

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

HENRIQUE EMANUELLI PORTO

ESTAÇÕES DE TRATAMENTO DE ESGOTOS EM LOTEAMENTOS PRIVADOS SOB
A ÓTICA DO NOVO MARCO LEGAL DO SANEAMENTO BÁSICO: ESTUDO DE
CASO NO MUNICÍPIO DE BALNEÁRIO PINHAL-RS.

Porto Alegre
Dezembro de 2021

HENRIQUE EMANUELLI PORTO

ESTAÇÕES DE TRATAMENTO DE ESGOTOS EM LOTEAMENTOS PRIVADOS SOB
A ÓTICA DO NOVO MARCO LEGAL DO SANEAMENTO BÁSICO: ESTUDO DE
CASO NO MUNICÍPIO DE BALNEÁRIO PINHAL-RS

TRABALHO DE CONCLUSÃO APRESENTADO AO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO
SUL COMO PARTE DOS REQUISITOS PARA A
OBTENÇÃO DO TÍTULO DE ENGENHEIRO CIVIL.

Orientador: Salatiel Wohlmuth da Silva

Coorientador: João Julio Klüsener

Porto Alegre

Dezembro de 2021

CIP - Catalogação na Publicação

Emannuelli Porto, Henrique
ESTAÇÕES DE TRATAMENTO DE ESGOTOS EM LOTEAMENTOS PRIVADOS SOB
A ÓTICA DO NOVO MARCO LEGAL DO SANEAMENTO BÁSICO: ESTUDO DE
CASO NO MUNICÍPIO DE BALNEÁRIO PINHAL-RS / Henrique
Emannuelli Porto. -- 2021.
96 f.
Orientador: Salatiel Wohlmuth da Silva.
Coorientador: João Julio Klüsener.

Trabalho de conclusão de curso (Graduação) --
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Departamento
de Engenharia Civil, Curso de Engenharia Civil, Porto
Alegre, BR-RS, 2021.

1. Loteamento. 2. Urbanização. 3. Estação de tratamento de
esgotos. I. Silva, Salatiel Wohlmuth da, orient. II. Dr
III.Klüsener, João Julio, coorient. IV. Ms.

HENRIQUE EMANUELLI PORTO

ESTAÇÕES DE TRATAMENTO DE ESGOTOS EM LOTEAMENTOS PRIVADOS SOB
A ÓTICA DO NOVO MARCO LEGAL DO SANEAMENTO BÁSICO: ESTUDO DE
CASO NO MUNICÍPIO DE BALNEÁRIO PINHAL-RS

Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul defendido e aprovado em 02/12/2021 pela Comissão avaliadora constituída pelos professores:

Banca Examinadora:

.....

Prof. Gino Roberto Gehling (UFRGS)

Dr. em Engenharia Ambiental pela Universitat Politècnica de Catalunya.

.....

Prof. Luiz Carlos Klüsener Filho (ULBRA)

Ms. em Engenharia Civil pela Universidade Estadual de Campinas.

Conceito:.....

Dedico este trabalho aos meus pais, Sandra Emannuelli e Luciano Miguel Porto, que sempre me garantiram acesso à educação, à cultura, e me estimulam continuamente a me aprimorar como pessoa, estudante e cidadão.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente aos meus pais, Sandra e Luciano, que sempre estiveram presentes na minha vida, celebrando as minhas conquistas, bem como dando suporte nos momentos difíceis.

Agradeço à todos da minha família, pois de uma forma ou de outra contribuíram para que eu me tornasse quem sou ao longo da minha vida, em especial meus entes queridos que não podem desfrutar do presente momento.

Agradeço à minha companheira Camila Moraes de Campos, Mestranda em Saúde da Criança na UFRGS, pessoa excepcional que me apoiou na realização deste trabalho, tanto emocionalmente, quanto tecnicamente.

Agradeço à UFRGS, como instituição de repente que é, fonte de notável de saber científico para seus alunos e pesquisadores.

Agradeço ao corpo docente do curso de Engenharia Civil da UFRGS, dotado de excelentes professores, profissionais e pessoas.

Agradeço à toda Escola de Engenharia da UFRGS, em especial ao curso de Engenharia Elétrica, o qual cursei de 2013 a 2019, que contribuiu muito para minha formação profissional e meu entendimento do mundo.

Agradeço especialmente ao Professor Doutor Salatiel Wohlmuth da Silva, pelas aulas lecionadas na graduação, e pela orientação deste trabalho, e ao Engenheiro João Júlio Klüsener, pela sua contribuição honrosa no presente estudo como co-orientador.

Agradeço à Habitasul Desenvolvimentos Imobiliários, em especial aos meus colegas de Equipe do Planejamento, empresa que me acolheu como profissional e auxiliou na concepção deste trabalho.

