios que, com a aplicação das ferramentas apropriadas, propicia a avaliação da sustentabilidade do sistema estudado. A Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (USEPA) considera o uso de indicadores de sustentabilidade essencial na abordagem de sistemas integrados, auxiliando nos processos decisórios (USEPA, 2014). O emprego das ferramentas em sistemas de saneamento vem a auxiliar na proposição de indicadores de sustentabilidade para o setor.

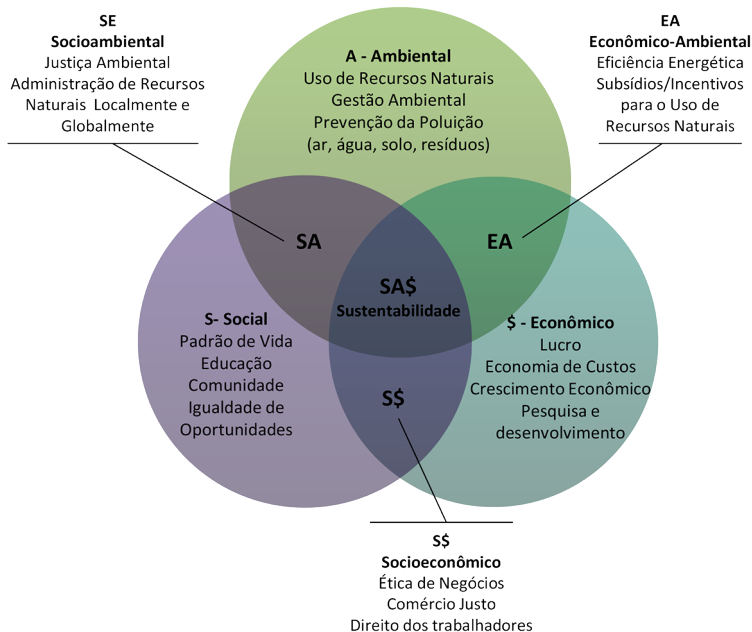


Figura 9.1 – Os três pilares da sustentabilidade destacando a seleção de indicadores de 1, 2 ou 3 domínios

Fonte: adaptado de USEPA (2012)

No Brasil, ainda são escassos estudos com a combinação de ferramentas contemplando mais de um pilar no setor de saneamento. No entanto, nota-se que órgãos governamentais já admitem a importância de tais estudos para definição de metas e planejamento de ações. Como exemplo, pode-se citar o *Atlas Esgotos* lançado pela Agência Nacional de Águas (ANA, 2017) juntamente com a Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental do Ministério das Cidades (SNSA/MCidades). Esse Atlas contempla o diagnóstico da situação do esgo-

tamento sanitário no Brasil (ano base 2013), destacando suas implicações na qualidade dos corpos d'água receptores, os investimentos necessários de tratamento e propõe diretrizes e estratégia integrada para a realização de ações. Embora as proposições de ações em coleta e tratamento de esgotos propostas não tenham foco em reaproveitamento, o documento cita aproveitamento e/ou processamento de subprodutos, admitindo que esses processos possam contribuir para a sustentabilidade ambiental e econômica das ETE. Os autores ponderam que não foram considerados os custos de tecnologias de aproveitamento e/ou processamento dos mesmos, pois dependeriam de uma avaliação mais específica, não sendo, portanto, objeto de análise do Atlas.

A abordagem utilizada pela RENTED e representada na Figura 9.2 consiste na avaliação da sustentabilidade dos arranjos tecnológicos e de processos estudados. A Rede de Pesquisa considerou estudos de Avaliação do Ciclo de Vida (ACV), Avaliação Quantitativa de Risco Microbiológico (AQRM) e Análise de Viabilidade Econômica (AVEC), sendo que para a última foram utilizadas ferramentas variadas. O objetivo deste capítulo é abordar o conceito de sustentabilidade de ETE, incluindo a visão do *Nexus*, e apresentar uma descrição sucinta das diferentes ferramentas, exemplificando a aplicação de algumas delas. É importante salientar que o estudo de sustentabilidade de ETE pode ser aplicado tanto para a concepção de novos projetos, subsidiando o processo decisório nos planos de saneamento, quanto para ETE já em operação, visando melhorias e/ou ampliação.

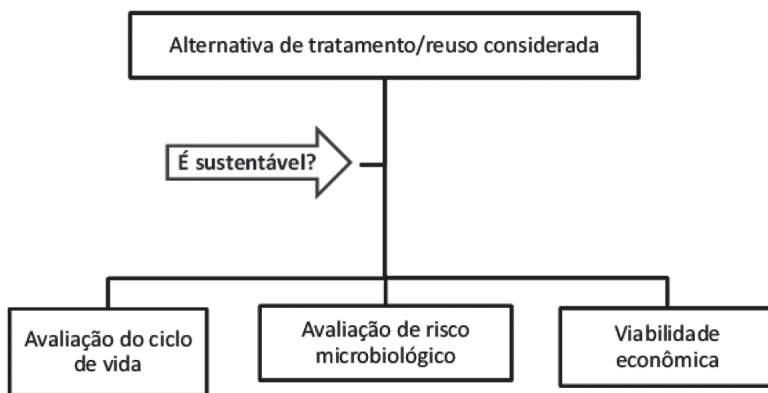


Figura 9.2 – Abordagem usada na RENTED para avaliação de sustentabilidade dos arranjos tecnológicos estudados

9.2 CONCEITO NEXUS E O SANEAMENTO

Os setores água, energia e alimentos estão interligados de modo intrínseco, e ações em um setor podem ajudar ou prejudicar os outros dois. Produzir energia consome água. Tratar água consome energia. Produzir alimento consome água e energia. Portanto, abordagens isoladas, desconectadas de outros setores, já não servem para resolver os problemas de um mundo cada vez mais complexo.

Assim, a abordagem integrada permite aumentar a compreensão das interdependências entre as políticas de água, energia e alimentos, mas também de outras, como clima e biodiversidade, integrando diferentes agendas em uma plataforma única (ANDERSSON et al., 2017). A perspectiva *Nexus* pressupõe ir além de políticas unilaterais que impedem soluções interdisciplinares e respostas mutuamente benéficas com maior potencial de cooperação entre os segmentos.

9.2.1 Sustentabilidade em ETE baseadas no conceito NEXUS

Estações de Tratamento de Esgotos (ETE) são, a priori, parte da infraestrutura necessária urbana com a finalidade precípua de garantir a saúde pública e a proteção ambiental. No entanto, para cumprirem esta finalidade, consomem muita energia e, em alguns casos, elevada dose de insumos químicos (CAI et al., 2013). Para exemplificar, os processos convencionais aeróbios, a exemplo dos lodos ativados, apresentam elevado consumo de energia elétrica, algo em torno de $0,6 \text{ kW.h.m}^{-3}$ de efluente tratado (GUDE, 2015).

O esgoto sanitário pode ser utilizado como matéria-prima para a produção de uma grande variedade de produtos, água de reúso para agricultura e cidade, biofertilizantes, produção de biocombustíveis, insumos bioquímicos industriais e biomateriais, incluindo biopolímeros de valor comercial elevado, energia na forma de metano, hidrogênio e até mesmo eletricidade, como ilustrado na Figura 9.3 (CANO, 2017).

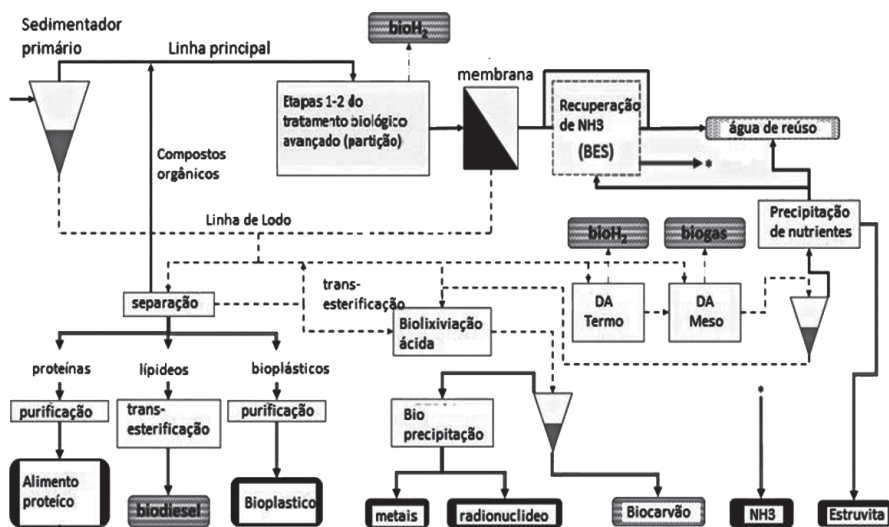


Figura 9.3 – Diagrama conceitual geral de diferentes tecnologias para o tratamento de esgotos tendo em vista a recuperação de recursos.

*DA: Digestão Anaeróbia.

Fonte: adaptado de PUYOL et al. (2016)

9.2.2 Recuperação de produtos em ETEs – nutrientes, água e energia Nutrientes

A recuperação de nutrientes das águas residuárias reduz a poluição ambiental, notadamente dos ecossistemas aquáticos. Três métodos de recuperação de nutrientes conhecidos são: químico, físico e biológico. Nos métodos químicos, os nutrientes presentes nas águas residuárias são removidos por precipitação, com a cristalização de nitrogênio e fósforo extraída na forma de estruvita ($Mg-NH_4PO_4 \cdot 6H_2O$). No caso de métodos físicos, a troca iônica, metodologias baseadas em adsorção ou separação, a exemplo das membranas, têm sido utilizadas de forma crescente para a recuperação de nutrientes presentes nos esgotos. A remoção biológica dá-se pelos microrganismos do processo biológico e, dependendo do sistema, por algas e macrófitas aquáticas (*wetlands* construídos).

A partir da revisão da literatura, pode-se concluir que o fosfato está se tornando cada vez mais escasso e caro. Além disso, as descargas de fosfato devem ser limitadas devido a impactos econômicos e especialmente ambientais. Portanto, o fósforo precisa ser recuperado e reutilizado a partir de fluxos de correntes segregadas e não segregadas de esgotos. A implementação de uma estratégia

adequada de recuperação de P é de importância crucial. Hoje em dia, existem inúmeras técnicas e processos de recuperação de P, embora ainda não sejam amplamente utilizados (CORDELL et al., 2011).

O sucesso da cristalização da estruvita é regido por vários parâmetros. Entre os conhecidos como particularmente importantes estão o pH, a concentração de magnésio e o tempo de retenção hidráulica. A estruvita ou o hexahidrato de fosfato de amônio e magnésio ($MgNH_4PO_4 \cdot 6H_2O$) precipita em proporção molar 1:1:1 (LE CORRE et al., 2009).

A recuperação de nutrientes não se restringe aos estudos e projetos em ETEs. A recuperação de nitrogênio e, principalmente, do fósforo em correntes segregadas apresenta afinidade de grande relevância com a abordagem *Nexus* da água – saneamento – alimento. Estudo realizado por CHRISPIM et al. (2017) apresentou a viabilidade técnica e econômica do potencial de aproveitamento de nutrientes em escala descentralizada para incrementar a produção de alimento em centros urbanos.

Água de reúso

A situação das grandes cidades brasileiras é crítica e de completo despreparo para lidar com situações extremas de água, seja pelo excesso ou, como tem ocorrido mais recentemente, pela acentuada escassez. É antiga e notória a baixa qualidade dos serviços de saneamento prestados em nosso país. A escassez de água devido a questões climáticas associadas aos problemas de infraestrutura sanitária tornou-se uma questão nacional e não apenas um problema relevante e restrito às zonas áridas. A produção de água de reúso oriunda do esgoto doméstico tratado, da segregação de água cinza em edificações habitacionais, comerciais, institucionais etc. aliada a sistemas de drenagem de águas pluviais mais apropriados, poderão contribuir para a diminuição dos problemas de abastecimento de água em grandes cidades, principalmente em regiões que apresentam escassez quantitativa ou qualitativa de água. No contexto de águas residuárias segregadas, as águas cinza correspondem àquelas utilizadas em uma residência, com exceção da água descartada pelo vaso sanitário. Dessa forma, incluem águas resultantes de chuveiros, banheiras, pias, tanques, cozinha, máquinas de lavar louças e roupas. As águas cinza apresentam enorme potencial de produção descentralizada de água de reúso em centros urbanos para uso local tanto em irrigação quanto na produção de alimentos (CHRISPIM; NOLASCO, 2017).

Energia

A conversão em bioenergia de fluxos de esgotos sanitários e industriais ricos em compostos orgânicos tem uma longa história, especialmente por meio da digestão anaeróbia, tradicionalmente com a produção de biogás (MCCARTY, 2011). Décadas após os reatores anaeróbios de alta taxa terem sido desenvolvidos, diversas outras tecnologias estão em desenvolvimento para converter matéria orgânica em bioenergia, como biohidrogênio, biodiesel, bioetanol e células combustíveis microbianas. Destas, destaca-se o reator AnMBR, que ao combinar vantagens da digestão anaeróbia e da filtração por membrana representa uma alternativa aos reatores anaeróbios de alta taxa atuais, tendo como principal vantagem a retenção total de partículas. Assim, o AnMBR pode produzir efluentes de alta qualidade (sem sólidos e patógenos) e reter comunidades microbianas especiais capazes de degradar poluentes e/ou tolerar maior concentração de um inibidor, independentemente de suas propriedades de sedimentação (DERELI et al., 2012). Desse modo, amplia-se de forma segura e eficiente a recuperação de recursos no sistema de tratamento de águas residuárias. Contudo, aspectos ligados a um maior custo de implantação, operação e manutenção, quando comparado a tecnologias anaeróbias mais tradicionais, acabam por inviabilizar na maioria das vezes a aplicação do AnMBR em escala real.

A inovação tecnológica tem ampliado a gama de recursos que podem ser obtidos no tratamento de esgotos. Microrganismos “oleaginosos” são capazes de acumular mais de 20% do seu peso seco como óleo, incluindo microalgas, fungos, leveduras e bactérias, sendo uma alternativa promissora para óleos vegetais/biodiesel, uma vez que têm taxas de crescimento mais rápidas do que as plantas (JIN et al., 2015; MUNIRAJ et al., 2015). Outra tecnologia alinhada à perspectiva sistêmica e inovadora do *Nexus* é a Célula Combustível Microbiana (CCM). Esta é considerada uma tecnologia promissora no equacionamento do déficit de energia e de poluição hídrica, uma vez que é capaz de gerar energia elétrica e tratar águas residuárias simultaneamente (CHEN et al., 2015). A CCM é tecnicamente viável para o tratamento de esgoto e produção de bioeletricidade; no entanto, para aplicação real, ainda são necessários novos avanços para torná-la economicamente viável (CANO; NOLASCO, 2017).

9.3 AVALIAÇÃO DE CICLO DE VIDA (ACV)

Os distintos arranjos tecnológicos utilizados para o tratamento e remoção dos poluentes presentes nos esgotos apresentam características específicas e, con-

sequentemente, podem gerar diferentes impactos sobre o meio ambiente. Algumas tecnologias demandam elevada quantidade de energia, uso de produtos químicos e aplicam materiais com grande quantidade de energia consumida na sua extração ou produção (energia incorporada). As ETE podem ocupar grandes áreas, liberar gases de efeito estufa e, ainda, produzir grande quantidade de lodo biológico ou químico. Portanto, considerando o longo ciclo de vida útil das ETE, os objetivos dos processos de tratamento de esgoto precisam alcançar, além da proteção da saúde humana e dos corpos hídricos, a minimização do uso dos recursos naturais, a redução do consumo de energia, o menor uso possível de produtos químicos e a valorização dos resíduos gerados (LUNDIN et al., 2000; DIXON et al., 2003).

A ACV é uma ferramenta de gestão ambiental que trata com abrangência as questões ambientais e permite avaliar os potenciais impactos ambientais associados a um produto, sistema ou processo ao longo do seu ciclo de vida – ou, como é usualmente chamado, “do berço ao túmulo”. Abrange desde a fase de desenvolvimento do produto até seu destino final ou reciclagem, analisando a questão ambiental de forma integrada (RODRIGUES, 2008).

Existem dois grandes grupos de estudos de ACV. O primeiro, definido como ACV atribucional, descreve os fluxos ambientais (entradas e saídas) relevantes do ciclo de vida e seus subsistemas. O segundo grupo, ACV consequencial, descreve como fluxos ambientalmente relevantes podem ser alterados devido às mudanças promovidas no próprio sistema, ou seja, descreve as consequências esperadas das mudanças introduzidas em um sistema como resposta de possíveis decisões. Alguns estudos os caracterizam como ACV descritiva e ACV orientada para a mudança (*change-oriented*), respectivamente (FINNVEDEN et al., 2009).

A *Society of Environmental Toxicology and Chemistry* (SETAC) foi pioneira na elaboração de um guia para a padronização de termos e critérios de elaboração dos estudos da ACV. Inspirada nos trabalhos da SETAC e de algumas outras instituições, a *International Organization for Standardization* (ISO) elaborou uma série de normas sobre ACV: ISO 14040, ISO 14041, ISO 14042 e ISO 14043, que definem requisitos gerais para a elaboração de um estudo de ACV e estabelecem critérios para a divulgação dos resultados para o público. No ano de 2009, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) publicou as versões em português das referidas normas ISO.

Segundo a norma ISO 14044, publicada no ano de 2009, o estudo de ACV compreende quatro fases iterativas: definição de objetivo e escopo, análise de inventário do ciclo de vida (ICV), avaliação de impacto do ciclo de vida (AICV) e interpretação.

A primeira fase de elaboração de um estudo de ACV é a definição de objetivo e escopo. Devem ser claramente definidos os propósitos e amplitudes, as fronteiras, a função, a unidade funcional, a metodologia e se haverá ou não alocação dos subprodutos. Adicionalmente, é importante definir o objetivo e a justificativa do estudo e qual é seu público alvo. Vale ressaltar que essas definições são preliminares, pois a ACV é uma ferramenta iterativa, o que permite mudanças no planejamento inicial a qualquer momento do processo (NBR ISO 14044, 2009).

Um dos mais importantes conceitos de um estudo de ACV é a unidade funcional. Trata-se da unidade de referência **quantitativa** a que todas as entradas e saídas do sistema serão correlacionadas. A unidade funcional é definida a partir da função do produto ou processo. A unidade funcional para um sistema de pintura, por exemplo, pode ser o metro quadrado de superfície coberta com tinta para a função de cobertura decorativa.