Agradeço pela parceria de meus amigos e aos meus colegas de curso que contribuíram de alguma forma para a conclusão do curso.

É um homem sensato aquele que não lamenta pelo que não tem, mas se alegra pelo que tem.

Epicteto

RESUMO

O presente trabalho descreve uma proposta para o projeto básico de uma Estação de Tratamento de Esgotos no município de Balneário Pinhal, em uma área privada de uma empresa loteadora. A estação é uma contrapartida da empresa para o poder público, visando a construção de um empreendimento com cerca de 10.000 (dez mil) lotes unifamiliares. Como é uma contraparte, o projeto contempla também as áreas vizinhas já urbanizadas, e assim a análise populacional envolve uma região maior do que a área loteada. No contexto brasileiro atual, são analisados os impactos desta ETE na região beneficiada sob a perspectiva do Novo Marco Legal do Saneamento. Ao final do trabalho são apresentados alguns índices sobre o esgotamento sanitário do país e da região estudada, que corroboram com a necessidade de pensar soluções para que as metas do novo Marco Legal do Saneamento sejam atendidas em parceria com o setor privado.

Palavras-chave: loteamento; urbanização; estação de tratamento de esgotos.

ABSTRACT

This paper describes a proposal for the basic design of a Wastewater Treatment Plant in the municipality of Balneário Pinhal, in a private area of a land developer company. The treatment plant is a counterpart of the company to the government, aiming at the construction of an enterprise with about 10,000 (ten thousand) single-family lots. As a counterpart, the project also includes the neighboring areas that are already urbanized, and thus the population analysis involves a region larger than the allotted area. In the current Brazilian context, the impacts of this treatment plant in the benefited region are analyzed from the perspective of the New Legal Framework for Sanitation. At the end of this paper, some indices on sanitation in the country and the region studied are presented, which corroborate the need to think of solutions so that the goals of the new Legal Framework for Sanitation are met in partnership with the private sector.

Key words: subdivision; urbanization; wastewater treatment plants.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Delineamento do trabalho.....	17
Figura 2 - Ciclos possíveis para o esgoto sanitário.	20
Figura 3 - Classes de qualidade das águas.....	22
Figura 4 - Fluxograma básico da lagoa de estabilização facultativa.	33
Figura 5 - Fluxograma do sistema tanque e filtro.....	34
Figura 6 - Fluxograma do sistema com RAFA.	35
Figura 7 - Fluxograma dos lodos ativados convencionais.....	36
Figura 8 - Fluxograma do lodo ativado de aeração prolongada.	37
Figura 9 - Fluxograma do lodo ativado intermitente.....	38
Figura 10 - Detalhe do funcionamento do tanque de filtração.	38
Figura 11 - Fluxograma do filtro biológico de baixa carga.....	39
Figura 12 - Fluxograma do filtro biológico de alta carga.....	39
Figura 13 - Fluxograma do sistema de biodiscos.	39
Figura 14 - Região do Litoral Norte gaúcho, com destaque para Pinhal e Cidreira.....	41
Figura 15 - Imagem de satélite da área municipal de Pinhal.....	42
Figura 16 - Lagoas de drenagem da bacia hidrográfica do Rio Tramandaí.	43
Figura 17 - Imagem de satélite da área com os lotes projetados.	44
Figura 18 - Populações permanente e flutuante estimadas para o Litoral Norte.....	45
Figura 19 - Fluxograma para escolha de processo.	49
Figura 20 - Exemplo de calha Parshall pré-fabricada.....	54
Figura 21 - Curva de remoção de SS versus a taxa de escoamento superficial.....	61
Figura 22 - Curva de remoção da DBO versus a taxa de escoamento superficial.....	62
Figura 23 - Fluxograma típico do reator de lodo ativado convencional.....	68
Figura 24 - Situação atual do esgotamento sanitário no Brasil.	80
Figura 25 - Situação do esgotamento em Balneário Pinhal.....	81
Figura 26 - Situação do esgotamento no Estado do RS.....	81

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Substratos e produtos dos processos de digestão aeróbia e anaeróbia.	31
Tabela 2 - Dados históricos e projetados da população de balneário Pinhal.....	46
Tabela 3 - Dados históricos e projetados da população de Cidreira.....	47
Tabela 4 - Previsão de vazão afluyente e carga de DBO para os anos seguintes.....	53

LISTA DE SIGLAS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

ARFA: Alta Rotação e Fluxo Ascendente

ANA: Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico

CONAMA: Conselho Nacional do Meio Ambiente

CONSEMA: Conselho Estadual do Meio Ambiente

CORSAN: Companhia Riograndense de Saneamento

DBO: Demanda Bioquímica de Oxigênio

DQO: Demanda Química de Oxigênio

ETE: Estação de Tratamento de Esgoto

FEE: Fundação de Estatística e Economia

FEPAM: Fundação Estadual de Proteção Ambiental Henrique Luiz Roessler

FPB: Filtros biológicos percoladores

IBGE: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

MPRS: Ministério Público do Estado do Rio Grande do Sul

NBR: Norma Brasileira

NTK: Nitrogênio Total *Kjedahl*

OD: Oxigênio Dissolvido

PMSB: Plano Municipal de Saneamento Básico

RAFA: Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente

SEBRAE-RS: Serviço Brasileiro de Apoio às Micro e Pequenas Empresas do RS

SEMA: Secretaria do Meio Ambiente e Infraestrutura do Estado do RS

SS: Sólidos Suspensos

SSV: Sólidos Suspensos Voláteis

UASB: *Upflow Anaerobic Sludge Blanket*

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	14
2 HIPÓTESE.....	15
3 OBJETIVOS DA PESQUISA.....	16
3.1 OBJETIVO GERAL.....	16
3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	16
4 DELINEAMENTO	17
5 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
5.1 FUNDAMENTOS FÍSICO-QUÍMICOS E BIOLÓGICOS	20
5.1.1 Classificação da Águas (CONAMA nº357/2005).....	21
5.1.2 Padrão de Lançamento de Efluentes (CONAMA nº430/2011)	25
5.1.3 Padrão de Lançamento de Efluentes (CONSEMA nº355/2017)	27
5.2 SISTEMAS DE TRATAMENTO DE ESGOTO.....	28
5.2.1 Características e Etapas dos Processos	28
5.2.2 Processos Biológicos	32
5.2.2.1 Lagoa de Estabilização.....	32
5.2.2.2 Sistemas com Reatores Anaeróbios	33
5.2.2.3 Sistemas com Reatores Aeróbios.....	35
6 CARACTERIZAÇÃO DA REGIÃO.....	40
6.1 POPULAÇÃO ALVO.....	44
6.2 PROJEÇÃO POPULACIONAL	46
6.3 VIZINHANÇAS MUNICIPAIS	46

7 PRÉ-PROJETO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO.....	48
7.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS E DADOS DE ENTRADA	48
7.2 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NBR 12.209: 2011	54
7.2.1 Tratamento da Fase Líquida.....	54
7.2.1.1 Medição da Vazão.....	54
7.2.1.2 Desarenação	56
7.2.1.3 Sólidos Grosseiros.....	58
7.2.1.4 Decantação Primária	61
7.2.2 Tratamento Biológico.....	67
7.2.3 Decantação Secundária.....	75
7.3 RESUMO DA SOLUÇÃO ADOTADA	77
8 CONTRAPARTIDA E O NOVO MARCO LEGAL	79
9 CONCLUSÕES E SUGESTÕES	84
10 REFERÊNCIAS	86
11 ANEXO A – PLANTAS E DETALHES.....	90

1 INTRODUÇÃO

O crescimento populacional e o desenvolvimento econômico de um país exigem, de diversos agentes da sociedade, o planejamento do espaço físico de maneira sustentável. No âmbito social, buscando diminuir barreiras de acesso aos serviços essenciais; Economicamente, de forma que os investimentos tenham retorno positivo a longo prazo; E no aspecto ambiental, para que as alterações realizadas não prejudiquem o meio ambiente.

A expansão urbana das cidades pode ser entendida de forma simplificada como a construção de novas edificações, quer sejam residenciais, comerciais ou industriais. Entretanto, esse tema é complexo, pois as edificações não podem ser executadas sem infraestrutura adequada. O planejamento da expansão urbana é objeto de discussões técnicas e políticas que buscam definir diretrizes para a adequada evolução desta expansão. Essas discussões abordam temas variados, desde desigualdades sociais, logística dos transportes públicos, crescimento populacional, e redes de infraestrutura urbana, como distribuição de água, coleta de esgoto, drenagem urbana, redes de energia elétrica, de dados, malha viária, etc. Esses temas embasam a elaboração dos Planos Diretores das cidades e suas diretrizes urbanísticas.

A infraestrutura urbana precisa acompanhar o crescimento natural das cidades. Estas normalmente se expandem radialmente dos centros para as periferias e zonas rurais. Entretanto, nem sempre esse crescimento é coordenado, sendo comum observar uma ocupação rápida e desorganizada, onde residências são construídas em uma malha viária precária, sem redes de água e sistemas de esgotamento sanitário. Neste contexto, os loteadores privados podem formar parcerias com o poder público, que visem o adequado desenvolvimento urbano.

Este trabalho estuda o caso de uma empresa, proprietária de terras em Balneário Pinhal e Cidreira, municípios litorâneos do estado do Rio Grande do Sul, que possui um projeto urbanístico aprovado junto às Prefeituras Municipais, para lotear e vender as unidades, seguindo as diretrizes estabelecidas pelo Plano Diretor dos municípios.