A fronteira do sistema delimita os processos elementares e subsistemas que serão incluídos no estudo. Um estudo de ACV de uma ETE, por exemplo, pode incluir ou não os potenciais impactos gerados com o tratamento do lodo biológico de processo.

O escopo deve conter as dimensões da ACV, como a extensão do estudo (onde começa e termina o estudo de ciclo de vida, “do berço ao portão” ou “do berço ao túmulo”), a largura (número de subsistemas incluídos no estudo) e profundidade (nível de detalhamento e qualidade dos dados). Essas dimensões devem ser compatíveis com o escopo e atender ao estabelecido no objetivo do estudo. Maiores detalhes sobre esses conceitos estão disponíveis nas referidas normas ABNT.

A fase de Análise de Inventário de Ciclo de Vida (ICV) é a mais trabalhosa e definitiva para um estudo de ACV. Envolve a coleta de dados e a quantificação das entradas e saídas relevantes do produto ou processo correlacionadas com a unidade funcional. O ICV pode ser apresentado na forma de um fluxograma ou como uma tabela de inventário. No inventário são listados os dados de entrada, como matérias-primas, materiais, transporte, energia e água, e os dados de saída, como emissões para o ar, solo e água, resíduos e subprodutos. A Tabela 9.1 apresenta um exemplo de ICV das fases de construção e operação de uma ETE.

Definiu-se como unidade funcional 1,0 m³ de efluente final tratado no período de 20 anos de operação da ETE.

Tabela 9.1 – Tabela de Inventário do Ciclo de Vida de uma ETE

Saída	Unidade Funcional	
Efluente final tratado	1,0 m ³	
Entradas		
Aço	0,055	kg
Cimento <i>Portland</i>	0,078	kg
Areia	0,248	kg
Brita	1,479	kg
PVC	0,002	kg
Bloco	0,003	kg
Hipoclorito de sódio	0,837	kg
Eletricidade	0,180	kWh
Emissões para a água		
DQO (Demanda Química de Oxigênio)	0,096	kg
Sólidos em Suspensão	0,018	kg
Nitrogênio Amoniacal	0,039	kg
Nitrato	0,002	kg
Fósforo Total	0,008	kg
Cloro Residual	0,001	kg
Emissões para o ar		
Metano	0,196	kg
Óxido nitroso	0,001	kg

Fonte: Adaptado de Lopes et al. (2016)

A fase de Avaliação de Impacto do Ciclo de Vida (AICV) avalia a magnitude e a importância dos impactos ambientais a partir dos resultados do ICV, ou seja, a AICV correlaciona as entradas e saídas de inventário às categorias de impacto, que caracterizam os potenciais impactos ao meio ambiente e à saúde humana. A seleção e a definição das categorias de impacto são realizadas com base no conhecimento dos processos e dos mecanismos ambientais. Esta fase compreende elementos obrigatórios e opcionais (Figura 9.4). Os elementos obrigatórios convertem os resultados do ICV em indicadores de categorias (perfil ambiental) para as diferentes categorias de impacto e os elementos opcionais servem para normalizar, agrupar e ponderar os resultados do indicador e técnicas de análise de qualidade dos dados (NBR ISO 14044, 2009).

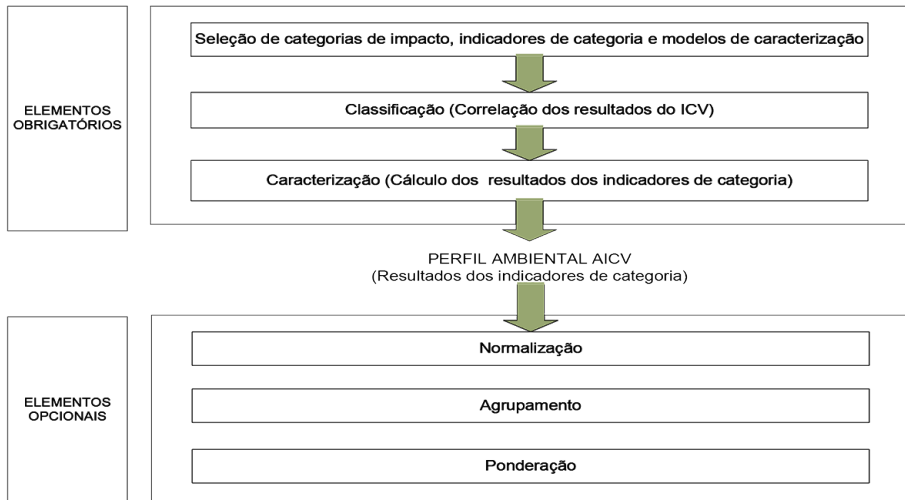


Figura 9.4 – Elementos da fase de AICV

Fonte: NBR ISO 14044 (2009)

Dentre os elementos obrigatórios de um estudo de ACV, a classificação é a etapa na qual os dados gerados no ICV são associados a categorias de impactos ambientais como: acidificação, eutrofização, aquecimento global, depleção da camada de ozônio, toxicidade humana, ecotoxicidade, entre outras. Já a caracterização é a etapa na qual os dados obtidos são correlacionados com os indicadores de referência de cada uma dessas categorias.

Dentre os elementos opcionais, a normalização permite a comparação entre as categorias de impacto com relação a um valor de referência, que pode ser o fluxo total global, regional, nacional ou local. O agrupamento classifica as categorias de impacto em um ou mais grupos de acordo com o local de ação ou tipo de emissões, e a ponderação atribui pesos baseados na relevância das categorias de acordo com o objetivo e escopo do estudo (NBR ISO 14040, 2009). Para cada categoria de impacto da AICV é necessário um modelo e a determinação dos fatores de caracterização, identificação dos dados do ICV que podem ser relacionados à categoria de impacto, definição do indicador de categoria e identificação dos pontos finais de categoria (NBR ISO 14044, 2009). A Figura 9.5 representa os componentes da AICV e mostra a relação entre eles, utilizando como exemplo os conceitos relativos à categoria de impacto “acidificação”.

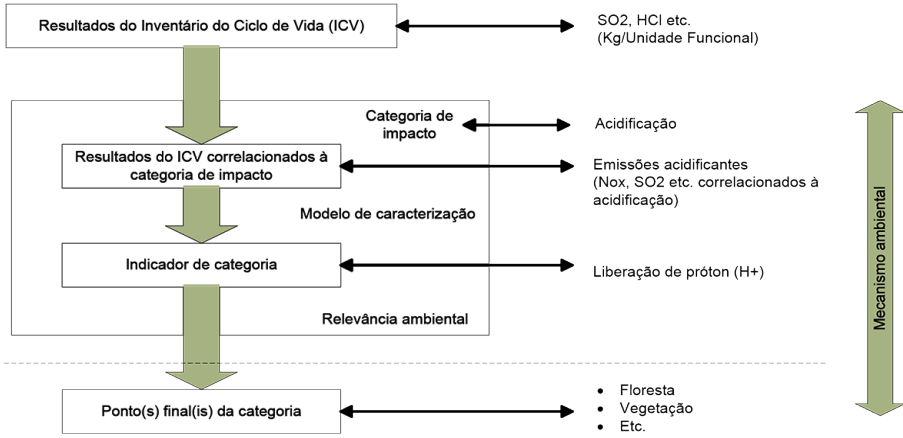


Figura 9.5 – Elementos da fase de AICV
 Fonte: NBR ISO 14044 (2009)

Os modelos de caracterização, mais conhecidos como métodos de avaliação de impacto, possuem características específicas e apresentam duas formas de abordagem: *midpoint* e *endpoint*. No *midpoint*, os fluxos listados no ICV são agregados em categorias de impacto que representam os indicadores de impacto em potencial. A modelagem *endpoint* consiste em caracterizar as consequências das categorias de *midpoint* no ponto final do percurso ambiental (CAVALETT et al., 2013). A Figura 9.6 representa as relações entre os resultados do ICV e as categorias de impacto de *midpoint* e *endpoint*.

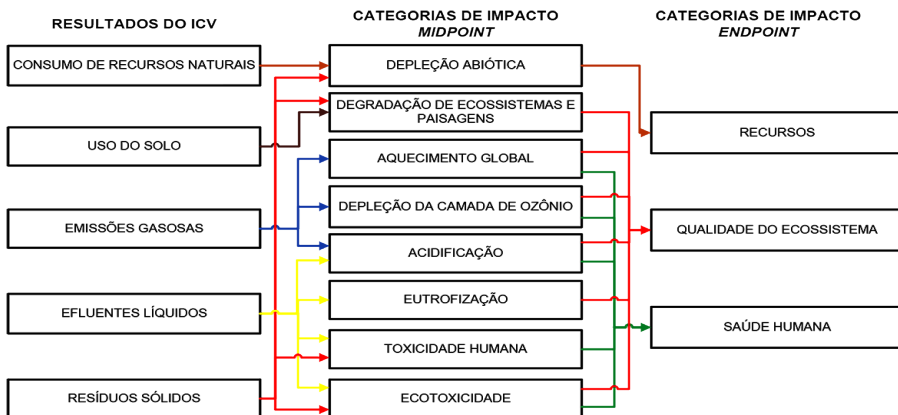


Figura 9.6 – Resultados do ICV relacionados às categorias de impacto
 Fonte: Adaptado de SETAC (1993); HAUSCHILD et al. (2013)

A última fase do estudo de ACV é a interpretação, na qual os resultados obtidos nas fases anteriores são analisados, comparados e identificados de acordo com o objetivo definido previamente, fornecendo informações sobre as emissões para o meio ambiente e as fases do ciclo de vida que contribuem para os determinados impactos ambientais. Os resultados da fase de interpretação servem para chegar a conclusões, esclarecer limitações e sugerir recomendações de melhorias para reduzir os impactos ambientais dos produtos e processos, bem como auxiliar na tomada de decisão (SETAC, 1993).

Conhecidas as fases da ACV, podem-se compreender as aplicabilidades e limitações dos estudos de ACV. Portanto, a ACV é utilizada para a compreensão de temas complexos como: identificação de pontos críticos e melhoria no desempenho ambiental de sistemas, desenvolvimento de novos produtos, comparação ambiental entre produtos/serviços que cumprem a mesma função, elaboração de políticas e práticas ambientais e, também, para a rotulagem ambiental (SEO; KULAY, 2006). Gerando informações que podem auxiliar na tomada de decisão e identificação dos pontos críticos do sistema, a ACV é capaz de embasar medidas mitigadoras preventivas ou corretivas, preconizadas pela filosofia de produção mais limpa.

A aplicação da ACV exige uma grande disponibilidade de dados representativos e de boa qualidade. A coleta de dados e informações pode ser inviabilizada pela falta de interesse de empresas e setores produtivos e pela confidencialidade das informações relacionadas a determinados insumos e tecnologias (SEO; KULAY, 2006).

No Brasil, a principal limitação para elaboração dos estudos de ACV é a ausência de um banco de dados nacional que reflita a realidade brasileira. Entretanto, o Instituto Brasileiro de Informação em Ciência e Tecnologia (IBICIT) vem juntando esforços para a construção do Banco Nacional de Inventários de Ciclo de Vida (SICV Brasil) e elaboração de um Guia de Qualidade dos Dados (QualiData) com o objetivo de difundir o uso da técnica e estimular a criação de *softwares* nacionais. Porém, ainda faltam métodos de AICV que retratem a realidade brasileira. Os métodos de avaliação existentes consideram impactos ambientais globais ou relativos aos níveis locais para os quais foram criados, como a Europa, Canadá e Estados Unidos.

A grande quantidade de dados e realização de cálculos complexos é outra das limitações para a realização de estudos de ACV. O uso de *softwares* específicos

pode ajudar a viabilizar os estudos de ACV, tornando-os mais práticos e confiáveis. Os *softwares* disponibilizam bancos de dados internacionais, métodos de avaliação de impacto e realizam as etapas de AICV, sendo atualizados periodicamente. Os principais *softwares* utilizados em estudos de ACV são apresentados no Quadro 9.1.

Quadro 9.1 – Principais *softwares* de aplicação de ACV

Software	Características	Desenvolvedores
Gabi	Administração de dados e modelagem de ciclo de vida de produtos.	PE Europe e Universidade de Stuttgart (Alemanha)
Umberto	Gestão ambiental e análise de fluxos de materiais e energia.	Instituto de Informática Ambiental Hamburg LTDA (IFU) (Alemanha)
SimaPro	Comparação e análise do desempenho ambiental de produtos e serviços com ciclos de vida mais complexos.	Pre-Consultants (Holanda)
OpenLCA	Software livre de avaliação do ciclo de vida e sustentabilidade de produtos e serviços, possibilita o aumento dos estudos de ACV.	Green Delta (Alemanha)

Fonte: Adaptado de Santos (2013)

Os bancos de dados fornecem um grande número de dados de processos disponibilizados nos *softwares*, uma vez que muitos dos processos inseridos nos *softwares* apresentam dados desde a extração dos recursos na natureza, passando por fabricação, transporte e resíduos gerados até o descarte final. Todavia, apesar de os bancos de dados facilitarem significativamente os estudos de ACV fornecendo milhares de dados de processos, esses dados podem não ser representativos para as diversas realidades locais, pois a maioria deles corresponde à realidade europeia, além de apresentarem grande incerteza dos dados. O banco de dados mais utilizados em estudos de ACV, disponível nos principais *softwares*, é o *Ecoinvent*[®], desenvolvido na Suíça e atualizado periodicamente.

Além do suporte de *softwares*, é importante buscar a melhoria contínua da qualidade dos dados a partir da metodologia denominada “cone invertido”. Essa metodologia prevê o aprofundamento e a ampliação do conhecimento e melhoria da qualidade dos dados, reduzindo o grau de incerteza do estudo dentro das fases da ACV ao longo do tempo. Assim, várias rodadas dos dados são executadas para melhorar a análise, a fim de aprimorar as fronteiras e a qualidade do estudo (Figura 9.7).

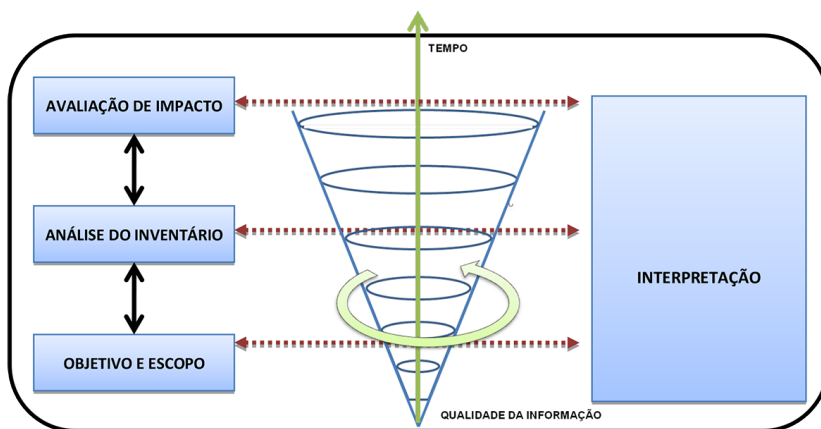


Figura 9.7 – Desenho esquemático do cone invertido

Fonte: Souza et al. (2014)

Portanto, a ACV se apresenta como uma ferramenta viável para avaliar o desempenho ambiental dos processos de tratamento de esgotos. A ACV permite avaliar os potenciais impactos associados ao ciclo de vida das ETE, ou seja, a natureza do impacto ambiental oriundo da construção, operação e fim de vida desses equipamentos, permitindo identificar pontos críticos dos processos e, certamente, auxiliando na escolha da tecnologia de tratamento pelos tomadores de decisão (MUGA; MIHELICIC, 2008; GUEST et al., 2009; ZANG et al., 2015).

9.3.2 ACV aplicada ao tratamento de esgotos

A aplicação da ACV em processos de tratamento de esgotos envolve diversas metodologias, categorias de impacto e especificidades, porém a falta de recursos e indisponibilidade de dados frequentemente impõem restrições ao escopo do estudo. Desse modo, os principais desafios para a aplicação da ACV em processos de tratamento de esgotos são o desenvolvimento de métodos de avaliação regionais, melhoria da qualidade dos dados, redução da incerteza e uma melhor integração e comunicação com os tomadores de decisão (OPHER; FRIEDLER, 2015).

A ACV não é uma avaliação econômica; entretanto, destaca-se que, por meio desse estudo, podem-se explicar como diferentes arranjos tecnológicos contribuem para o impacto ambiental associado à construção e operação das ETE. Portanto, é uma possibilidade de incluir o custo ambiental na avaliação do in-

vestimento, assim como de identificar oportunidades de otimização dos processos. Mesmo que as medidas de desempenho e custo ambiental decorrentes da aplicação da ACV não sejam totalmente confiáveis ou 100% precisas, a sua inclusão na tomada de decisão amplia o nível em que os custos e benefícios ambientais são considerados, constituindo já aí uma vantagem sobre processos decisórios que não os consideraram (GATERELL; LESTER, 2000).

Corominas et al. (2013) realizaram uma revisão aprofundada do estado da arte da aplicação da ACV no tratamento de esgotos e identificaram grande variabilidade na definição da Unidade Funcional (UF), nos limites da fronteira do sistema, na escolha dos métodos de avaliação de impacto ambiental e no procedimento para a interpretação dos resultados, chamando a atenção para a necessidade de atender de forma mais rigorosa às normas da ISO para garantir a qualidade e transparência dos estudos.

Lopes et al. (2017) realizaram uma revisão da literatura científica nacional e internacional sobre a aplicação de ACV ao tratamento de esgotos e identificaram que a grande maioria dos estudos são realizados na Europa. Os autores concluíram que a fase de operação apresenta maior potencial de impacto do que as fases de construção e fim de vida e que quanto maior o grau de sofisticação do tratamento, maiores os impactos ambientais associados ao ciclo de vida das ETE. O estudo corrobora que o uso da ACV pode auxiliar na identificação dos potenciais impactos associados ao tratamento de esgotos, que vão além do lançamento dos despejos nos corpos hídricos, auxiliando na tomada de decisão quanto à definição dos arranjos tecnológicos das ETE.