O empreendimento em questão abrange uma área de 810 hectares, com cerca de 12 mil lotes a serem construídos até o final do projeto no ano de 2040. A contrapartida oferecida pela empresa para dar prosseguimento ao empreendimento é prover uma solução para o tratamento do esgoto cloacal da região, através da execução de uma Estação de Tratamento de Esgotos (ETE) para o referido loteamento e as residências vizinhas já existentes.

2 HIPÓTESE

A hipótese assumida do trabalho é de que uma ETE pode ser implantada, não somente para o loteamento que está sendo projetado, mas também para bairros próximos no município de Balneário Pinhal, e até mesmo para parte do município vizinho de Cidreira-RS. O trabalho parte da premissa de que para o empreendedor lotear e urbanizar a sua propriedade ele pode oferecer o projeto e execução de uma ETE para a região, em uma operação com benefícios mútuos, para o agente privado e para o ente público.

3 OBJETIVOS DA PESQUISA

3.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo deste trabalho é dimensionar uma Estação de Tratamento de Esgotos no município de Balneário Pinhal, discorrendo sobre a contribuição dos investidores privados (loteadores) na infraestrutura da expansão urbana, considerando a legislação brasileira do Novo Marco Legal do Saneamento.

3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Como objetivos específicos, o trabalho procura:

- ✓ Estudar a demografia dos municípios, bem como seu plano de expansão urbana;
- ✓ Analisar o crescimento populacional e a demanda por infraestrutura em saneamento;
- ✓ Propor uma ETE, apresentando seu projeto básico;
- ✓ Compreender como um empreendedor privado pode oferecer uma ETE como contrapartida de seu empreendimento, face ao novo Marco Legal do Saneamento;

4 DELINEAMENTO

O trabalho é desenvolvido através das etapas apresentadas na Figura 1:

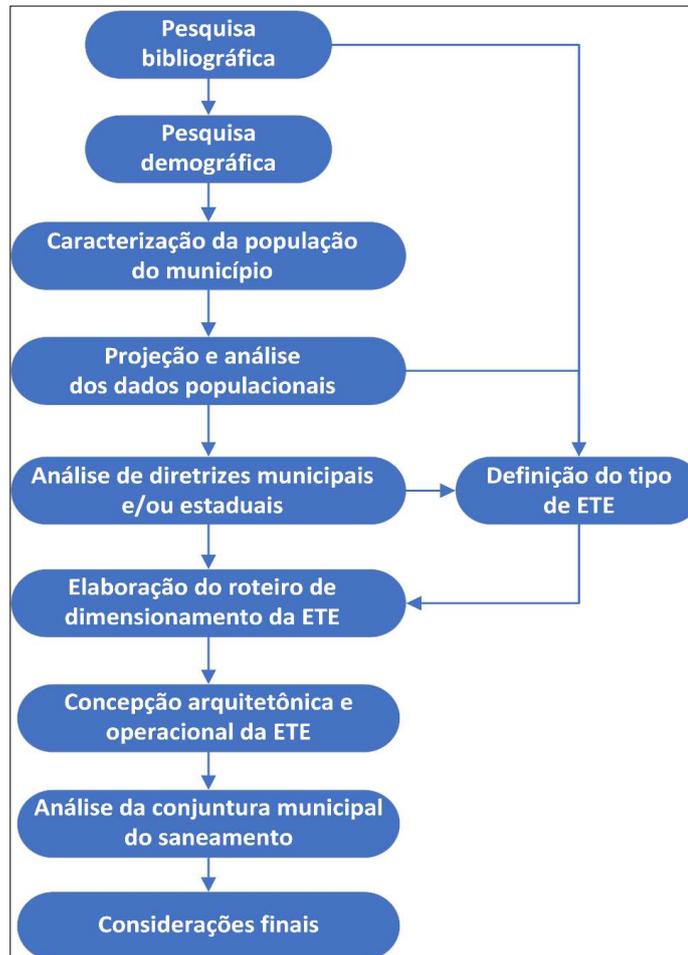


Figura 1 - Delineamento do trabalho.
Fonte: elaborado pelo autor (2021).

Inicialmente é realizada a revisão a bibliográfica existente, para apropriar-se de conceitos do saneamento básico, da legislação pertinente, de fundamentos técnico-científicos, dos fenômenos naturais que acontecem com a matéria orgânica, e das soluções existentes na literatura para o tratamento de esgotos.

Em seguida, procede-se a etapa de pesquisa demográfica juntamente com a caracterização da região, para entender como as cidades e suas vizinhanças se comportam em termos de densidade, crescimento populacional, e expansão física. Para isso são utilizados dados de órgãos especializados em censos, como o IBGE, através dos quais é feita a projeção populacional para os próximos anos ou décadas, conforme a escalabilidade da demanda se comportar. Essas informações de projeção populacional são peças básicas para o desenvolvimento do projeto.