Portanto, no Brasil, a aplicação rigorosa de ACV em processos de tratamento de esgotos tem um longo caminho a percorrer. O maior desafio ainda é a obtenção de dados confiáveis fornecidos pelas prestadoras de serviços de saneamento, pois a maioria não tem controle e sistematização de todos os dados dos processos. Há, também, necessidade de avaliação de diferentes arranjos tecnológicos e desenvolvimento de métodos de avaliação de impacto regionalizados e representativos para a realidade local. Por fim, é preciso incluir os impactos ambientais envolvidos na construção, operação e fim de vida das ETE tanto na tomada de decisão quanto na elaboração de políticas públicas voltadas para a sustentabilidade ambiental dos sistemas de esgotamento sanitário.

9.3.3 Exemplo de ACV no âmbito da RENTED de uma ETE instalada em empreendimento habitacional

Para demonstrar a aplicação da ACV em processos de tratamento de esgoto, avaliaram-se os potenciais impactos ambientais associados à fase de construção e operação de uma ETE instalada em um empreendimento habitacional. O processo de tratamento dos esgotos é composto por uma etapa anaeróbia conduzida em reator UASB, seguida de pós-tratamento em *wetlands* construídos e uma etapa de desinfecção físico-química conduzida em tanque de contato de cloro. O objetivo da ETE é tratar o esgoto bruto a fim de reduzir os poluentes para que atenda aos padrões de lançamento requeridos na legislação ambiental (Resolução CONAMA 430/2011).

Delimitou-se a fronteira do sistema pela chegada do esgoto bruto na ETE até a partida do efluente final tratado para o corpo receptor, considerando o estudo como do “portão ao túmulo”. Nesse estudo foram estabelecidas duas fronteiras do sistema. A fronteira de primeiro plano inclui o quantitativo do Inventário das entradas e saídas da ETE para as fases de construção e operação; e a fronteira de segundo plano abrange, além dos dados do Inventário, os processos envolvidos na produção dos materiais e na geração de energia encontrados no banco de dados do *Ecoinvent*[®] disponíveis no *software SimaPro*[®]. O fluxograma da fronteira do sistema da ETE está representado na Figura 9.8.

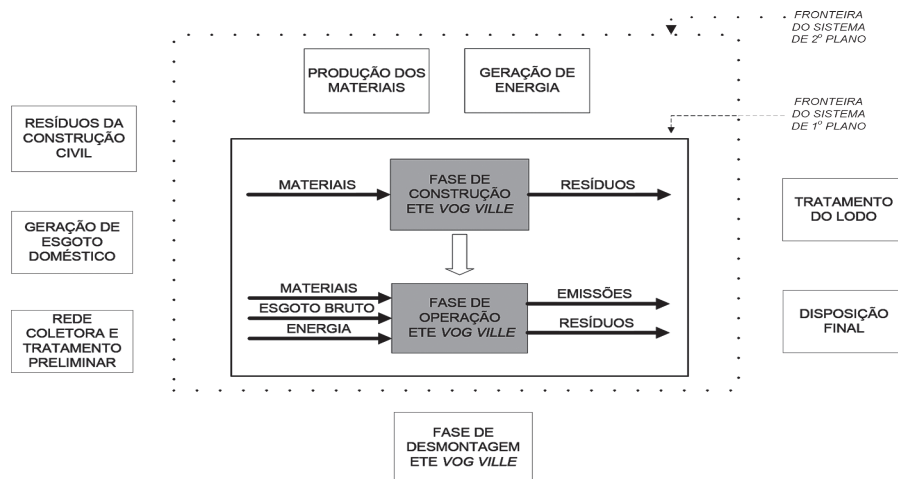


Figura 9.8 – Fluxograma da fronteira do sistema da ETE
Fonte: Lopes (2014)

Para desenvolver estudos de ACV aplicados ao tratamento de esgotos, a Rede Nacional de Tratamento de Esgotos Descentralizados (RENTED) escolheu utilizar o *software SimaPro*® devido à sua confiabilidade e maior difusão mundial em estudos de ACV, além de grande disponibilidade de dados e métodos de avaliação de impacto. Outra atratividade do *SimaPro*® é que esse *software* é estruturado de acordo com as fases da ACV determinadas nas normas ISO (Figura 9.9).

Para iniciar o uso do *software*, deve-se criar um projeto e começar a inserir suas informações (dados brutos). O *SimaPro*® permite preencher as informações de cada fase de um estudo de ACV, mas é importante conhecer um pouco da arquitetura do *software* e de como se apresenta sua interface com o usuário para inserir cada um dos processos. Na aba Inventário, no *link* processos, devem-se procurar os processos já existentes nos bancos de dados disponíveis e que correspondem às entradas e saídas do seu Inventário, ressaltando que os processos no *software* estão descritos no idioma inglês (Figura 9.10).



Figura 9.9 – Estrutura do *SimaPro*® e Fases da ACV
Fonte: Software *SimaPro*®



Figura 9.10 – Estrutura do *SimaPro*[®] e Processos disponíveis no *software*

Fonte: Software *SimaPro*[®]

Para a elaboração do ICV da ETE é preciso correlacionar as entradas e saídas com a unidade funcional determinada na fase de objetivo e escopo, que nesse exemplo foi 1,0 m³ de esgoto tratado. Sabendo-se que o volume total de efluente tratado durante 20 anos, tempo de vida útil da ETE, é de 700.800,0 m³, foram calculados todos os quantitativos de entrada e saída durante 20 anos, que foram depois correlacionados com a unidade funcional.

A Tabela 9.2 mostra dois exemplos

de como realizar os cálculos e a correspondência da entrada definida pelo pesquisador com o processo disponível no *software SimaPro*[®]. Vale ressaltar a necessidade de transformar as entradas e saídas para valores mássicos.

Tabela 9.2 – Tabela de Inventário do Ciclo de Vida de uma ETE

Saída conhecida para a esfera tecnológica		Total em 20 anos	Unidade Funcional
Efluente final tratado da ETE em estudo		700.800,0 m ³	1 m ³
Entradas conhecidas da esfera tecnológica	Processo <i>SimaPro</i> [®]	Total em 20 anos	Correlação
Aço	<i>Reinforcing steel</i>	8.573,5 kg	0,055 kg/m ³
Entradas conhecidas da natureza	Processo <i>SimaPro</i> [®]	Total em 20 anos	Correlação
DQO (Demanda Química de Oxigênio)	<i>COD, Chemical Oxygen Demand</i>	66.947,4 kg	0,096 kg/m ³

Fonte: Lopes (2014)

Para a quantificação das entradas e saídas do ICV da ETE (Tabela 9.3) para a fase de construção, foram necessárias informações usualmente constantes nos projetos executivos, nos cadernos de especificações, no memorial descritivo e nas planilhas de quantitativos da obra de construção da ETE. A utilização dos dados constantes nos boletins de medição de serviços é recomendada, pois se trata de valores efetivamente executados, o que ajuda a reduzir a incerteza da ACV.

Tabela 9.3 – Inventário do Ciclo de Vida da fase de construção da ETE

Compartimento		Descrição	Processo no SimaPro®
Saída conhecida para a esfera tecnológica.	1,0	m ³ de esgoto tratado	Efluente final tratado da ETE
Entradas		Descrição	Processo no SimaPro®
Entradas conhecidas da esfera tecnológica (materiais)	0,055	kg de aço	<i>Reinforcing steel, at plant</i>
	0,078	kg de cimento portland	<i>Portland cement, at plant</i>
	0,248	kg de areia	<i>Sand, at mine</i>
	1,479	kg de brita	<i>Gravel, crushed, at mine</i>
	0,053	kg de água	<i>Tap water, at user</i>
	0,002	kg de PVC	<i>PVC pipe E</i>
	0,001	m ³ de forma em madeira	<i>Sawn timber, Paraná pine</i>
	0,003	kg de bloco cerâmico	<i>Brick, at plant</i>
	0,001	kg de fibra de vidro	<i>Glass fibre reinforced plastic, polyester resin, at plant</i>

Fonte: Lopes (2014)

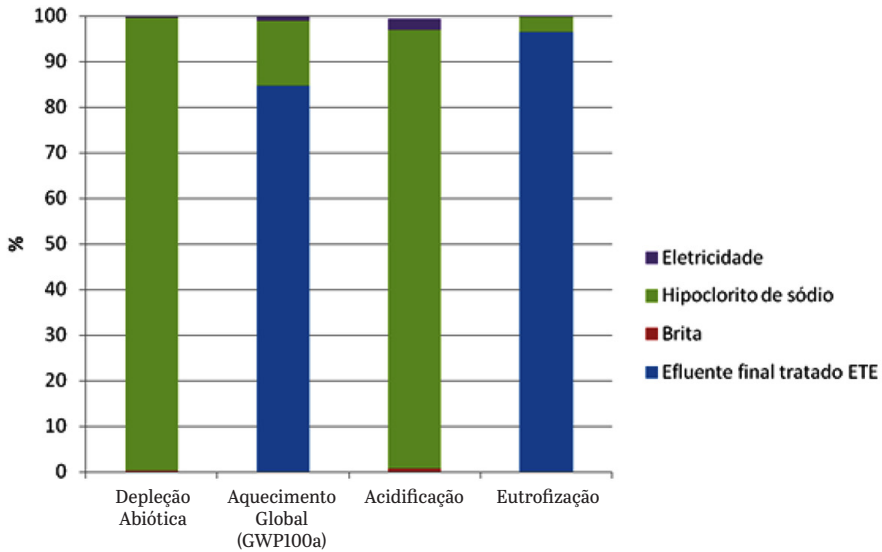
O ICV da ETE para a fase de operação está apresentado na Tabela 9.4. Os dados de entrada são oriundos das análises físico-químicas e microbiológicas de caracterização do esgoto bruto, quantidade de hipoclorito de sódio (NaClO) aplicado na desinfecção e da brita utilizada para eventual substituição do material de preenchimento dos leitos, além da eletricidade consumida pela bomba dosadora de solução de hipoclorito de sódio. Os dados de saída são oriundos da caracterização físico-química e microbiológica do efluente final tratado e a emissão para o corpo hídrico, as emissões para a atmosfera (gases dos processos), o lodo biológico e a brita contaminada com o biofilme agregado e que, portanto, demandará disposição adequada.

Tabela 9.4 – Inventário do Ciclo de Vida da fase de operação da ETE

Compartmento	Descrição	Processo no SimaPro®
Saída conhecida para a esfera tecnológica.	1,0 m ³ de esgoto tratado	Efluente final tratado da ETE em estudo
Compartmento	Descrição	Processo no SimaPro®
Entradas conhecidas da esfera tecnológica (electricidade)	0,180 kWh eletricidade para a bomba dosadora	<i>Electricity, low voltage, at grid/BR</i>
Entradas conhecidas da esfera tecnológica (materiais)	0,837 kg de hipoclorito de sódio	<i>Sodium hypochlorite, 15% in H₂O, at plant</i>
Compartmento	Descrição	Processo no SimaPro®
Emissões para a água	0,096 kg de DQO	<i>COD, Chemical Oxygen Demand</i>
Emissões para a água	0,018 kg de sólidos em suspensão	<i>Suspended solids, unspecified</i>
Emissões para a água	0,039 kg de amônia	<i>Ammonia, as N</i>
Emissões para a água	0,046 kg de nitrogênio total	<i>Nitrogen, total</i>
Emissões para a água	0,002 kg de nitrato	<i>Nitrate</i>
Emissões para a água	0,008 kg de fósforo	<i>Phosphorus</i>
Emissões para a água	0,001 kg de cloro residual	<i>Chlorine</i>
Compartmento	Descrição	Processo no SimaPro®
Emissões para o ar	0,196 kg de metano	<i>Methane, biogenic</i>
Emissões para o ar	0,001 kg de dióxido de nitrogênio	<i>Dinitrogen monoxide</i>
Compartmento	Descrição	Processo no SimaPro®
Fluxos finais de resíduo	0,077 kg de lodo	<i>Sludge</i>

Fonte: Lopes (2014)

Portanto, as Tabelas de Inventário apresentam os processos correspondentes e a mesma estrutura do *software SimaPro*®. A partir da inserção dos dados do ICV no *software* é possível processar a AICV, escolhendo um dos métodos disponíveis e gerando gráficos de apresentação dos resultados. No ambiente *SimaPro*® também é possível selecionar as categorias de impacto que se deseja analisar (Figura 9.11).



A analisar 1 m³ Efluente final tratado ETE – Operação; Método: CML-IA baseline V3.00 / World 2000 / Caracterização

Figura 9.11 – Gráfico gerado pelo *SimaPro*® para a caracterização da fase de operação da ETE
Fonte: Lopes (2014)

Após a obtenção dos resultados da AICV, procede-se à interpretação do estudo. Os resultados da caracterização da AICV indicam o potencial impacto de cada fluxo de entrada e saída do Inventário elaborado quanto à sua contribuição para as categorias de impacto. Portanto, interpretando-se a Figura 9.11, conclui-se que o hipoclorito de sódio, usado na etapa de desinfecção do efluente tratado, apresenta grande potencial de impacto para as categorias “Depleção Abiótica” e “Acidificação”. A própria qualidade físico-química do efluente final apresenta maior potencial de impacto para a categoria “Aquecimento Global”, devido às emissões de gás metano e dióxido de nitrogênio, e para a categoria “Eutrofização”, devido às concentrações de nutrientes no efluente final. É importante ressaltar que essas são as etapas obrigatórias de um estudo de ACV, mas é possível completar o estudo incluindo as etapas de Normalização, Ponderação, Análise de Incerteza e Análise de Sensibilidade.

Desse modo, um estudo de ACV permite identificar pontos críticos das ETE, comparar diferentes arranjos tecnológicos e propor melhorias para a sustentabilidade dos sistemas de tratamento de esgoto. A aplicação de ACV para ava-

liar a sustentabilidade das ETE pode auxiliar na tomada de decisão para implantação e operação das ETE, bem como na elaboração de políticas públicas que preconizem todos os impactos envolvidos nos sistemas de tratamento. Os maiores desafios na aplicação da ACV em sistemas de tratamento de esgoto são a construção de um banco de dados representativo da realidade brasileira e a disponibilização de dados de operação por parte dos prestadores de serviços de saneamento. Deve-se buscar o entendimento entre os diversos atores envolvidos, de modo a utilizar todo o potencial que essa ferramenta de gestão ambiental pode oferecer.

9.4 ANÁLISE DE VIABILIDADE ECONÔMICA

A análise de viabilidade econômica é uma das principais etapas durante o processo de tomada de decisão entre alternativas de investimentos de longo prazo. Dessa forma, é necessário o entendimento de conceitos básicos como fluxo de caixa, custos, despesas, receitas, investimentos e taxa de desconto, entre outros. Além disso, existe uma variedade de métodos disponíveis, dos quais alguns levam em conta apenas o balanço entre despesas e receitas decorrentes do período de um projeto, com base nos fluxos de caixa descontados, enquanto outros métodos exigem o conhecimento de conceitos como o valor econômico de um recurso ambiental. Embora o uso de recursos ambientais não tenha seu preço reconhecido no mercado, seu valor econômico existe na medida em que seu uso altera o nível de produção e consumo (bem-estar) da sociedade.

Fluxo de caixa

O primeiro passo para a realização da avaliação econômica é a elaboração do fluxo de caixa, isto é, a definição do balanço monetário (entradas e saídas) durante o ciclo de vida do produto ou serviço em análise. O fluxo de caixa deverá ser elaborado com os dados de construção e operação do sistema de tratamento proposto, expresso pelas entradas e saídas de recursos. As seguintes variáveis devem ser consideradas: investimento inicial e entradas de caixa operacionais, que são compostas pelo horizonte de planejamento, receita, custo fixo e taxa de depreciação.

Investimento Inicial

O investimento inicial do sistema de tratamento é composto, dentre outros, por custo dos materiais de construção do sistema de tratamento ou custo da unidade pré-fabricada, custo de instalação e montagem (por exemplo, obras civis das bases de concreto para sistemas pré-fabricados, casa de química, tra-

tamento preliminar, tubulações de interligação das unidades etc.) e custo dos equipamentos eletromecânicos (bombas, compressores etc.). O custo do terreno pode ou não ser considerado implícito no custo da moradia, dependendo do cenário escolhido. Deve ser definida a vida útil de projeto adotada, que costuma ser de 20 a 25 anos.

Receitas

Nas receitas ou entradas de caixas utilizadas na elaboração do fluxo de caixa podem ser utilizadas a redução na despesa de água tratada, uma vez que o efluente tratado poderá ser utilizado na limpeza de áreas externas e irrigação de jardins, e a economia da taxa de esgoto. Para ETE maiores, eventual reaproveitamento do biogás ou comercialização do lodo podem ser incluídos como fonte de receita. A receita considerando empreendimentos habitacionais populares geralmente é baseada na tarifa social da Concessionária de água e esgoto estadual e no valor da taxa de esgoto.

Custos fixos

Os custos fixos adotados geralmente são os custos de operação do sistema de tratamento, referentes ao custo da energia elétrica, custos de manutenção preventiva dos equipamentos eletromecânicos, mão de obra para operação, análises de monitoramento, eventual empresa responsável pela supervisão da ETE, retirada de lodo excedente etc. Para a energia elétrica, a base de cálculo é a tarifa da energia elétrica da Companhia local, de acordo com a classe de interesse. Para habitações populares, por exemplo, considera-se a classe residencial convencional de baixa tensão/renda, incluindo a descrição da faixa de consumo. Nos custos fixos também deve-se inserir a despesa de substituição das bombas das estações elevatórias, bombas dosadoras de produtos químicos e equipamentos de edição de vazão, entre outros componentes.

Taxa de depreciação

A taxa de depreciação do sistema de tratamento em estudo pode ser mensurada dividindo-se o investimento inicial (materiais de construção e serviço de instalação e montagem) pela vida útil do projeto. Para os equipamentos elétricos, como bombas e compressores, pode ser adotada a taxa de depreciação de 20% ao ano, o que resulta numa vida útil de 5 anos, conforme a Norma de Execução n° 06, publicada no Diário Oficial da União de 30 de dezembro de 1993, que determina a depreciação de equipamentos elétricos e hidráulicos.

Reajustes

O fluxo de caixa deve ser reajustado de acordo com o índice de inflação IGP-M divulgado pelo Banco Central do Brasil através do Sistema de Expectativas do Mercado (PORTAL BRASIL, 2015).