A análise de diretrizes técnicas na esfera pública vem como consequência do respaldo legal necessário para projetar este tipo de infraestrutura, de modo que todas as exigências legais e considerações técnicas regionais sejam satisfeitas e incluídas no dimensionamento da ETE.

Com os dados das etapas anteriores é realizado o dimensionamento da ETE, de acordo com a Norma Técnica Brasileira ABNT/NBR 12209:2011 – Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários. Esse dimensionamento é apresentado como um projeto básico conceitual, expresso graficamente por planta baixa, cortes e detalhes.

Com o projeto já concebido, é realizada uma análise de como o município e região enxergam a temática do saneamento básico. Nesta etapa são discutidos os anseios das autoridades públicas, os principais desafios, e de que forma as contrapartidas oferecidas pelos empreendedores privados podem ser aproveitadas, no sentido de se atender o Novo Marco Legal do Saneamento Básico.

As considerações finais vêm como última ponderação sobre as discussões realizadas, identificando como cada tópico contribuiu para a concepção do pré-projeto, e quais agentes interessados estarão envolvidos na propostas da ETE.

5 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Para compreender a necessidade do tratamento do esgoto, e de que maneira os resíduos domiciliares podem voltar ao meio ambiente, é preciso retomar alguns fundamentos biológicos e químicos, conceitos estes que embasam uma série de parâmetros de qualidade da água e do esgoto tratado. Esses parâmetros no contexto do saneamento básico são os que ditam o uso apropriado das águas conforme suas especificações e propriedades, bem como o tipo e intensidade de tratamento que devem receber os resíduos para que as matérias orgânica e inorgânica que ali estejam presentes não impactem, ou impactem de forma sustentável o meio ambiente.

O conceito primordial para entender a lógica do tratamento é a autodepuração das águas que recebem os efluentes produzidos pelo ser humano, sejam eles na escala individual ou comunitária, e no âmbito comercial ou industrial. A autodepuração é a capacidade que um corpo d'água (lagos, lagoas, rios, oceanos, etc.) tem de neutralizar as impurezas contaminantes despejadas nele de forma a retomar suas características naturais antes da contaminação. Sobre esse assunto, Von Sperlin (1996) define que:

“Dentro de uma visão mais específica, tem-se que, como parte integrante do fenômeno de autodepuração, os compostos orgânicos são convertidos em compostos inertes e não prejudiciais do ponto de vista ecológico.” (VON SPERLING, 1996, v.1, p.93).

Quando o assunto é tratamento do esgoto domiciliar, o fim principal é processar biologicamente a matéria orgânica contaminante até satisfazer uma série de parâmetros, de forma que a partir deste ponto o efluente possa ser despejado em algum corpo d'água para que seu processo de neutralização continue por autodepuração. Em outras palavras, é preciso acelerar o processo de neutralização do efluente antes que seja despejado na natureza, para que os corpos d'água consigam absorver toda a carga orgânica produzida pelas cidades.

Por força da Lei nº. 11.445 de 2007 o saneamento básico deve ter seu acesso universalizado no Brasil, juntamente com a efetiva prestação dos serviços, que englobam desde o fornecimento de água potável, bem como o tratamento de efluentes e a providência de drenagem de águas pluviais. Porém, falando particularmente da coleta de esgoto sanitário, o IBGE levantou no ano de 2019 que cerca de 31,7% dos domicílios ainda não desfrutam do serviço, conseqüentemente há uma parcela de efluentes não tratados sendo descartados indevidamente nos meios urbano e rural.

A Figura 2 ilustra de maneira didática essa dicotomia observada atualmente, entre a situação almejada da coleta do esgoto sanitário para tratamento, e a situação irregular onde as unidades domiciliares não possuem acesso ao serviço.