9.4.1 Métodos para análise de viabilidade econômica em sistemas de tratamento de efluente

Após a montagem do fluxo de caixa, os métodos de avaliação de investimento para determinar a viabilidade econômica do sistema de tratamento proposto podem ser aplicados. Os métodos discutidos inicialmente serão o de Valor Presente Líquido (VPL), Valor Presente de Custo (VPC) e Custo Anual Uniforme Equivalente (CAUE). Posteriormente, serão introduzidos conceitos referentes ao método de análise de custo-benefício, bem como a valoração de recursos ambientais, a fim de explorar a estimativa de benefícios externos ou indiretos provenientes do tratamento de efluente.

Valor Presente Líquido (VPL)

O Valor Presente Líquido (VPL) de um projeto de investimento pode ser definido como a soma algébrica dos valores descontados do fluxo de caixa a ele associado. O método consiste em calcular o valor presente líquido do fluxo de caixa (saldo das entradas e saídas de caixa) do investimento a partir da taxa de atratividade (GITMAN, 2002). O método do VPL é considerado uma técnica sofisticada de análise de orçamentos de capital, pois leva em consideração o valor temporal dos recursos financeiros. A viabilidade econômica de um projeto analisado pelo método do VPL é indicada pela diferença positiva entre receitas e custos, atualizados a determinada taxa de juros (REZENDE; OLIVEIRA, 1993). O custo de capital ou a taxa mínima de atratividade adotada para o projeto foi de 12 %, valor escolhido como padrão para os estudos de viabilidade econômica no âmbito da RENTED. O cálculo do VPL foi obtido pela Equação 9.1.

$$VPL = \sum_{j=1}^n \frac{FC_j}{(1+i)^j} - FC_0 \quad (\text{Eq. 9.1})$$

Onde:

VPL: Valor Presente Líquido

FC_j: fluxo de caixa no período *j*

i : custo de capital

j : prazo

Valor Presente de Custo (VPC)

As entradas de caixa em sistemas de tratamento de esgotos são comumente negativas, mesmo considerando a opção de reúso do efluente tratado e a economia da taxa de esgoto. Desta forma, a análise econômica pode ser realizada a partir do Valor Presente de Custo (VPC), utilizando a Equação 9.2.

$$VPC = \sum_{j=0}^n C_j (1 + i)^{-j} \quad (\text{Eq. 9.2})$$

Onde:

VPC: Valor Presente de Custo

C_j : valor dos custos

i : taxa de juros

j : período em que as receitas ou os custos ocorrem

n : número de períodos ou duração do projeto

Custo Anual Equivalente Uniforme (CAUE)

O Custo Anual Equivalente Uniforme (CAUE) permite a comparação entre os custos anuais de dois ou mais investimentos, corrigidos ao fator tempo. Esse método procura encontrar uma série anual uniforme equivalente de um fluxo de caixa do investimento, considerando uma taxa mínima de atratividade (Equação 9.3).

$$CAUE = \frac{VPC_t}{\left[\frac{i_r \cdot (1+i_r)^t}{(1+i_r)^t - 1} \right]} \quad (\text{Eq. 9.3})$$

Onde:

CAUE: Custo Anual Equivalente Uniforme

VPC: Valor Presente de Custo

i_r : taxa mínima de atratividade

t : período de vida útil do projeto (20 a 25 anos, usualmente)

O cálculo do VPL e o CAUE consistem em encontrar uma série anual uniforme que se equipare aos fluxos de caixa (tanto receitas quanto despesas) dos investimentos descontados a uma Taxa Mínima de Atratividade (TMA). Segundo

Casarotto e Kopittke (2000), o CAUE é uma técnica para avaliar projetos com vidas desiguais que transforma o valor presente líquido de projetos de vida desiguais, mutuamente excludentes, num montante anual equivalente (em termos de VPL) que pode então ser usado para escolher o melhor projeto. Como critério de decisão, o melhor projeto é aquele que tiver o maior saldo positivo, ou seja, a maior receita líquida.

No estudo, o VPL, VPC e CAUE devem ser calculados para cada cenário montado para a avaliação econômica. Exemplos de alguns cenários que podem ser considerados:

Quanto ao efluente final:

- **Sem a opção de reúso:** o efluente tratado seria destinado ao corpo receptor;
- **Com a opção de reúso:** o efluente tratado seria utilizado na limpeza das áreas externas e irrigação de jardins do conjunto habitacional.

Quanto ao Investimento Inicial:

- **Com Investimento Inicial:** considera a construção e instalação do sistema de tratamento em conjuntos habitacionais já construídos;
- **Sem investimento Inicial:** considera o custo de construção e instalação do sistema de tratamento incluído na construção do empreendimento habitacional.

Caso os resultados do cálculo do VPL sejam negativos, o cálculo e a análise econômica devem ser realizados pela ótica do VPC e do CAUE, a uma taxa mínima de atratividade de 12%. Ressalta-se que o VPC e o CAUE permitem a operacionalização a partir de informações referentes aos custos do sistema de tratamento, já que se trata da avaliação de um equipamento que não gera receita financeira e não visa a obtenção do lucro.

9.4.2 Métodos para análise de viabilidade econômica considerando externalidades

Embora os custos e benefícios internos possam ser facilmente traduzidos em unidades monetárias, as externalidades não são consideradas pelo mercado, exigindo métodos de valoração econômica para sua quantificação. Uma externalidade é gerada quando uma operação econômica entre A e B produz efeitos em um terceiro agente C, sem qualquer transação monetária entre A e C, ou entre B e C (MOLINOS-SENANTE et al., 2012). Em outras palavras, as externali-

dades ocorrem quando uma atividade realizada por um indivíduo afeta outros indivíduos que não pagam ou não são pagos por isso (DJUKIC et al., 2016). No entanto, a ausência de mercado não implica na ausência de um valor, pois esses tipos de bens e serviços contribuem para melhorar o bem-estar geral.

Análise de custo-benefício

A análise de custo-benefício aplicada a sistemas de tratamento de esgotos contribui para o processo de escolha entre diferentes alternativas, sendo uma das ferramentas analíticas mais importantes dos estudos de viabilidade econômica, em que todos os custos e benefícios são expressos em termos monetários (HANSJURGENS, 2004). Além disso, estes estudos são fundamentais durante o processo de projeção das novas tecnologias em escala piloto para a escala real. Essa análise destaca-se por não levar em conta somente os impactos internos, caracterizados pelo balanço entre os rendimentos e custos gerados durante a vida de um projeto, mas considerar também as chamadas externalidades decorrentes do sistema em análise, conforme mostrado na Equação 9.4 (MOLINOS-SENANTE et al., 2012).

$$LL = \sum Bi + \sum Be \quad (\text{Eq. 9.4})$$

Onde:

LL: lucro líquido (diferença entre receita total e custo total)

Bi: benefícios internos (diferença entre receitas internas e custos internos)

Be: benefícios externos (diferença entre externalidades positivas e negativas)

Se o resultado do cálculo for *LL* maior do que zero para um determinado projeto, este é economicamente viável, de forma que a melhor opção oferece o maior lucro líquido (MOLINOS-SENANTE et al., 2012; EUROPEAN COMMISSION, 2015; DJUKIC et al., 2016).

Por exemplo, numa análise de custo-benefício do reúso de efluente tratado, não somente a renda da venda de água de reúso e seus subprodutos deve ser quantificada, mas também os benefícios ambientais de impedir a poluição que seria decorrente da disposição do efluente nos corpos d'água, afetando a saúde humana e os ecossistemas. De acordo com esse exemplo, os custos internos são resultantes da soma dos custos operacionais, custos de manutenção (pessoal, energia, gerenciamento de lodo, reagentes e manutenção), custos de investimento (terra, construção, máquinas e equipamentos, instalações e

tubulações), custos financeiros e impostos. Assim, os custos internos são influenciados pela qualidade dos efluentes, que por sua vez depende da aplicação pretendida para a água de reúso. Da mesma forma, as receitas internas também são influenciadas pela qualidade do efluente tratado, pois o preço da venda da água de reúso depende do destino e de sua qualidade. Além disso, durante o tratamento de esgotos é possível recuperar energia pela digestão do lodo, energia esta que pode ser usada pela própria ETE ou vendida, o que supõe uma renda adicional que deve ser quantificada e incorporada no estudo de viabilidade econômica (MOLINOS-SENANTE et al., 2012). Adicionalmente, se a água de reúso for utilizada na agricultura, a parcela de nutrientes remanescente na água tratada aplicada no solo também significa uma poupança do uso de fertilizantes (EL-MOWELHI et al., 2006).

No caso do exemplo citado acima, em que é evitada a contaminação do corpo d'água pela disposição inadequada de efluente não tratado, a redução dos níveis de poluentes e o conseqüente aumento dos níveis de oxigênio dissolvido promovidos pelo tratamento e reúso de água afetam inclusive a qualidade de vida da população, pois se a partir disso for possível a realização de atividades recreativas ou até mesmo produtivas no corpo d'água (como, por exemplo, banho e pesca), os benefícios proporcionados pelo bem-estar deverão ser quantificados e convertidos em valores de ordem monetária (EUROPEAN COMMISSION, 2015).

Vários trabalhos foram desenvolvidos para avaliar a viabilidade econômica dos sistemas de tratamento de esgotos, e embora haja uma riqueza de informações sobre os custos e benefícios internos, a inclusão de externalidades é incomum. Numa análise de custo-benefício proposta por HUTTON e HALLER (2007), por exemplo, os benefícios externos provenientes de melhorias nos serviços de água e saneamento incluem o ganho de produtividade para a população afetada, em função da economia de tempo associada ao melhor acesso a esses serviços, e a redução do número de óbitos, bem como dos custos associados a pacientes com diarreia, mostrando que para cada US\$ 1 investido em países em desenvolvimento, os benefícios econômicos das intervenções propostas são maiores ou iguais a US\$ 5. Além disso, estimativas de ORTIZ-CORREA et al. (2016) sugerem que o acesso aos serviços de água e saneamento tem um efeito positivo e significativo na escolaridade e no bem-estar doméstico. A Tabela 9.5 mostra uma relação de custos e benefícios econômicos de tratamento terciário de efluentes na Sérvia.

Tabela 9.5 – Relação de custos e benefícios de tratamento terciário de efluentes na Sérvia

Custos e Benefícios	Euros (2016)	%
Benefícios externos pela remoção de nitrogênio	7.312.747	35,18
Benefícios externos pela remoção de fósforo	4.215.998	20,28
Benefícios externos pela remoção de DBO	93.398	0,46
Benefícios externos pela remoção de sólidos suspensos	16.620	0,08
Benefícios na saúde	3.517.205	16,92
Benefícios externos	15.158.968	72,92
Receitas adicionadas	5.627.175	27,07
Benefícios econômicos totais	20.786.143	100,00
Custos externos	157.489	1,24
Custos de investimentos	8.257.358	64,95
Custos de operação e manutenção incrementais	4.298.262	33,81
Custos econômicos totais	12.713.108	100,00
Benefícios econômicos líquidos	8.073.035	

Fonte: Djukic et al. (2016)

Assim, em resumo, nas fases iniciais da análise de custo-benefício, basicamente deve-se realizar a descrição completa do projeto proposto, incluindo a listagem das alternativas selecionadas, o detalhamento do investimento, bem como as características da localidade e da população afetada. Com isso, deve-se apresentar claramente todo o contexto pretendido, incluindo a definição do horizonte temporal, projeções futuras e análise de demanda. Posteriormente, deve-se atentar à adoção da taxa de desconto mais apropriada para calcular o valor presente dos fluxos de caixa futuros, refletindo o custo de oportunidade do capital. Além disso, o foco a partir deste ponto deve ser atribuído à identificação dos impactos do projeto, incluindo aumento de ofertas de trabalho, preços de imóveis locais, qualidade paisagística, funções ecológicas etc. (HANSJURGENS, 2004; EUROPEAN COMMISSION, 2015).

Por fim, as seguintes sugestões de boas práticas na condução de uma análise de custo-benefício devem ser observadas (EUROPEAN COMMISSION, 2015):

- Identificar todos os setores relevantes para o projeto, evitando discussões desnecessárias;
- Descrever claramente as principais premissas e parâmetros selecionados;
- Apresentar a situação do projeto com base em estatísticas relevantes e confiáveis, além de considerar as projeções futuras tendo em vista os planos de desenvolvimento existentes;

- Atentar para não subestimar ou sobrestimar os investimentos ou impactos do projeto;
- Levantar os riscos do projeto, incluindo as incertezas e, se possível, as considerações sobre as mudanças climáticas.

Valoração econômica de recursos ambientais

A valoração ambiental consiste em estimar o valor monetário de um recurso ambiental em relação aos bens e serviços disponíveis na economia. A descarga de esgotos sem tratamento ou com tratamento inadequado envolve custos significativos, inclusive ambientais e sociais (HERNANDEZ-SANCHO et al., 2015). Quando os custos de degradação ambiental não são pagos por aqueles que a geram, estes custos são externalidades para o sistema econômico. Ou seja, são os custos que afetam terceiros sem a devida compensação (MOTTA, 1997).

Os métodos de valoração econômica convencionais podem ser classificados como (MOLINOS-SENANTE et al., 2012):

- Métodos não baseados em curvas de demanda, como o método de custo de oportunidade, o método dose-resposta, entre outros.
- Métodos baseados em curvas de demanda, que por sua vez são classificados em:
 - Método de preferência declarada ou métodos diretos; por exemplo, o método de valoração de contingente, métodos de escolha discreta, entre outros;
 - Métodos indiretos, como por exemplo o método de custo de viagem e o método de preço hedônico.

Um dos métodos mais populares para estimar valores de mercado para bens ambientais é a valoração de contingente, que reflete valores econômicos baseados nas preferências dos consumidores e aferidos por meio da disposição a pagar (em inglês, *willingness to pay*) que a população apresenta em relação às melhorias sugeridas. Além disso, este método é bastante discutido na literatura por apresentar como limitação o fato de que em alguns casos os cidadãos podem estar desinformados quanto à importância dos bens e serviços ambientais, o que influencia suas preferências e pode gerar em resultados inconsistentes (MOTTA, 1997; HANSJURGENS, 2004).

Em relação ao tratamento de esgotos, no âmbito da RENTED, Souza et al. (2017) aplicaram o método de valoração de contingente com o objetivo de avaliar a

disposição a pagar por um sistema de *wetland* construído para reúso de água cinza no Brasil. Após uma contextualização do tema proposto aos respondentes, foram aplicados 97 questionários sobre as características socioeconômicas das famílias entrevistadas, como renda e nível educacional, bem como questões sobre a disposição a pagar pelos sistemas propostos, buscando minimizar os vieses desta metodologia. Os resultados indicaram que 65% dos entrevistados apresentam disposição a pagar em torno de R\$ 2.000 pelo sistema de tratamento e reúso de águas cinza, proporcionando água para fins não potáveis, porém, quando se discutiu a possibilidade de redução dos custos do sistema, as pessoas entrevistadas mostraram grande interesse nos sistemas de baixo custo (SOUZA et al. 2017).

9.4.3. Análise de Sensibilidade

A análise de sensibilidade deve ser realizada com o objetivo de determinar os parâmetros mais importantes do projeto, bem como aqueles capazes de influenciar fortemente os resultados dos indicadores financeiros tradicionais. Em outras palavras, a análise de sensibilidade permite a identificação das variáveis “críticas” do projeto. A análise é realizada alterando uma variável de cada vez e determinando o efeito dessa alteração nos resultados. Por exemplo, no que diz respeito ao tratamento de esgotos, pode-se avaliar mudanças nas condições de financiamento, custos de energia, taxa de desconto, vida útil do projeto, tipo de tratamento e disposição do lodo, entre outros fatores (MOLINOS-SENANTE et al., 2012; EUROPEAN COMMISSION, 2015).

Além disso, os parâmetros financeiros considerados para a análise de sensibilidade podem ser, por exemplo, o custo de capital avaliado pelo VPC e pelo CAUE. A variável de custo de capital é analisada num intervalo de taxa de juros, a partir da série histórica da Selic, variando de 7% a 22% a.a., em intervalos de 0,5 pontos percentuais. Posteriormente, o VPC e o CAUE devem ser calculados para cada percentual com o intuito de indicar a sensibilidade dos mesmos a estas mudanças.

9.4.4. Estudos de viabilidade econômica em ETEs descentralizadas

HARAGUCHI et al. (2013) propuseram comparar o custo-benefício de dois sistemas de tratamento para uma população de um residencial prevista de 4.800 habitantes. Os orçamentos de implantação e instalação foram elaborados para um sistema de fossa séptica e para uma ETE compacta composta de reator

UASB, biofiltro aerado submerso e decantador secundário. Os custos anuais estimados foram, respectivamente, R\$ 19,72 e R\$ 29,46 por habitante para a fossa séptica e para a ETE compacta. Já os custos anuais em R\$/m³ de esgoto tratado foram de R\$ 0,19 para a fossa séptica e R\$ 0,28 para a ETE compacta. Embora os custos de implantação da fossa séptica fossem inferiores aos da ETE compacta, o sistema de tratamento proposto pela ETE compacta seria mais viável tecnicamente, pois alcançaria maiores eficiências de remoção, viabilizando a escolha do mesmo.

Em outro estudo, realizado por HARAGUCHI et al. (2014), foi avaliada a viabilidade econômica de um sistema de ETE compacta em comparação com um sistema convencional de estações de tratamento de esgoto já em funcionamento. Os sistemas comparados foram: (1) ETE Goianira, sistema convencional composto de três lagoas de estabilização em série (anaeróbia + facultativa + maturação), com vazão de 26,6 L/s e população de 5.200 habitantes; (2) ETE Campos Dourados, sistema compacto composto reator UASB, biofiltro aerado submerso, decantador secundário e desinfecção por UV, com vazão de 4,0 L/s e população de 1.000 habitantes. A ETE Campos Dourados (ETE compacta) apresentou maior custo de implantação e operação do que a ETE Goianira (ETE convencional), com valores anuais de R\$ 130,07 e R\$ 12,24 por habitante, respectivamente. Os custos anuais para a ETE Campos Dourados e a ETE Goianira em R\$/m³ foram de R\$ 376,37 e R\$ 27,70, respectivamente. Os autores ressaltaram que a diferença não torna inviável o uso da ETE compacta devido ao retorno financeiro na área de ocupação do terreno, que é substancialmente favorável quando comparado ao sistema convencional de lagoas de estabilização da ETE Goianira. A demanda de espaço por habitante da ETE convencional foi de aproximadamente 8 m²/habitante, enquanto que na ETE compacta a demanda por espaço foi de apenas 0,044 m²/habitante. Vale ressaltar que o estudo levou em consideração apenas o custo de implantação, e os custos de operação dos sistemas não foram contabilizados.

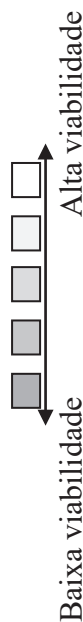
SOUZA et al. (2017) avaliaram a viabilidade econômica do reúso de água cinza por um sistema de *wetlands* construídos no âmbito unifamiliar, considerando a metodologia do valor presente líquido num período de 20 anos (NPV20). O NPV20 foi calculado para diversos cenários em 13 países diferentes, considerando uma taxa de desconto de 12%. Além disso, devido à incerteza inerente aos custos associados às diferentes condições, foi levada em consideração uma

flexibilidade substancial de cenários de preços, com 80% de variação para verificar a robustez dos resultados. A Tabela 9.6 mostra o ano do VPL positivo do sistema de *wetlands* construídos nos 13 diferentes países, com taxas de reúso de água pela residência variando entre 10% e 50%.

O investimento é equilibrado pela redução do consumo de água potável da utilidade pública local, sendo que a taxa de reúso pode variar conforme a qualidade da água cinza tratada. Com isso, dentre os cenários analisados na Tabela 9.6, 47% apresentaram VPN positivo em 20 anos. O período de retorno para um sistema de *wetlands* construídos varia de 1 a mais de 20 anos, para uma redução de 10% a 50% do uso de água potável, dependendo do cenário e do país considerado. A análise mostra que a viabilidade econômica do sistema de tratamento de água cinza é altamente dependente do investimento inicial realizado, e de um modo geral os sistemas de baixo e médio custo apresentam um melhor desempenho financeiro. Tais cenários podem ser realizados usando um sistema construído manualmente (pela técnica de ferro-cimento, por exemplo, ao invés de considerar o sistema pré-fabricado), ou desconsiderando os custos de bombeamento.

Tabela 9.6 – Ano de VPL positivo do sistema de *wetlands* construídos dependendo do percentual de reúso de água e do investimento inicial ($i = 12\%$)

Percentual de reúso de água	Investi-mento inicial	Austrália	Espanha	Canadá	EUA	Brasil	África do Sul	Catar	Índia	China	Japão	Singapura	Bulgária	Dinamarca
10%	Baixo	14	>20	10	>20	6	20	>20	>20	>20	5	>20	6	6
	Médio	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20
	Alto	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20
20%	Baixo	5	7	4	7	3	11	12	>20	>20	2	>20	3	3
	Médio	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20
	Alto	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20
30%	Baixo	3	4	3	4	2	4	4	>20	>20	2	>20	2	2
	Médio	>20	>20	>20	>20	12	>20	>20	>20	>20	9	>20	13	15
	Alto	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20
40%	Baixo	2	3	2	3	2	3	3	>20	>20	1	>20	2	2
	Médio	>20	>20	17	>20	7	>20	>20	>20	>20	6	>20	8	9
	Alto	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	>20	17	>20	>20	>20
50%	Baixo	2	3	2	3	1	2	3	>20	>20	1	>20	1	1
	Médio	14	>20	10	>20	6	20	>20	>20	>20	5	>20	6	6
	Alto	>20	>20	>20	>20	14	>20	>20	>20	>20	10	>20	15	18



Fonte: Souza et al. (2017)

Em outro estudo, realizado por Franci et al. (2015), foi avaliada a viabilidade econômica de uma Estação de Tratamento de Água Cinza (ETAC) em um edifício residencial localizado em Vitória/ES, de forma que além da água potável fornecida pela concessionária o edifício possui também essa fonte alternativa de água de reúso, que não é potável. Os cálculos foram feitos utilizando as tarifas à época detalhadas nas contas de água e esgoto para a Grande Vitória em R\$/m³. Para análise dos custos mensais, foram levantados os custos de operação e manutenção da ETAC, os quais incluem: materiais de consumo, manutenção de equipamentos, a gestão do lodo gerado no processo, o acompanhamento laboratorial da qualidade da água, mão de obra e energia. A Tabela 9.7 mostra os custos adquiridos com a implantação da ETAC.

Tabela 9.7 – Custos adquiridos com a implantação da ETAC em Vitória/ES no ano de 2015

Custos de Implantação (R\$):	Valor:
Instalação ETAC	R\$ 55.000,00
Modificações Sistema Hidrossanitário	R\$ 25.000,00
Total	R\$ 80.000,00
Custos Mensais (R\$):	Valor:
Energia	R\$ 390,00
Operação/Manutenção	R\$ 375,00
Lodo	R\$ 0
Análise Laboratorial	R\$ 130,00
Total	R\$ 895,00

Fonte: Franci et al. (2015)

A partir daí, foram criados cenários para propor soluções de otimização do sistema e tornar o investimento mais lucrativo para o condomínio. Foi utilizada uma taxa de desconto de 10% e na análise de sensibilidade foram consideradas as taxas de 7,5% e 12,5%. A economia média de água potável considerada pelo uso do sistema foi de 11,3%, que equivale a 1,86 m³ por dia.

No primeiro cenário proposto, a ETAC do edifício apresentou um percentual maior de substituição de água potável por água de reúso, aliado a uma diminuição no valor gasto com energia pela estação. No segundo cenário foi proposta uma redução no custo de investimento da ETAC e modificou-se o percentual de juros para verificar sua influência no tempo de retorno do investimento. No terceiro cenário foram alteradas as tarifas de água e esgoto, utilizando valo-

res de outras cidades do país e da Europa. No quarto cenário foi demonstrado como as condições do estado do Espírito Santo praticadas à época eram adversas para que uma ETAC fosse considerada um bom investimento neste tipo de edificação.

Foi proposta uma situação ideal para demonstrar que, com as mudanças constantes no cenário geopolítico mundial, em um futuro próximo o investimento em ETAC se tornará obrigatório e de extrema relevância no combate ao desperdício de água. A Tabela 9.8 mostra as variáveis modificadas em cada cenário.

Tabela 9.8 – Cenários e suas modificações

Cenários	Variáveis modificadas
1	Percentual de substituição de água e valor da energia
2	Valor do investimento inicial e juros
3	Valor das tarifas de água e esgoto
4 (cenário financeiro ideal)	Todas

Fonte: Franci et al. (2015)

A Figura 9.12 mostra uma comparação do VPL entre todos os cenários da análise realizada por Franci et al. (2015).

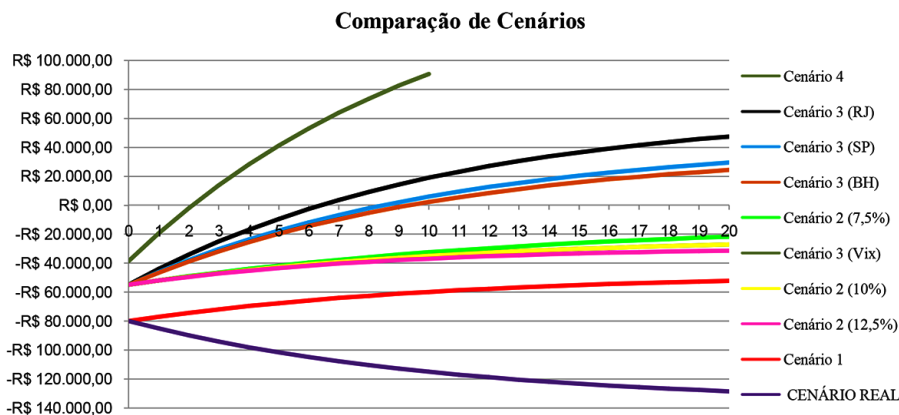


Figura 9.12 – Evolução do fluxo de caixa acumulado de todos os cenários

Fonte: Franci et al. (2015)

Nos cenários em que o VPL não se torna positivo apesar da economia de água e diminuição da produção de esgoto sanitário, o que torna a ETAC um investimento sustentável, a estação não apresenta benefícios financeiros evidentes para o condomínio. No entanto, considerando um aumento do percentual de água de reúso e a subsequente redução no consumo de água potável, a viabilidade

de financeira da ETAC passa a ganhar destaque, de forma que pode ser obtida por meio da instalação de novos pontos de alimentação de água de reúso na área comum do edifício, aliada a uma mudança comportamental dos moradores.

9.5 RISCO MICROBIOLÓGICO EM SISTEMAS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

Os esgotos sanitários contêm uma elevada concentração de microrganismos derivados principalmente dos excrementos humanos. Parte destes microrganismos são agentes etiológicos de doenças, ou seja, microrganismos patogênicos e, desta forma, o contato direto ou indireto com os esgotos constitui um risco à saúde humana.

Em um sistema de esgotamento sanitário, considerando do ponto de geração, rede coletora, estação de tratamento até a disposição final, o risco sanitário em virtude de um possível contato com os esgotos ocorre em todas as etapas citadas.

A exposição aos esgotos pode ocorrer, por exemplo: quando da geração de aerossóis pela descarga das bacias sanitárias; no momento da manutenção das redes de esgotos; com a infiltração dos esgotos e a conseqüente contaminação da água e do solo; durante a operação da ETE; na disposição final, seja ela a disposição em um corpo hídrico ou com o reúso dos esgotos.

O reúso de esgotos derivados de sistemas de saneamento é uma prática que vem ocorrendo cada vez mais comumente no Brasil, no entanto, sem regulamentação formal nem critérios técnicos definidos. Desta forma, enfrenta-se um desafio ao implementar a reutilização de efluentes para fins não potáveis, dada a falta de padrões especificamente para microrganismos patogênicos.

O risco à saúde associado à presença de patógenos nesses efluentes é um grande entrave, tendo em vista que isto influencia diretamente na percepção e aceitação das pessoas em relação às práticas de reúso.

O uso de tecnologias de tratamento que promovam o risco “zero” ou a higienização total dos efluentes acaba, muitas vezes, por inviabilizar o reúso em função dos elevados custos associados. Dentro deste mesmo paradigma, a adoção de normativas muito restritivas também culmina por inviabilizar a prática.

Nesse contexto, a Avaliação Quantitativa de Risco Microbiológico (AQRM) é uma técnica de modelagem probabilística que pode ser usada para calcular os riscos associados a diferentes patógenos em cenários de exposição ao risco

(SEIDU et al., 2008), como o que pode ocorrer quando é feito o reúso de esgotos sanitários. Na AQRM o risco é modelado matematicamente de acordo com uma relação equacional de dose ingerida X resposta do indivíduo exposto (HASS et al., 1999). Ao final, a forma mais convencional é descrever o risco como uma curva de probabilidades de infecção ou morte (variando de 0 a 1 ou de 0 a 100%, observando-se que, uma vez havendo a exposição, o risco “zero” não existe). O método de avaliação de risco relacionada à saúde humana foi publicado formalmente em 1986 no *Guidelines for Carcinogenic Risk Assessment* da Agência de Proteção Ambiental Americana (*Environmental Protection Agency* – EPA).

No contexto do saneamento, essa técnica foi primeiramente desenvolvida para água potável (REGLI et al., 1991), mas tem sido aplicada a outras práticas, tais como: estabelecer os riscos associados ao reúso de esgotos para irrigação (OTTOSSON; STENSTROM, 2003; MARA et al., 2007; BASTOS et al., 2009; BACKER et al., 2013), contato direto ou indireto com águas recreacionais potencialmente contaminadas (ASHBOLT et al., 1997; ASHBOLT et al., 2010) e reúso urbano de esgotos (VAZ et al., 2009; ZANETI, 2013), entre outras.

A AQRM pode ser realizada de duas formas principais. A primeira é a forma direta, na qual o risco de uma situação é mensurado, ou seja, na etapa de exposição são selecionados os fatores de risco, a dose de ingestão (concentração do patógeno x volume ingerido), os potenciais patógenos relacionados à situação em questão, e em seguida a dose é utilizada numa relação dose-resposta para a caracterização do risco final. A segunda é a forma indireta ou inversa, ou seja, partindo da concentração do patógeno na água/efluente pré-estabelecida como segura, determina-se qual o nível de tratamento que deve ser aplicado à fonte alternativa de água de forma que aquela concentração seja alcançada. Ressalta-se que esta concentração deve ser previamente definida baseada no risco que ela oferece.

Essa última abordagem foi empregada no ano de 2006 pela Organização Mundial da Saúde (WHO, 2006) e o *Natural Resource Management Ministerial Council* (NRMMC, 2006). Nas diretrizes mencionadas, as reduções de patógenos nos tratamentos de efluentes são correspondentes a um valor de referência de 10^{-6} DALYs por pessoa por ano (pppa). Este padrão é condizente com as Diretrizes da OMS para a Qualidade da Água Potável e é equivalente a um risco anual de infecção de aproximadamente 10^{-3} pppa para Rotavírus ou *Cryptosporidium* e 10^{-4} pppa para *Campylobacter*. DALY é uma sigla proveniente do inglês (*Di-*

sability Adjusted Life Years) e representa o tempo de vida perdido por morte prematura ou por períodos vividos com incapacidades em função de doenças.

A Tabela 9.9 apresenta valores que indicam quantos logs de redução de patógenos são necessários para que o reuso não potável apresente uma probabilidade anual de infecção (ou doença) entre 10^{-4} e 10^{-3} pppa (SHOEN et al., 2017).

Tabela 9.9 – Logs de redução de patógenos no tratamento necessários para que o reuso não potável corresponda a uma probabilidade anual de infecção (ou doença) entre 10^{-4} e 10^{-3} pppa

Efluente	Escala ^{ab}			Patógenos	Uso ^{c,d}	Redução em Log 10 ^e						Referência		
	S	M	L			0	1	2	3	4	5		6	
Esgoto Sanitário			x	R,C,Cr	Combate a incêndio								x	NRMCC et al. (2006)
			x	R,C,Cr	irrigação de jardim								x	
			x	R,C,Cr	irrigação municipal							x		
Água Cinza	x			R,C,Cr	irrigação sanitária e		x	x	x					Deere et al. (2006)
Águas Pluviais	x			Cr	irrigação	x								Ottoson e Stenström (2003)
	NA			R,C,Cr	casa e jardim				x					NMMC et al. (2009)
Água de Chuva				R,C,Cr	Combate a incêndio					x				Lim et al. (2015)
				R,C,Cr	irrigação municipal									
				N	sanitária								x	NMMC et al. (2009)
		NA		C	casa e jardim	x								
				C	Combate a incêndio	x								
			C	irrigação municipal	x									
			E	banho								x	Schoen et al. (2014)	

a A escala descreve os pressupostos utilizados para caracterizar a densidade do patógeno. S unifamiliar, M multifamiliar, L sistema de coleta comunitário

b NA = não aplicável

c R: rotavírus, Cr : Cryptosporidium, C: Campylobacter, N: norovírus, E: E. coli O 157:H7

d As reduções do rotavírus são exibidas (em vez de C ou Cr) para águas residuais, águas cinzas e águas pluviais e A coluna de redução em Log 10, o X representa reduções alvo em um intervalo $X \leq \text{Log } 10 \text{ reduções} < X + 1$

Uma gama de reduções é devido a vários cenários assumidos para a densidade de patógenos

9.5.2 Metodologia de avaliação quantitativa de risco microbiológico – AQRM

A primeira consolidação do conhecimento científico sobre a avaliação de risco foi desenvolvida pela *National Academy of Sciences* dos Estados Unidos da América (NAS) em 1983. A técnica para avaliação quantitativa de risco foi origi-

nalmente desenvolvida para avaliar o risco químico. A metodologia de AQRM segue quatro etapas principais: (i) identificação dos perigos, (ii) avaliação da exposição, (iii) modelagem dose-resposta e (iv) caracterização de risco (HAAS et al., 1999).

- i) Identificação dos perigos: tem como objetivo a identificação dos microrganismos patogênicos relevantes nas situações a serem avaliadas e a descrição dos seus efeitos, tanto agudos quanto crônicos, incluindo desde a via de transmissão até o hospedeiro.
- ii) Avaliação da exposição: determina o tamanho, a natureza da população exposta, a concentração dos patógenos no ambiente em questão, a duração da exposição e como ela ocorre.
- iii) Avaliação da relação dose-resposta: objetiva caracterizar a relação entre várias doses administradas e os danos causados à saúde. Apresenta uma relação matemática entre a dose e a probabilidade de infecção ou doença em pessoas expostas. Modelos de dose-resposta podem ser montados por diferentes métodos matemáticos utilizando dados experimentais (CROCKETT et al., 1996; TEUNIS et al., 1996) ou ainda estudos epidemiológicos. Ressalta-se que já existe na literatura uma ampla variedade de modelos que podem ser utilizados nos estudos de AQRM.
- iv) Caracterização do risco: integra as informações obtidas nas etapas anteriores para estimar a amplitude do problema. Nessa etapa, as informações sobre o perfil da exposição e a dose-resposta são analisadas conjuntamente para os cálculos das probabilidades de infecção (risco) para um cenário de exposição de uma população a um organismo patogênico no ambiente de interesse (PETTERSON; ASHOBOLT, 2002).

Dada uma determinada dose por exposição (D), o risco $Pi(d)$ é definido como a probabilidade de infecção associada a cada simples exposição e é calculado com base na relação dose-resposta. Dose é definida como a combinação da concentração (quantidade por unidade de volume) de microrganismos presentes em determinado produto ou meio (água, ar, solo e alimentos, por exemplo) com o volume ingerido (ou inalado) do produto ou meio em cada evento de exposição, por exemplo, litros d'água, metros cúbicos de ar ou grama de alimentos ingeridos por dia (Equação 9.5).

$$D = C \cdot V \quad (\text{Eq. 9.5})$$

Onde:

D: Dose ingerida de patógenos a cada evento de exposição

C: Concentração de microrganismos no meio ou produto ao qual indivíduos ou populações estão expostos

V: Volume ingerido do meio ou produto por exposição

A avaliação dose-resposta tem como objetivo apresentar uma relação matemática entre a dose e o seu impacto do microrganismo na saúde do usuário, o que é entendido como a probabilidade de infecção ou doença nas pessoas expostas.

Os valores de doses de infecção verificados com vírus e protozoários normalmente são menores do que os das bactérias. A Ingestão de 1-10 partículas de vírus ou cistos de protozoários patogênicos pode ser associada a uma alta probabilidade de infecção. Em contraste, a infecção bacteriana pode requerer a ingestão de uma média de cerca 100 bactérias, dependendo da espécie de bactéria (TEUNIS et al., 2004).