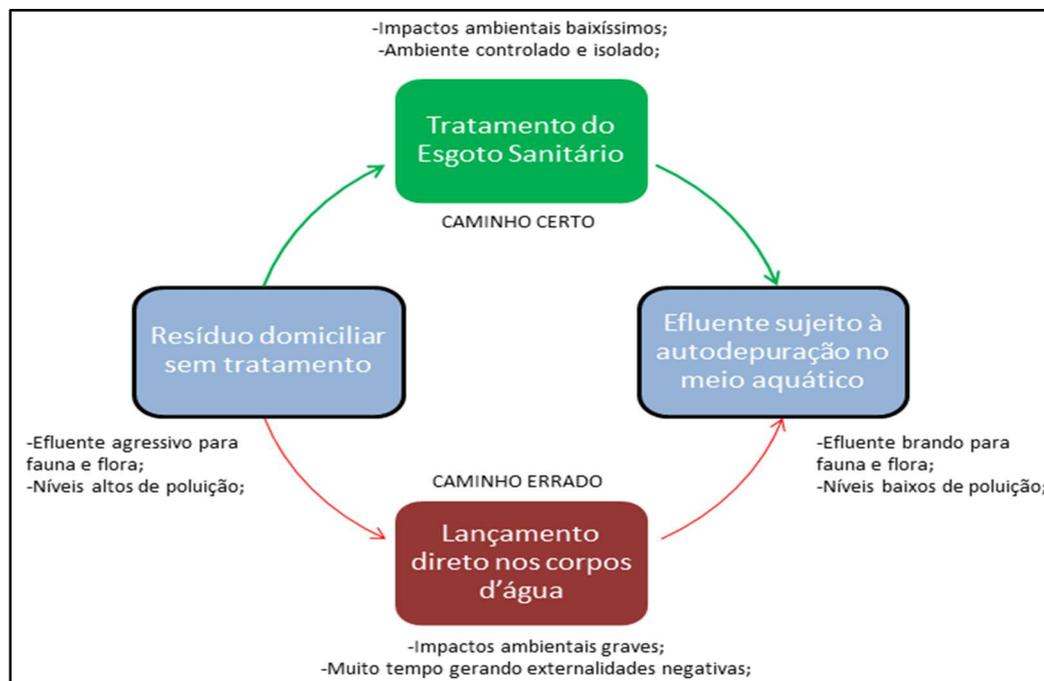


Figura 2 - Ciclos possíveis para o esgoto sanitário.

Fonte: elaborado pelo autor (2021).

A partir dessa lógica foram se estabelecendo padrões processuais e parâmetros objetivos para que o despejo correto aconteça cada vez mais em relação ao incorreto, o crescimento dos centros urbanos se sustente ao longo prazo, e por consequência a qualidade de vida dos cidadãos se eleve para outro patamar.

5.1 FUNDAMENTOS FÍSICO-QUÍMICOS E BIOLÓGICOS

Uma vez que os conceitos básicos sobre o tratamento de efluentes estão postos, é preciso se aprofundar de maneira técnica em como mensurar os parâmetros que dizem respeito ao tema. Assim como a água para consumo humano proveniente das redes de distribuição deve atender requisitos para ser considerada potável, os corpos hídricos que recebem efluentes tratados também devem atender certos requisitos para que o despejo seja sustentável e não impacte negativamente na fauna e na flora.

Os documentos que fundamentam nacionalmente esses tipos de parametrização são a Resolução do CONAMA nº357 de 2005, e a Resolução do CONAMA nº430 de 2011, ambos emitidos pelo Conselho Nacional do Meio Ambiente, nome que origina a sigla, que é o órgão consultivo e

deliberativo do Ministério do Meio Ambiente, e portanto suas disposições têm respaldo federal. A Resolução CONAMA nº357/2005 estabelece as definições mais generalistas do saneamento básico, como a classificação das águas na natureza, seus usos permitidos de acordo com cada classe de qualidade, bem como uma série de tabelas com parâmetros orgânicos, químicos e físicos de referência. Já a Resolução CONAMA nº430/2011 atua como um complemento da primeira, e se restringe mais às definições de esgotamento sanitário, estabelecendo os padrões de lançamento e gestão de efluentes através de critérios objetivos e parâmetros numéricos bem definidos.

Além das resoluções nacionais, no estado do Rio Grande do Sul, o tema também é abordado pelo Conselho Estadual do Meio Ambiente na Resolução CONSEMA nº 355/2017.

5.1.1 Classificação da Águas (CONAMA nº357/2005)

Com o intuito de compreender melhor como é estabelecida relação legal entre as águas brasileiras e a sociedade é preciso observar como a Resolução CONAMA nº357/2005 discrimina os tipos de água e suas funções dentro do meio ambiente. Este tópico aborda de maneira resumida os pontos mais importantes sobre as águas e seus usos no Brasil, lembrando que as informações e os significados de muitas das palavras devem ser interpretadas sob a luz das definições trazidas pelo texto integral da resolução.

As águas podem ser classificadas primordialmente pelo grau de salinidade que apresentam, isto é, pelo teor de sais totais dissolvidos em um corpo hídrico natural (rios, mares) ou artificial (reservatórios, tanques), de modo que em ordem crescente de salinidade têm-se as águas doces, águas salobras, e águas salinas. Cada um dos grupos ainda são subdivididos em classes de qualidade, que efetivamente ditam os usos permitidos para cada enquadramento.