O binômio dose-resposta pode ser influenciado por fatores do hospedeiro, tais como estado imunológico e condições pré-existent de saúde e nutrição. No entanto, a influência desses múltiplos fatores não está bem caracterizada e, geralmente, a abordagem adotada na AQRM é realizada de forma generalizada, o que inclui crianças e idosos, além de pessoas com a saúde fragilizada. Assim, probabilidade de uma única exposição a um patógeno ocasionar uma doença depende da integração de efeitos entre o hospedeiro, o patógeno e a matriz alimentar. Essas interações são frequentemente denominadas de triângulo doença infecciosa (BUCHANAN et al., 2000).

A etapa de caracterização do risco é concluída por meio do cálculo de probabilidade total de infecção, tipicamente probabilidade anual [*PI* (*A*)], a partir de estimativas da probabilidade de infecção por exposição ao evento [*PI* (*di*)]; utiliza-se a Equação 9.6.

$$PI(A) = 1 - [1 - PI(d)]^n \quad (\text{Eq. 9.6})$$

Onde:

PI (*A*): Probabilidade anual de infecção decorrente de *n* exposições à mesma dose (*d*)

n: Número de exposições por ano

9.5.3 Agentes etiológicos mais relevantes e modelos de dose-resposta mais utilizados

Vários modelos de dose-resposta foram desenvolvidos, mas dois deles, o exponencial (Equação 9.7) e o Beta-Poisson (Equação 9.8), são os mais comumente utilizados para o cálculo do risco microbiológico. O último assume que a distribuição dos organismos presentes no inóculo é aleatória e caracterizada por uma distribuição de Poisson (TEUNIS; HAVELAAR, 2000). O modelo exponencial é considerado o mais simplificado, e ignora a heterogeneidade que possa existir na probabilidade de um único organismo sobreviver e iniciar a infecção (HASS, 1999). Essa limitação é superada parcialmente pelo modelo Beta-Poisson, onde o “Beta” representa a distribuição das probabilidades individuais entre os patógenos e hospedeiro. O modelo de dose-resposta Beta-Poisson pressupõe que a dose se comporta como uma distribuição Poisson e que a probabilidade de um organismo infectar o indivíduo se comporta como uma distribuição Beta.

$$PI = 1 - [exp(-rd)] \quad (\text{Eq. 9.7})$$

$$PI = 1 - [1 + (d/N50) (21/\alpha - 1)] - (\alpha) \quad (\text{Eq. 9.8})$$

Onde:

PI: Probabilidade de infecção para uma única exposição

d: Número de organismos ingeridos por exposição (dose)

N50: Dose infectante média

α e *r*: Parâmetros característicos da interação agente-hospedeiro

A Tabela 9.10 apresenta valores compilados de parâmetros utilizados nos modelos exponencial e Beta-Poisson derivados de vários estudos dose-resposta em humanos disponíveis na literatura e que podem ser utilizados em análise de risco (BASTOS, 2009).

Em se tratando de riscos microbiológicos referentes a sistemas de esgotamento sanitário, os perigos ou agentes etiológicos mais relevantes são patógenos entéricos resultantes da contaminação fecal humana ou animal (eventual), bem como patógenos oportunistas (por exemplo, *Legionella pneumophila* que podem crescer dentro dos sistemas de coleta) (O'TOOLE et al., 2014). Dentre os patógenos entéricos, podem ser citados os representantes das bactérias (*Campylobacter jejuni*, *Salmonella enterica*), vírus (rotavírus, hepatites A e E), protozoários (*Cryptosporidium parvum*, *Giardia lamblia*) e helmintos (*Áscaris lumbricóides*).

A análise e quantificação analítica de microrganismos patogênicos viáveis pode ser um fator limitante na aplicação da ferramenta de AQRM, sendo comum a análise de indicadores microbiológicos de contaminação fecal para estimar os patógenos presentes em amostras ambientais. O uso de indicadores é aceito nos estudos de avaliação de risco, no entanto, os resultados obtidos devem sempre ser avaliados criteriosamente para detectar se o risco foi superestimado ou subestimado.

A bactéria *Escherichia coli* é um dos indicadores mais utilizados. No entanto, as características que fazem com que a *E. coli* seja o melhor indicador de contaminação fecal têm sido questionadas. Vários estudos têm mostrado que a *E. coli* tem capacidade de persistir e se multiplicar num ambiente externo ao corpo do hospedeiro em habitats secundários (como a água) e na ausência de contaminação fecal (GORDON, 2001; POWER et al., 2005). Segundo Hazen e Toranzos (1990), os indicadores de contaminação fecal, como os coliformes termotolerantes, podem sobreviver de 92 a 294 horas em águas tropicais. Devido a isso, alguns pesquisadores criticam a utilização de *E. coli* como indicador microbiano de poluição fecal em corpos d'água, principalmente em ecossistemas tropicais (CARRILLO et al., 1985). Os *Enterococcus* têm sido indicados como bons substitutos da *E. coli* como indicadores de contaminação fecal, pois embora eles também possam recrescer no ambiente, fazem-no de forma inferior às bactérias do grupo coliformes.

Tabela 9.10 – Resumo de estudos de dose-resposta e resultados fundamentais associados a serem utilizados para a análise de risco

Estudo de dose resposta /Organismo	Modelo	Parâmetros ⁽¹⁾	Fonte original dos dados	Referência	
Virus Enterico					
(Rotavírus)	Rotavírus CNJ- ensaio de alimentação humana	β -Poisson	$\alpha = 0,253$ $\beta = 0,422$	Ward et al. (1986)	Teunis et al. (1996)
Bactéria					
(<i>Campylobacter jejuni</i>)	Humanos adultos alimentação	β -Poisson	$\alpha = 0,145$ $\beta = 7,589$ ID 50 = 8,97x10 ²	Black et al. (1988)	Teunis et al. (1996)
	Dados de surto ⁽²⁾	β -Poisson ⁽³⁾	$\alpha = 0,024$ $\beta = 0,001$	Van den Brehof et al., (2003); Evans et al., (1996)	Teunis et al. (2005)

(continua)

Estudo de dose resposta /Organismo	Modelo	Parâmetros ⁽¹⁾	Fonte original dos dados	Referência	
Protozoário (<i>Cryptosporidium parvum</i>)	Experimentos de alimentação humana em adultos	Exponencial	$r = 4,005 \times 10^{-3}$ ID 50 = 173,2	Du Pontet et al. (1995)	Teunis et al. (1996)
	Experimentos de alimentação humana em adultos - Dados isolados de três combinados	β -Poisson	$\alpha = 0,115$ $\beta = 0,176$	Teunis et al. (2002a)	Teunis et al. (2002a)

Notas: (1) Dados com intervalo de 95% de confiança. (2) Surto de dados foi combinado com estudo anterior de alimentação humana para encontrar as estimativas dos parâmetros globais de dose-resposta. (3) Relação β -Poisson exata, e não aproximação β -Poisson

Fonte: adaptada de BASTOS (2009)

9.5.4 Exemplo de aplicação de estudo de AQRM no reúso predial de água cinza

O estudo realizado pela UFES no âmbito da RENTED teve como objetivo discutir os padrões microbiológicos de qualidade de reúso predial de água cinza na perspectiva da avaliação quantitativa de risco microbiológico. Para verificação do risco do reúso de água cinza para os fins estabelecidos, foram levados em consideração os limites mínimos e máximos dos critérios internacionais de qualidade microbiológica para água de reúso urbano irrestrito. Dessa forma, variou-se a qualidade microbiológica da água cinza de 10^0 a 10^3 NMP *E. coli*/100mL.

Para a AQRM do reúso de água cinza predial foram considerados os seguintes usos: bacia sanitária, irrigação de jardim, lavagem de calçada e lavagem de carro. Para cada uso foram estabelecidas as rotas de exposição: ingestão de aerossol, ingestão por exposição rotineira (IER) e ingestão acidental (IA). Os dados referentes à exposição estão sumarizados na Tabela 9.11.

Para verificação do risco do reúso de água cinza para os fins estabelecidos foram levados em consideração os limites mínimos e máximos dos critérios internacionais de qualidade microbiológica (USEPA, 2012; DEPARTMENT OF HEALTH WA, 2011; ANQUIP, 2011; HEALTH CANADA, 2010; ENVIRONMENT AGENCY – UK, 2011; 2009; ENVIRONMENT PROTECTION AGENCY – QUEENSLAND, 2011; NOLDE, 1999) para água de reúso urbano irrestrito, variando-se dessa forma a qualidade microbiológica da água cinza de 10^0 a 10^3 *E. coli*/100mL. Sendo assim, foram geradas 3 faixas de contaminação da água cinza a serem avaliadas: 1-10 *E. coli*/100mL, 10-100 *E. coli*/100mL e 100-1000 *E. coli*/100mL. Como essas

variáveis não possuem banco de dados, adotou-se uma distribuição uniforme para as mesmas no cálculo da dose ingerida.

Tabela 9.11 – Dados de exposição para AQRM

Finalidade de reúso	Rota de exposição ¹	Volume (mL) Distribuição trian- gular	Frequência (ano)
Irrigação de jardim	Aerossol	(0,01; 0,1; 0,5)	Distribuição normal (100; 20) ¹
	IER	(0,1; 1; 2)	Distribuição normal (100,20) ¹
	IA	(10; 100; 200)	Distribuição uniforme (0,75;1,25) ¹
Bacia sanitária	Aerossol	(0,01; 0,1; 0,5)	Distribuição uniforme (1460; 2160) ²
Lavagem de veículo	IER	(0,1; 1; 2)	Distribuição uniforme (26;52) ³
Lavagem de pisos	Aerossol	(0,01; 0,1; 0,5)	Distribuição uniforme (52;104) ³
	IER	(0,1; 1; 2)	Distribuição uniforme (7,5;12,5) ³

IER: ingestão por exposição rotineira, IA: ingestão acidental.
 Notas: (1) Ashbolt et al. (2005); (2) USEPA (1998); (3) Vaz (2015)

A dose ingerida em cada exposição foi calculada de acordo com a Equação 9.5. Para a avaliação de risco à saúde, bactérias patogênicas, parasitas e vírus são relevantes, mas o conteúdo viral é o componente-chave de contaminação fecal de água cinza por causa da alta taxa de excreção viral a partir de pessoas infectadas, das baixas doses necessárias para potencial infecção (YEZLI; OTTER, 2011) e da elevada taxa de sobrevivência de vírus entéricos no meio ambiente (RZEZUTKA, 2004). Diante disso, o patógeno selecionado para avaliação de risco – o rotavírus – está de acordo com as diretrizes da OMS (WHO, 2006). A OMS (WHO, 2006) ressalta que as diretrizes foram desenvolvidas tendo o rotavírus como “organismo de referência”, ou seja, sua remoção por meio de tratamento de esgoto associado a outros meios de proteção à saúde corresponderia a uma carga de doenças virais $\leq 10^{-6}$ DALY pppa e riscos menores de infecção bacteriana e por protozoários.

Segundo a OMS (WHO, 2006), o desempenho de tratamento de água residuária usado para garantir parcialmente ou integralmente $\leq 10^{-6}$ DALY pppa deveria ser avaliado através do monitoramento do indicador *E. coli* no efluente. Para a estimativa dos patógenos no efluente foi assumida a relação entre patógenos e *E. coli* inicialmente proposta por Shuval et al. (1997) para enterovírus,

sendo essa abordagem assumida nas diretrizes da OMS (WHO, 2006): 0,1 – 1 para rotavírus por 10^5 *E. coli*. Os parâmetros (constantes de infecciosidade dos patógenos α , β) e o modelo de dose-resposta utilizado estão apresentados na Tabela 9.12.

Tabela 9.12 – Constantes de infecciosidade dos patógenos e modelos de dose-resposta utilizados

Estudo de dose resposta /Organismo	Modelo	Parâmetros (1)	Fonte Original dos dados	Referência	
Vírus entérico (Rotavírus)	Rotavírus CNJ ensaio de alimentação humana	B – Poisson	$\alpha = 0,253$; $\beta = 0,422$	Ward et al. (1986)	Teunis et al. (1996)

Nota: (1) Dados com intervalo de 95% de confiança

Os riscos anuais de infecção foram estimados usando a Equação 9.6. Foram geradas séries de 10 mil valores através do teste de Monte Carlo (com amostragem por hipercubos latinos, utilizando-se o @RISK versão 5.5 (Palisade Corporation). O risco aceitável adotado como referência e recomendado pela OMS é igual a 1 μ DALY, equivalente a um risco mediano de $7,7 \times 10^{-4}$ para rotavírus (WHO, 2006). Na Tabela 9.13 estão apresentadas as estimativas dos riscos medianos para as finalidades de reúso e suas respectivas rotas de exposição para a qualidade microbiológica da água cinza variando de 10^0 a 10^3 *E. coli*/100mL. O Canadá (CANADIAN GUIDELINES, 2010) e o Reino Unido (ENVIRONMENT AGENCY, 2011) levam em consideração o microrganismo de referência *E. coli*, recomendando densidades inferiores a 200 CFU/100mL e 250 CFU/100mL, respectivamente.

Utilizando dados de estudo de AQRM realizados por Cohin e Kiperstok (2007), Bastos (2014) indica o limite microbiológico para coliforme termotolerante estipulado pelas diretrizes do Programa de Pesquisas em Saneamento Básico (PROSAB) para reúso predial menor ou igual a 1000 NMP *E. coli*/100mL. Padrão semelhante é adotado por Portugal, de 1000 CFU/100mL (MARRECOS DO MONTE, 2010).

Tabela 9.13 – Riscos de infecção para as finalidades de reúso e suas respectivas rotas de exposição para a qualidade microbiológica da água cinza variando de 1 a 1000 NMP *E. coli*/100mL

Qualidade Microbiológica da água cinza (<i>E. coli</i> /100mL)	Risco de infecção para rotavírus	Finalidade de Reúso						
		Irrigação de Jardim			Descarga do vaso sanitário	Lavagem de veículo	Lavagem de piso	
		Rota de Exposição						
		Aerossol	IER	IA	Aerossol	IER	Aerossol	IER
1-10	Média	2,60E-06	3,10E-06	3,10E-05	8,50E-05	2,00E-05	4,40E-06	2,40E-05
10-100		2,90E-05	1,60E-04	5,60E-04	4,30E-04	6,10E-05	2,30E-05	1,20E-04
10-1000		5,60E-04	3,10E-06	3,10E-03	8,00E-03	1,20E-03	4,50E-04	2,40E-03
1-10	Mediana	7,40E-06	3,80E-05	3,80E-05	1,10E-04	1,50E-05	5,80E-06	2,90E-05
10-100		4,10E-05	2,10E-04	2,10E-04	5,90E-04	8,10E-05	3,20E-05	1,06E-04
10-1000		7,50E-04	3,80E-03	3,83E-03	1,10E-02	1,50E-03	5,80E-04	3,00E-03
1-10	95%	2,00E-05	9,10E-05	9,10E-05	2,80E-04	3,60E-05	1,50E-05	7,20E-05
10-100		1,20E-04	5,50E-04	5,50E+00	1,70E-02	2,20E-04	9,20E-05	4,40E-04
10-1000		2,03E-03	9,20E-03	8,70E-03	2,70E-02	3,60E-03	1,50E-03	7,30E-03

(IER) ingestão por exposição rotineira e (IA) ingestão acidental

Fonte: Vaz (2015)

Para os diferentes cenários estudados, os riscos mais elevados e acima dos níveis toleráveis estabelecidos pela OMS estão relacionados à qualidade microbiológica da água da cinza com níveis entre 100-1000 NMP *E. coli*/100mL. Nesses níveis, o risco mediano de infecção para o rotavírus superou o limite tolerável de $7,7 \times 10^{-4}$, exceto para as finalidades de reúso irrigação de jardim e lavagem de piso, que têm como rota de exposição o aerossol. O maior risco mediano de infecção dentro das finalidades de reúso definidas está relacionado ao reúso de água cinza em bacia sanitária. Apesar disso, considerando carga máxima tolerável de doença entre 10^{-4} e 10^{-6} pppa, ou seja, risco tolerável de infecção na faixa entre 10^{-2} – 10^{-3} pppa, o modelo de risco estudado indica ser possível o estabelecimento de um padrão de qualidade de *E. coli* menor ou igual a 10^3 NMP/100mL em águas cinza tratadas destinadas ao uso em descargas sanitárias.

9.6 CONTRIBUIÇÕES DA RENTED

Ao longo deste capítulo foram utilizados quatro trabalhos desenvolvidos no âmbito da RENTED para exemplificar o uso da ACV (item 9.3.3), viabilidade econômica (item 9.4.4) e AQRM (item 9.5.4). A Tabela 9.14 compila alguns dos principais resultados da RENTED na utilização de ferramentas de sustentabilidade. Percebe-se que as ferramentas ACV, AVE e AQRM foram utilizadas para correntes de esgotos segregadas e não segregadas, para diferentes escalas de estações de tratamento. Os detalhes de cada estudo podem ser obtidos nas publicações científicas da rede disponibilizadas no sítio: www.rented.ufc.br.

Tabela 9.14 – Estudos de ACV realizados no âmbito da RENTED (continua)

IES	Avaliação de sustentabilidade	Tipo de corrente	Escala	Local	Cenário	Ferramenta de avaliação	Principais conclusões
UFBA	Avaliação de ciclo de vida (ACV)	Esgoto não segregado	Real	ETE Vog Vile	Reator UASB seguido de wetlands construídos com e sem reciclagem com cloração do efluente final	SIMAPRO	A ACV da ETE permitiu identificar como pontos críticos de geração de impactos ambientais: o uso da solução de hipoclorito de sódio para a desinfecção, as emissões de metano para a atmosfera e a emissão de nutrientes para o corpo receptor. Os principais potenciais impactos ambientais estão associados ao consumo de energia elétrica do sistema de aeração forçada e à eutrofização consequente do lançamento de nutrientes, no corpo receptor, oriundos do efluente final tratado. Já na fase de construção, o concreto foi responsável por mais de 80% dos impactos em todas as categorias analisadas.
UFBA	Avaliação de ciclo de vida (ACV)	Esgoto não segregado	Real	ETE Specialle	Reator UASB seguido de lodo ativado e cloração do efluente final	SIMAPRO	
UFC	Avaliação de ciclo de vida (ACV)	Esgoto não segregado	Real	ETE Aracapé	Reator UASB seguido de cloração	SIMAPRO	A operação da ETE Aracapé apresentou impacto ambiental em relação a diversas categorias avaliadas no estudo do ciclo e vida. Esses impactos sofreram influência significativa das diferentes etapas envolvidas no processo. A etapa de cloração apresentou maior potencial sobre as categorias de impactos avaliadas, com 100% de contribuição em todas, haja vista que o uso de hipoclorito de sódio demanda grande custo energético e químico para sua produção. As emissões de poluentes em corpos aquáticos, devido à baixa eficiência na remoção de DQO e nutrientes, bem como o consumo da energia elétrica, também impactaram sobre diversos parâmetros, tais como MC, TH, ECA, DCO e AT. Embora o sistema de tratamento avaliado (UASB + desinfecção) faça o aproveitamento do seu biogás produzido, o mesmo só corresponde a uma pequena parcela do consumo total energético da ETE, impactando em diversas categorias de impacto..

Tabela 9.14 – Estudos de ACV realizados no âmbito da RENTED (continua)

IES	Avaliação de sustentabilidade	Tipo de corrente	Escala	Local	Cenário	Ferramenta de avaliação	Principais conclusões
UFC	Avaliação de ciclo de vida (ACV)	Esgoto não segregado	Laboratório	UFC	Reator UASB convencional em comparação a reator UASB com microaeração	SIMAPRO	As informações apresentadas nos inventários sinalizaram de maneira objetiva as emissões associadas a cada tecnologia de tratamento de biogás estudada. Observou-se que a maior emissão atmosférica de metano observada no cenário 1 caracterizou esta tecnologia como a de maior impacto ambiental associado as mudanças climáticas, por exemplo, e o consumo de energia elétrica observado no cenário 2 a toxicidade. Tal fato, levou a necessidade da simulação de um cenário 2 alternativo operado com 100% de aproveitamento energético, sendo este apontado como o cenário de tratamento de biogás de menor impacto.
UFC	Avaliação de ciclo de vida (ACV)	Esgoto não segregado	Laboratório	UFC	Remoção de sulfeto em processos microaeróbio em comparação à absorção química	SIMAPRO	Os dados apresentados nos inventários sinalizaram de maneira objetiva as emissões associadas a cada tecnologia de tratamento de biogás estudada. Observou-se que a maior emissão atmosférica de gases do efeito estufa observada no cenário 1 caracterizou esta tecnologia como a de maior impacto ambiental associado as mudanças climáticas, por exemplo, e o consumo de energia elétrica observado no cenário 2, a toxicidade humana e terrestre. Tal fato, levou a necessidade da simulação de um cenário 2 alternativo operado com 100% de aproveitamento energético para o sistema microaerado, sendo este apontado como o cenário de tratamento de efluentes de menor impacto.

Tabela 9.14 – Estudos de ACV realizados no âmbito da RENTED (continua)

IES	Avaliação de sustentabilidade	Tipo de corrente	Escala	Local	Cenário	Ferramenta de avaliação	Principais conclusões
UFMG	Avaliação de ciclo de vida (ACV)	Esgoto não segregado	Real	ETE Arrudas	Gerenciamento dos subprodutos de UASB+SAC	SIMAPRO	A rota flare+aterro teve piores resultados comparativamente à rota caldeira+biofertilizante, com exceção dos impactos de depleção de camada de ozônio, ecotoxicidade aquática e eutrofização. A rota caldeira+biofertilizante apresentou exclusivamente impactos ambientais positivos para toxicidade humana e ecotoxicidade terrestre e também para a CED. O sistema com menor produção de lodo, UASB+SAC obteve melhores resultados nos impactos ambientais que se relacionam à emissão de gases à atmosfera pelo consumo de combustível ou pela queima do biogás: TH, ET e CED. A qualidade do efluente afetou exclusivamente o impacto ambiental eutrofização de água doce, evidenciando a carência de inclusão de novos aspectos ambientais. A destinação do lodo como biofertilizante se mostrou uma boa alternativa.
UFMG	Avaliação de ciclo de vida (ACV)	Esgoto não segregado	Real	ETE Arrudas	Gerenciamento dos subprodutos de UASB+FBP	SIMAPRO	Os sistemas naturais que tratam a água cinza e água negra aparecem como a melhor escolha, principalmente devido às melhores eficiências de remoção de contaminantes em comparação com as fossas sépticas, já que os nutrientes presentes no esgoto são utilizados como fertilizantes pelas plantas.
UFMS	Avaliação de ciclo de vida (ACV)	Esgoto segregado - AC e AN	Real	Residência em Campo Grande/MS	Comparação da fossa séptica tratando esgoto bruto com um cenário composto por tanque de evapotranspiração tratando água negra e dois wetlands construídos tratando água cinza para reuso	SIMAPRO	

Tabela 9.14 – Estudos de ACV realizados no âmbito da RENTED (conclusão)

IES	Avaliação de sustentabilidade	Tipo de corrente	Escala	Local	Cenário	Ferramenta de avaliação	Principais conclusões
UFMS	Avaliação de ciclo de vida (ACV)	Esgoto não segregado	Piloto	ETE na Casa do Estudante do Campus da UFMS	Tanque séptico + wetland construído de fluxo vertical	SIMAPRO	Os resultados mostraram que os tijolos de cerâmica, o aço e o cimento foram os materiais mais impactantes em todas as categorias analisadas, sendo o PVC, a cal e a areia os materiais menos impactantes. Os tijolos e o cimento representam 42,7% e 29,5%, respectivamente, dos impactos na categoria mudanças climáticas. O metano e o óxido nítrico gerados durante o tratamento de esgoto são os responsáveis pela ocorrência do impacto ambiental mudanças climáticas, causado 95% pelo metano e 5% pelo óxido nítrico. A DQO, o NTK e o PT representam na categoria de impacto eutrofização, 8,8%, 26,53% e 64,63% dos impactos, respectivamente. A energia consumida na operação durante a vida útil do sistema causa impactos em todas as categorias ambientais analisadas através do software, sendo mínimos estes impactos, levando em conta o baixo consumo de energia do sistema.
UFPE	Avaliação de ciclo de vida (ACV)	Esgoto não segregado	Real	Unidade piloto instalada na ETE Mangueira	Reator compartimentado anaeróbio/anóxico e aeróbio	SIMAPRO	A ACV do reator compartimentado anaeróbio/anóxico e aeróbio identificou como principais impactos ambientais: o consumo de energia elétrica oriundo dos compressores do sistema aeróbio e a eutrofização devido ao lançamento de nutrientes no corpo receptor.

Tabela 9.15 – Estudos de AQRM realizados no âmbito da RENTED

IES	Avaliação de sustentabilidade	Tipo de corrente	Escala	Local	Cenário	Ferramenta de avaliação	Principais conclusões
UFES	Análise Quantitativa de Risco Microbiológica (AQRM)	Águas cinza	Real	UFES	RAC + FSA + DL + FT + cloração	.@RISK	A aplicação da metodologia de AQRM em cenários de inalação de aerossóis de água cinza clara e água de reuso contendo agentes patogênicos visando o reuso predial, embora as incertezas inerentes a própria metodologia, possibilitou o conhecimento da estimativa de risco. A necessidade de estabelecer um limite para as atividades de reuso de água predial envolvem decisões éticas e são uma função social e custo-benefício, equilibrando os benefícios de economia de água em relação aos custos do tratamento das doenças infecciosas. Foi estabelecido que a qualidade microbiológica aceitável de água cinza clara para reuso predial <i>teria como limite 10⁵ NMP/100mL em termos de E. coli.</i> O reuso de água cinza sem tratamento apresenta riscos microbiológicos elevados, enquanto que a utilização do sistema EvaTAC mostrou-se uma alternativa segura. O reuso para descarga no vaso sanitário apresentou riscos maiores que os demais reusos por necessitar do armazenamento de grandes volumes. Sistemas de tratamento de esgotos, mesmo os que realizam desinfecção com cloro, apresentam ainda riscos microbiológicos para a prática do reuso, advindos principalmente de falhas operacionais de controle da qualidade do efluente tratado.
UFMS	Análise Semi-Quantitativa de Risco Microbiológico	Águas cinza	Real	Residência em Campo Grande/MS	Comparação de cenários envolvendo o uso de fossa séptica com um sistema de evapotranspiração e tratamento de água cinza para reuso (EvaTAC)	Excel	
UFC	Análise Quantitativa de Risco Microbiológica (AQRM)	Esgoto não segregado	Real	ETE Aracapé	Reator UASB seguido de cloração	.@RISK	

Tabela 9.14 – Estudos de AVE realizados no âmbito da RENTED

IES	Avaliação de sustentabilidade	Tipo de corrente	Escala	Local	Cenário	Ferramenta de avaliação	Principais conclusões
UFPE	Análise de Viabilidade Econômica (AVE)	Esgoto não segregado	Piloto	Unidade piloto instalada na ETE Mangueira	Reator compartimentado anaeróbio/anóxico e aeróbio	Excel	A melhor avaliação de investimento obtida a partir do Valor Presente Líquido (VPL) foi a alternativa de construção do reator compartimentado sem investimento inicial, ou seja, com o custo de construção e instalação do reator implícito na construção do empreendimento habitacional e com a opção de reuso do efluente tratado na limpeza das áreas externas e irrigação de jardins do conjunto habitacional. Neste cenário, a análise econômica apresentou um custo anual de R\$ 70,68 por habitante; enquanto que o custo anual por m ³ de esgoto tratado foi de R\$ 6,70, considerando como referência o VPL.
UFC	Análise de Viabilidade Econômica (AVE)	Esgoto não segregado	Laboratório		Remoção de sulfeto em processos microaeróbio em comparação à absorção química	Excel	O estudo econômico preliminar demonstrou que a microaeração se mostrou economicamente mais viável, uma vez que ao final de 10 anos a ETE teria uma economia de cerca de 85 %, quando comparado ao processo de absorção química.
UFMS	Análise de Viabilidade Econômica (AVE)	Águas cinza	Hipotético	UFMS	Wetland construído tratando água cinza para reuso	Excel	O período de retorno do investimento no sistema de wetlands construídos varia de 1 a mais de 20 anos, dependendo do país e do cenário de custo considerado, com cerca de 47% dos cenários apresentando um VPL positivo em 20 anos. Geralmente, os sistemas de tratamento de água cinza são economicamente viáveis, principalmente em cenários de baixo e médio investimento.

Tabela 9.14 – Estudos de AVE realizados no âmbito da RENTED (continuação)

IES	Avaliação de sustentabilidade	Tipo de corrente	Escala	Local	Cenário	Ferramenta de avaliação	Principais conclusões
USP	Análise de Viabilidade Econômica (AVE)	Esgoto não segregado	Real	ETE - USP/SP (Moradia Estudantil)	Wetlands contruídos. Tratamento de esgoto doméstico. Sistemas: WC-FV seguido de WC de Fluxo Livre	Excel	Levando em consideração, que os custos de aquisição da área de instalação do sistema impactaram de modo significativo os custos ao longo do ciclo de vida do sistema, chegando a 98,7% dos custos totais, a possibilidade de redução da área requerida para a instalação proporcionada pela introdução de aeriação artificial no sistema pôde se mostrar uma vantagem competitiva sob o ponto de vista econômica, visto que este custo poderia ser mais significativo se o sistema operasse com taxas de carregamento ainda menores.
USP	Avaliação de Impacto do Ciclo de Vida (AICCV)	Esgoto não segregado	Real	ETE - USP/SP (Moradia Estudantil)	Análise wetlands FV+ contruídos em alvenaria comparado com wetlands construído em fibra de vidro.	OpenLCA	A escolha de diferentes materiais afeta os custos. Materiais com tanques em fibra de vidro apresentaram custos de aquisição mais elevados do que o Sistema em alvenaria. Os custos referentes à aquisição do terreno afetam significativamente os custos totais de aquisição, e consequentemente o CCV. Os custos de operação e manutenção também são bastante relevantes na composição do CCV, sendo responsáveis por aproximadamente 32%.

BIBLIOGRAFIA

ANA – AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (BRASIL). *Atlas esgotos: despoluição de bacias hidrográficas*. Agência Nacional de Águas, Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. Brasília, 2017.

AHMED, W.; VIERITZ, A.; GOONETILLEKE, A.; GARDNER, T. Health risk from the use of roof-harvested rainwater in Southeast Queensland, Australia, as potable or non-potable water, determined using quantitative microbial risk assessment. *Appl. En-viron. Microbiol.* v. 76, n. 22, p. 7382–7391, 2010.

ANDERSSON, K.; OTOO, M.; NOLASCO, M. Innovative sanitation approaches could address multiple development challenges. *Water Science and Technology*. v. 77, n. 3, 2017. DOI: 10.2166/wst.2017.600

ANQUIP ETA 0905. *Sistemas prediais de reutilização e reciclagem de águas cinzentas* (SPRAC). Portugal, 2011.

ASHBOLT, N. J.; SCHOEN, M. E.; SOLLER, J. A.; ROSE, D. J. Predicting pathogen risks to aid beach management: The real value of quantitative microbial risk assessment (QMRA). *Water Research*, v. 44, 469 2 e 4703, 2010.

ASHBOLT, N. J. *Microbial Risk Assessment (MRA) Tool*. Gothenburg: Urban Water. 2005.

ASHBOLT, N. J.; DORSCH, M. R.; COX, P. T.; BANENS, B. In: KAY, D.; FRICKER, C. (eds.). *Coliforms and E. Coli, Problem or Solution?* Cambridge, The Royal Society of Chemistry, 1997.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR ISO 14.044: *Gestão ambiental – Avaliação do ciclo de vida – Requisitos e orientações*. Rio de Janeiro, 2009.

BARKER, S. F.; AMOAH, P.; DRECHSEL, P. A probabilistic model of gastroenteritis risks associated with consumption of street food salads in Kumasi, Ghana: Evaluation of methods to estimate pathogen dose from water, produce or food quality. *Sci. Total Environ.*, v. 487, p.130-142, jul. 2014.

BASTOS, R. K. X. A.; CHERNICHARO, C. A. L.; FLORENCIO, L.; MONTEGGIA, L.O.; VON SPERLING, M.; AISSÉ, M. M.; BEVILACQUA, P. D.; PIVELI, R. P. *Subsídios à regulamentação do reúso da água no Brasil*. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.4322/dae.2014.016>>. Acesso em: 31 maio 2014.

BASTOS, R. K. X. *Quantitative Microbial Risk Analysis: A Literature Review*. University of Leeds, 2009.

BORTONE, G.; CIMATTI, E.; PAILLA, B.; SPADONI, M.; STANLE, L. Innovative water saving systems in households in Europe. Emerging Technologies for Sustainable Land Use and Water Management. In: INTER-REGIONAL CONF. ON ENVIRONMENT-WATER, 2., Lausanne, Switzerland, 1999. Switzerland, 1999.

BUCHANAN, R. L.; SMITH, J. L.; LONG, W. Microbial risk assessment: dose-response relations and risk characterization. *International Journal of Food Microbiology*, v. 58, p. 159-172, 2000.

CAI, T.; PARK, S. Y.; LI, Y. Nutrient recovery from wastewater streams by microalgae: Status and prospects. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, v. 19, p. 360-369, 2013.

CAMPOS, R. H.; VAZ, L. O.; GONÇALVES, R. F. Análise de Riscos Ambientais de uma Estação de tratamento de Esgotos de Águas Cinza (ETAC) em um Prédio Residencial. In: CONGRESSO INTERAMERICANO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 33., Salvador. 2012.

CANADIAN GUIDELINES for domestic reclaimed water for use in toilet and urinal flushing. Prepared by the Working Group on Domestic Reclaimed Water of the Federal-Provincial-Territorial Committee on Health and the Environment. Ottawa, Ontario. Disponível em: < [http:// www.healthcanada.gc.ca](http://www.healthcanada.gc.ca)>. Acesso em: 31 jan. 2012.

CANO, V.; NOLASCO, M. A. Energy generation in wastewater treatment using a granular activated carbon microbial fuel cell. In: INTERNATIONAL RESOURCE RECOVERY CONFERENCE, 2. IWA Conference, New York, 2017.

CARRILLO, M., E.; ESTRADA, C.; HAZEN, T. Survival and enumeration of fecal indicators Bifidobacterium adolescents and Escherichia coli in a watershed of tropical forest. *Appl. Environ. Microbiol.* v. 50, p.468-476, 1985.

CASAROTTO FILHO, N.; KOPITTKE, B. H. *Análise de Investimento: matemática financeira, engenharia econômica, tomada de decisão, estratégia empresarial*. 9. Ed. São Paulo: Atlas, 2000.

CAVALETT, O.; CHAGAS, M. F.; SEABRA, J. E. A.; BONOMI, A. Comparative LCA of ethanol versus gasoline in Brazil using different LCIA methods. *The International Journal of Life Cycle Assessment*, v. 18, p. 647-658, 2013.

CHEN, J. et al. Antibacterial activity of graphene-modified anode on *Shewanella oneidensis* MR-1 biofilm in microbial fuel cell. *Journal of Power Sources*, v. 290, p. 80-86, 2015.

CHRISPIM, M. C. et al. The sanitation and urban agriculture nexus: urine collection and application as fertilizer in São Paulo, Brazil. *Journal of Water Sanitation and Hygiene for Development*, v. 7, n. 3, p. 455-465, 2017.

CHRISPIM, M. C.; NOLASCO, M. A. Greywater treatment using a moving bed biofilm reactor at a university campus in Brazil. *Journal of Cleaner Production*, v. 142, p. 290-296, 2017.

COHIM, E.; KIPERSTOK, A. Avaliação de risco microbiológico para definição de qualidade de reúso: águas cinza para descarga em vasos sanitários. In: WORKSHOP USO E REÚSO DE ÁGUAS RESIDUÁRIAS E SALINAS, 2. Viçosa-MG: UFV, 2007

CORDELL, D. et al. Towards global phosphorus security: A systems framework for phosphorus recovery and reuse options. *Chemosphere*, v. 84, n. 6, p. 747-758, 2011.

COROMINAS, L.; FOLEY, J.; GUEST, J. S.; HOSPIDO, A.; LARSEN, H. F.; MOREIRA, S.; SHAW, A. Life cycle assessment applied to wastewater treatment: state of the art. *Water Research*, v. 47, p. 5480-5492, 2013.

CROCKETT, C. S.; HAAS, C. N.; FAZIL, A.; ROSE, J. B.; GERBA, C. P. Prevalence of shigellosis in the U.S.: consistency with dose-response information. *International Journal of Food Microbiology*, v. 30, p. 87-99, 1996.