De maneira geral a classificação com usos mais nobres ou que possui maior exigência na qualidade é a Classe Especial, e então surgem os enquadramentos ordinários, nominados da Classe 1 até a Classe 4, sendo que quanto maior o índice, maior é a poluição admitida na água, como ilustra de maneira esquemática a figura abaixo:

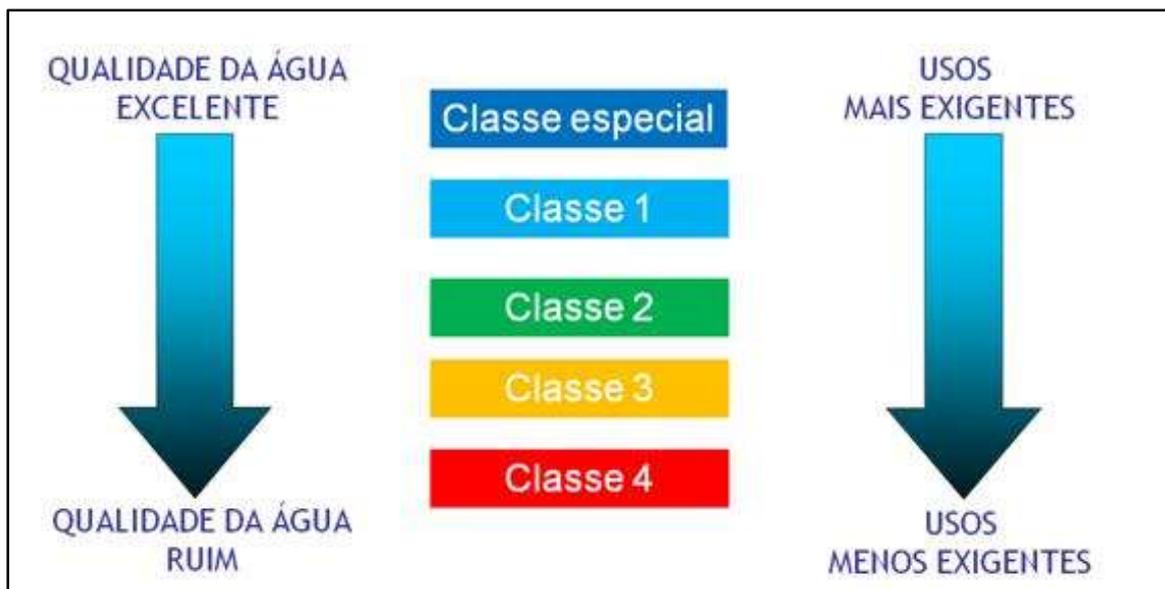


Figura 3 - Classes de qualidade das águas.

Fonte: ANA. Disponível em <http://pnqa.ana.gov.br/enquadramento-bases-conceituais.aspx>. Acesso em: 10 de out. de 2021.

As águas doces são chamadas assim justamente por possuírem baixo teor de sais dissolvidos, e são enquadradas como tal quando a salinidade for igual ou inferior a 0,05%. As classificações das águas doces em função da qualidade, seguidas de seus usos, são dispostas no Art.4º da resolução:

I - classe especial: águas destinadas:

- a) ao abastecimento para consumo humano, com desinfecção;
- b) à preservação do equilíbrio natural das comunidades aquáticas;
- c) à preservação dos ambientes aquáticos em unidades de conservação de proteção integral.

II - classe 1: águas que podem ser destinadas:

- a) ao abastecimento para consumo humano, após tratamento simplificado;
- b) à proteção das comunidades aquáticas;
- c) à recreação de contato primário, tais como natação, esqui aquático e mergulho, conforme Resolução CONAMA nº 274, de 2000;
- d) à irrigação de hortaliças que são consumidas cruas e de frutas que se desenvolvam rentes ao solo e que sejam ingeridas cruas sem remoção de película;
- e) à proteção das comunidades aquáticas em Terras Indígenas.

III - classe 2: águas que podem ser destinadas:

- a) ao abastecimento para consumo humano, após tratamento convencional;
- b) à proteção das comunidades aquáticas;
- c) à recreação de contato primário, tais como natação, esqui aquático e mergulho, conforme Resolução CONAMA nº 274, de 2000;
- d) à irrigação de hortaliças, plantas frutíferas e de parques, jardins, campos de esporte e lazer, com os quais o público possa vir a ter contato direto;
- e) à aquicultura e à atividade de pesca.

IV - classe 3: águas que podem ser destinadas:

- a) ao abastecimento para consumo humano, após tratamento convencional ou

- avanzado;
 - b) à irrigação de culturas arbóreas, cerealíferas e forrageiras;
 - c) à pesca amadora;
 - d) à recreação de contato secundário; e
 - e) à dessedentação de animais.
- V - classe 4: águas que podem ser destinadas:
- a) à navegação; e
 - b) à harmonia paisagística.