DERELI, R. K. et al. Potentials of anaerobic membrane bioreactors to overcome treatment limitations induced by industrial wastewaters. *Bioresource Technology*, v. 122, p. 160-170, 2012.

DIXON, A.; SIMON, M.; BURKITT, T. Assessing the environmental impact of two options for small scale wastewater treatment: comparing a reed bed and an aerated biological filter using a life cycle approach. *Ecological Engineering*, v. 20, p. 297-308, 2003.

DJUKIC, M.; JOVANOSKI, I.; IVANOVIC, O. M.; LAZIC, M.; BODROZA, D. Cost-benefit analysis of an infrastructure project and a cost-reflective tariff: A case study for investment in wastewater treatment plant in Serbia. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, v. 59, p. 1419-1425, 2016.

EL-MOWELHI, N. M.; ABO SOLIMAN, S. M. S.; BARBARY, S. M.; EL-SHAHAWY, M. I. Agronomic aspects and environmental impact of reusing marginal water in irrigation: A case study from Egypt. *Water Science and Technology*, v. 53, n. 9, p. 229-237, 2006.

ENVIRONMENT AGENCY. *Annual Report and Accounts 2011-2012*. Disponível em: <https://www.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/229083/0360.pdf>. Acesso em: 11 abr. 2018.

EUROPEAN COMMISSION. *Guide to Cost-Benefit Analysis of Investment Projects*. Economic appraisal tool for Cohesion Policy 2014-2020. Luxembourg: Publications Office of the European Union, 2015.

FINNVEDEN, G.; HAUSCHILD, M. Z.; EKVALL, T.; GUINÉE, J.; HEIJUNGS R.; HELLWEG, S.; KOEHLER, A.; PENNINGTON, D.; SUH, S. Recent developments in Life Cycle Assessment. *Journal of Environmental Management*, v. 91, p. 1-21, 2009.

FRANCI, T.; GONÇALVES, R. Avaliação das condições ótimas de viabilidade econômica de um sistema de reúso de água cinza em uma edificação residencial multifamiliar de alto padrão. *EURO-ELECS 2015*, v. 1, n. 8, p. 1153-1160, 2015. ISBN 978-989-96543-8-9.

FRIEDLER, E.; GILBOA, Y. Performance of UV disinfection and the microbial quality of greywater effluent along a reuse system for toilet flushing. *Science of the Total Environment*, v. 408, p. 2109-2117, 2010.

GATERELL, M. R.; GRIFFIN P.; LESTER J. N. Evaluation of environmental burdens associated with sewage treatment processes using Life Cycle Assessment techniques. *Environmental Technology*, v. 26, n. 3, p. 231-250, 2005.

GITMAN, L. *Princípios de administração financeira*. 7. ed. São Paulo: Harbra, 2002.

GORDON, D. M. Geographical structure and host specificity in bacteria and the implications for tracing the source of coliform contamination. *Microbiology*, v. 147, pt. 5, p. 1079-1085, 2001

GUDE, V. G. Energy and water autarky of wastewater treatment and power generation systems. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, v. 45, p. 52-68, 2015.

HAAS, C. N.; ROSE, J. B.; GERBA, C. P. *Quantitative Microbial Risk Assessment*. New York: Wiley, 1999.

HANSJURGENS, B. Economic valuation through cost-benefit analysis – possibilities and limitations. *Toxicology*, v. 205, p. 241-252, 2004.

HARAGUCHI, M. T.; UCKER, F. E.; ANDRADE, M. V. M.; TONIATO, H. P. C. Viabilidade Econômico-operacional para a implantação de um sistema de tratamento de esgoto: estudo de caso. *Revista Eletrônica de Educação da Faculdade Araguaia*, v. 4, n. 4, p. 270-281, 2013.

HARAGUCHI, M. T.; UCKER, F. E.; KRONHARDT, R.; FERRARI, T.; KEMERICH, P. D. C. Estudo de caso para a viabilidade de implementação de sistema de tratamento de esgoto compacto na região metropolitana de Goiânia. *Revista do Centro de Ciências Naturais e Exatas – UFSM*, Santa Maria, v. 14, n. 1, p. 2967-2973, 2014.

HAUSCHILD, M. Z.; GOEDKOOP, M.; GUINÉE, J.; HEIJUNGS, R.; HUIJBREGTS, M.; JOLLIET, O.; MARGNI, M.; SCHRYVER, A.; HUMBERT, S.; LAURENT, A.; SALA, S.; PANT, R. Identifying best existing practice for characterization modeling in life cycle impact assessment. *International Journal of Life Cycle Assessment*, v. 18, p. 683-697, 2013.

HAZEN, T. C.; TORANZOS, G. A. Tropical Source Water. In: McFETERS, G. A. *Drinking Water Microbiology – Progress and recent developments*. New York: Springer – Verlag, 1990, p. 32-53.

HERNANDEZ-SANCHO, F.; LAMIZANA-DIALLO, B.; MATEO-SAGASTA J. *Economic Valuation of Wastewater: The Cost of Action and the Cost of No Action*. Nairobi, Kenya: United Nations Environment Programme (UNEP), 2015. Disponível em: < https://wedocs.unep.org/bitstream/handle/20.500.11822/7465/-Economic_Valuation_of_Wastewater_The_Cost_of_Action_and_the_Cost_of_No_Action-2015Wastewater_Evaluation_Report_Mail.pdf.pdf?sequence=3&i-sAllowed=y >. Acesso em: 10 abr. 2018.

HUTTON, G.; HALLER, L.; BARTRAM J. Global cost-benefit analysis of water supply and sanitation interventions. *Journal of Water Health*, v. 5, n. 4, p. 481-502, 2007.

JIN, M. et al. Microbial lipid-based lignocellulosic biorefinery: feasibility and challenges. *Trends in Biotechnology*, v. 33, n. 1, p. 43-54, 2015.

LE CORRE, K. S. et al. Phosphorus Recovery from Wastewater by Struvite Crystallization: A Review. *Critical Reviews in Environmental Science and Technology*, v. 39, n. 6, p. 433-477, 2009.

LOPES, T. A. S.; KIPERSTOK A.; ZANTA, V. M.; QUEIROZ, L. M. Revisão crítica da literatura sobre aplicação da Avaliação de Ciclo de Vida ao tratamento de esgotos. *Revista DAE*, v. 208, n. 65, p. 47-55, 2017.

LOPES, T. A. S. *Avaliação do Ciclo de Vida de uma ETE composta por reator UASB seguido de wetlands construídos*. 2014. 68 p. Dissertação (Mestrado em Meio Ambiente, Águas e Saneamento) – Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2014.

LUNDIN, M.; BENGTTSSON, M.; MOLANDER, S. Life Cycle Assessment of Wastewater Systems: influence of system boundaries and scale on calculated environmental loads. *Environmental Science Technology*, v. 34, p. 180-186, 2000.

MARA, D. D.; SLEIGH, P. A.; BLUMENTHA, U. J.; CARR, R. M. Health risks in wastewater irrigation: Comparing estimates from quantitative microbial risk analyses and epidemiological studies. *Journal of Water and Health*. v. 5, n. 1, p. 34-50, 2007

MARECOS DO MONTE, H.; ALBUQUERQUE, A. *Reutilização de águas residuais*. Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2010. Disponível em: <https://ubithesis.ubi.pt/bitstream/10400.6/1144/1/Guia_Tecnico_Reutilizacao-1.pdf>. Acesso em: 31 mar. 2010.

MCCARTY, P. L.; BAE, J.; KIM, J. Domestic Wastewater Treatment as a Net Energy Producer – Can This be Achieved? *Environmental Science & Technology*, v. 45, n. 17, p. 7100-7106, 2011.

MEHNERT, D. U.; STEWIEN, K. E. Detection and distribution of rotavirus in raw sewage and creeks in Sao Paulo, Brazil. *Appl. Environ. Microbiol.*, v. 59, p. 140-143, 1993.

MOLINOS-SENANTE, M.; HERNÁNDEZ-SANCHO, F.; SALA-GARRIDO, R. Economic feasibility study for new technological alternatives in wastewater treatment processes: a review. *Water Science & Technology*, v. 65, n. 5, p. 898-906, 2012.

MOTTA, R. S. *Manual para valoração econômica de recursos ambientais*. Rio de Janeiro: IPEA/MMA/PNUD/CNPq, 1997.

MUGA, H. E.; MIHELICIC, J. R. Sustainability of wastewater treatment technologies. *Journal of Environmental Management*, v. 88, p. 437-447, 2008.

NBR 13969:1997 *Tanques sépticos – unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos – projeto, construção e operação*. ABNT, 1997.

NOLDE, E. Greywater reuse systems for toilet flushing in multi-storey buildings – over ten years experience in Berlin. *Urban Water*, v. 1, n. 4, p. 275-284, 1999.

NRMMC, EPHC, AHMC. Australian guidelines for water recycling: managing health and environmental risks. In: NATURAL RESOURCE MANAGEMENT MINISTERIAL COUNCIL, ENVIRONMENT PROTECTION AND HERITAGE COUNCIL, AND THE AUSTRALIAN HEALTH MINISTERS' CONFERENCE. Canberra, Australia, 2006.

O'TOOLE, J.; SINCLAIR, M.; MALAWARAARACHCHI, M.; HAMILTON, A.; BARKER, S. F.; LEDER, K. Characterising microbial quality of household greywater. *Water Research*, v. 46, n. 13, p. 4301-4313, 2012.

OPHER, T.; FRIEDLER, E. Reducing inventory data requirements for scenario representation in comparative life cycle assessment (LCA), demonstrated on the urban wastewater system. *Urban Water Journal*, v. 13, n. 7, 759-772, 2016.

ORNELAS, P. *Reúso de água em edifícios públicos: o caso da escola politécnica*. 164 f. 2004. Dissertação (Mestrado Profissional em Gerenciamento e Tecnologias Ambientais no Processo Produtivo). Escola Politécnica – Universidade Federal da Bahia, Salvador. 2004.

ORTIZ-CORREA, J. S.; FILHO, M. R.; DINAR, A. Impact of access to water and sanitation services on educational attainment. *Water Resources and Economics*, v. 14, p. 31-43, 2016.

OTTOSSON, J.; STENSTRÖM, T. A. Faecal contamination of greywater and associated microbial risk. *Water Research*, v. 37, n. 3, p. 645-655, 2003.

PETTERSON, S. A; ASHBOLT, N. J. *Guidelines for Safe Use of Wastewater and Excreta in Agriculture and Aquaculture: Microbial Risk Assessment*. Geneve: WHO Press, 2002, Section 200, p. 36.

PORTAL BRASIL. Índice Geral de Preços do Mercado – IGP-M. Disponível em: <<http://www.portalbrasil.net/igpm.htm>>. Acesso em: 28 fev. 2015.

POWER, M. L.; LITTLEFIELD-WYER, J.; GORDON, D. M.; DUNCAN, A. V.; SLADE, M. B. Phenotypic and genotypic characterization of encapsulated *Escherichia coli* isolated from blooms in two Australian lakes. *Environmental Microbiology*, v. 7, n. 5, p. 631-640, 2005.

QUEENSLAND AUSTRALIA GOVERNMENT. Protection Agency – Queensland. *Queensland Development Code Part MP 4.3*. 2011. Disponível em: <<http://www.hpw.qld.gov.au/construction/BuildingPlumbing/Pages/default.aspx>>. Acesso em: 5 set. 2012.

REBITZER, G.; EKVALL, T.; FRISCHKNECHT, R.; HUNKELER, D.; NORRIS, G.; RYDBERG, T.; SCHMIDT, W. P.; SUH, S.; WEIDEMA, B. P.; PENNINGTON, D. W. Life cycle assessment Part 1: Framework, goal and scope definition, inventory analysis, and applications. *Environment International*, v. 30, p. 701-720, 2004.

REGLI, S.; ROSE, J. B.; HAA, C. N. Modeling the risk from *Giardia* and viruses in drinking water. *Journal of American Water Works Association*, v. 83, n.11, p. 76-84, 1991.

REZENDE, J. L. P.; OLIVEIRA, A. D. *Análise econômica e social de projetos florestais: matemática financeira, formulação de projetos, avaliação de projetos, localização de projetos, análise de custo-benefício*. 3. ed. Viçosa: UFV, 1993.

RISCH, E.; GUTIERREZ, O.; ROUX, P.; BOUTIN, C.; COROMINAS, L. Life cycle assessment of urban wastewater systems: Quantifying the relative contribution of sewer systems. *Water Research*, v. 77, p. 35-48, 2015.

RODRIGUES, C. R. B.; ZOLDAN, M. A.; LEITE, M. L. G.; OLIVEIRA, I. L. Sistemas computacionais de apoio a ferramenta Análise de Ciclo de Vida do produto (ACV). In: ENCONTRO NACIONAL DE ENGENHARIA DE PRODUÇÃO, 28. A integração de cadeias produtivas com a abordagem da manufatura sustentável. Rio de Janeiro, outubro de 2008.

RZEZUTKA, A. Survival of human enteric viruses in then environment and food. *FEMS Microbiology Reviews*, v. 28, n. 4, p. 441-453, 2004.

SANTOS, G. F. M.; LIMA, A. M. F.; TANIMOTO, A. H. Life Cycle approach and use of softwares in the chain of Brazilian diesel. In: INTERNATIONAL CONFE-

RENCE ON LIFE CYCLE ASSESSMENT, 5., Mendoza, Argentina, 2013. *Proceedings*. Mendoza: Universidad Tecnológica Nacional., p. 151-157.

SCHOEN, M. E.; GARLAND, J. Review of pathogen treatment reductions for on-site non-potable reuse of alternative source waters. *Microbial Risk Analysis*, v. 5, p. 25-31, 2017.

SEIDU, R.; HEISTAD, A.; AMOAH, P.; DRECHSEL, P.; JENSSEN, P. D.; STENSTROM, T. A. Quantification of the health risk associated with wastewater reuse in Accra, Ghana: a contribution toward local guidelines. *Journal of Water and Health*, v. 6, n. 4, p. 461-471, 2008.

SEO, E. S. M.; KULAY, L. A. Avaliação do ciclo de vida: ferramenta gerencial para tomada de decisão. *Revista de Gestão Integrada em Saúde do Trabalho e Meio Ambiente*, v. 1, n. 1, 2006.

SETAC – SOCIETY OF ENVIRONMENTAL TOXICOLOGY AND CHEMISTRY. *Guidelines for Life-Cycle Assessment: A “Code of Practice”*. USA, 1993.

SOUZA, H. H. S.; PAULO, P. L.; BONCZ, M. A. Economic feasibility of, and willingness to pay for a constructed wetland system for residential greywater reuse. *Desalination & Water Treatment*, p. 1-13, 2017.

SOUZA, H. H. S. *Avaliação do ciclo de vida e influência do tempo de vida útil dos postes de madeira e de concreto do sistema de distribuição de energia elétrica*. 2014. 158 p. Dissertação (Mestrado em Meio Ambiente, Águas e Saneamento) – Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2014.

TEUNIS, P. F. M.; HAVELAAR, A. H. The Beta Poisson model is not a single hit model. *Risk Analysis*, v. 20, n. 4, p. 511-518, 2000.

TEUNIS, P. F. M.; CHAPPELL, C. L.; OKHUYSEN, P. C. Cryptosporidium Dose-Response Studies: Variation Between Hosts. *Risk Analysis*, v. 22, n. 3, 2002.

TEUNIS, P. F. M.; VAN DER HEIJDEN, O. G.; VAN DER GIESSEN, J. W. B.; HAVELAAR, A. H. *The Dose Response Relation in Human Volunteers for Gastro-Intestinal Pathogens, Technical Report 284550002*. Países Baixos: Rijksinstituutvoor Volksgezondheiden Milieu – RIVM, 1996.

TEUNIS, P.; TAKUMI, K.; SHINAGAWA, K. Dose–response for infection by *Escherichia coli* O157:H7 from outbreak data. *Risk Anal.*; v. 24, n. 2, p. 401-407, 2004.

TEUNIS, P. F. M.; VAN DEN BRANDHOF, W.; NAUTA, M.; WAGENAAR, J.; VAN DEN KERKHOF, H.; VAN PELT, W. A reconsideration of the *Campylobacter* dose-response relation. *Epidemiology and Infections*, v. 133, n. 4, p. 583-592, 2005.

U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. A Framework for Sustainability Indicators at EPA. Washington DC, 2012. Disponível em: <<https://www.epa.gov/sites/production/files/2014-10/documents/framework-for-sustainability-indicators-at-epa.pdf>>. Acesso em: 06 dez. 2017.

U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. Sustainability Concepts in Decision-Making: Tools and Approaches for the US Environmental Protection Agency. Washington DC, 2014. Disponível em: <<https://www.nap.edu/>>. Acesso em: 05 dez. 2017.

USEPA – UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. *USEPA Water Conservation Plan Guidelines*, appendix b. 1998. Disponível em: <http://www3.epa.gov/watersense/docs/app_b508.pdf>. Acesso em: 17 abr. 2014.

USEPA – UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. *Guidelines for water reuse* (Report No.EPA/600/R-12-618). Washington DC: USEPA, 2012. Disponível em: <<https://nepis.epa.gov/Adobe/PDF/P100FS7K.pdf>>. Acesso em: 9 abr. 2018.

VAZ, L. O. *Características sensoriais e o risco microbiológico em águas cinza tratadas para reuso predial*. 2015. 174 f. Tese (Doutorado em Engenharia Ambiental) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental – PPGEA, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2015.

VAZ, L. O. *Avaliação do risco microbiológico decorrente do reúso de água cinza em uma edificação residencial de alto padrão*. 2009. 133 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental – PPGEA, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2009.

WORLD HEALTH ORGANIZATION. *Guidelines for the safe use of wastewater, excreta and greywater use in agriculture*. França: World Health Organization, 2006.

YEZLI, S.; OTTER, J. A. Minimum Infective dose of the Major human Respiratory and enteric viruses Transmitted through food and the environment. *Food and Environmental Virology*, v. 3, n. 1, p. 1-30, 2011.

ZANETI, R. N.; ETCHEPARE, R. G.; OLIVEIRA, R. G. M. M.; RUBIO, J. Car wash wastewater treatment and water reuse a case study. *Water Science & Technology*, v. 67, n. 1, 2013.

ZANG, Y.; LI, Y.; WANG, C.; ZHANG, W.; XIONG, W. Towards more accurate Life Cycle Assessment of biological wastewater treatment plants: A review. *Journal of Cleaner Production*, v. 107, p. 676-692, 2015.