Já as águas salobras são aquelas que possuem um nível intermediário de salinidade, entre o intervalo aberto de 0,05% e 0,3%. As classificações das águas salobras em função da qualidade, seguidas de seus usos, são dispostas no Art.6º da resolução:

- I - classe especial: águas destinadas:
- a) à preservação dos ambientes aquáticos em unidades de conservação de proteção integral; e,
 - b) à preservação do equilíbrio natural das comunidades aquáticas.
- II - classe 1: águas que podem ser destinadas:
- a) à recreação de contato primário, conforme Resolução CONAMA nº 274, de 2000;
 - b) à proteção das comunidades aquáticas;
 - c) à aqüicultura e à atividade de pesca;
 - d) ao abastecimento para consumo humano após tratamento convencional ou avançado; e
 - e) à irrigação de hortaliças que são consumidas cruas e de frutas que se desenvolvam rentes ao solo e que sejam ingeridas cruas sem remoção de película, e à irrigação de parques, jardins, campos de esporte e lazer, com os quais o público possa vir a ter contato direto.
- III - classe 2: águas que podem ser destinadas:
- a) à pesca amadora; e
 - b) à recreação de contato secundário.
- IV - classe 3: águas que podem ser destinadas:
- a) à navegação; e
 - b) à harmonia paisagística.

Por fim, as águas salinas são as que possuem um nível de salinidade alto, igual ou superior a 0,3%. As classificações das águas salinas em função da qualidade, seguida de seus usos, são dispostas no Art.5º da resolução:

- I - classe especial: águas destinadas:
- a) à preservação dos ambientes aquáticos em unidades de conservação de proteção integral; e
 - b) à preservação do equilíbrio natural das comunidades aquáticas.
- II - classe 1: águas que podem ser destinadas:
- a) à recreação de contato primário, conforme Resolução CONAMA nº 274, de 2000;
 - b) à proteção das comunidades aquáticas; e
 - c) à aqüicultura e à atividade de pesca.
- III - classe 2: águas que podem ser destinadas:

- a) à pesca amadora; e
- b) à recreação de contato secundário.

IV - classe 3: águas que podem ser destinadas:

- a) à navegação; e
- b) à harmonia paisagística.

Na sequência do texto integral a resolução traz uma série de parâmetros para cada tipo e classe de água, e que devem ser observados para realizar o enquadramento correto do nível de poluição mediante ensaios laboratoriais, a citar os mais relevantes de forma qualitativa:

- ✓ Concentração de elementos químicos, íons dissolvidos, compostos inorgânicos e orgânicos: podem indicar risco ou não do consumo da água por humanos e animais, através de toxicidade aguda ou crônica.
- ✓ Densidade de cianobactérias: podem indicar risco ou não do consumo da água por humanos e animais, através de toxicidade aguda ou crônica.
- ✓ Nível de acidez (pH): pode indicar risco ou não para consumo da água por humanos e animais, além de indicar possíveis efeitos adversos mediante o contato direto devido à acidez ou à alcalinidade excessiva.
- ✓ Densidade de *escherichia coli* (E.Coli) ou outros coliformes termotolerantes: coliformes termotolerantes são bactérias em forma de bacilos que podem ser encontradas em fezes humanas e de animais, no entanto ainda sim podem ocorrer no meio ambiente sem que seja por meio de contaminação fecal. A E.Coli faz parte do grupo dos coliformes termotolerantes, sendo a única do grupo cujo habitat é exclusivamente o intestino do ser humano e de animais homeotérmicos. A longevidade da E.Coli fora do habitat natural é relativamente curta, e, apesar de ter origem fecal, a grande maioria das cepas são inofensivas aos seres humanos, ou levemente patológicas. Por ter esse conjunto de características, a E.Coli é um ótimo indicador biológico de contaminação fecal do ambiente e falta de saneamento básico local.
- ✓ Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO): um dos parâmetros mais importantes para o monitoramento da autodepuração dos corpos hídricos. É uma medida de quanto um corpo hídrico precisa de oxigênio para que a matéria orgânica presente na água seja decomposta por atividade microbiana aeróbica.
- ✓ Oxigênio Dissolvido (OD): mede a concentração de oxigênio dissolvido e disponível no corpo hídrico em um determinado instante. Juntamente com o DBO, é um dos parâmetros mais relevantes no monitoramento da autodepuração dos corpos hídricos.
- ✓ Turbidez: é um parâmetro físico da água, mede a transparência da mesma, ou ainda, a dificuldade para um feixe de luz atravessá-la devido aos materiais que possam estar dissolvidos

ou suspensos. É um parâmetro essencialmente subjetivo, visual e de confiabilidade para quem consome a água, não podendo indicar necessariamente risco ou contra-indicações para o consumo.

✓ Cor verdadeira: assim como a turbidez, é um parâmetro físico subjetivo, visual e de confiabilidade para o consumidor. Mensura a cor da água após a retirada da turbidez por algum método mecânico (filtração, decantação, centrifugação).

O enquadramento correto é importante nas situações em que os corpos hídricos são monitorados com o objetivo de mensurar o nível de poluição ao longo do tempo, e verificar se há alterações nas características originais e conseqüentemente nos usos permitidos. Por se tratar de uma resolução no âmbito federal, ela dispõe exigências e padronizações generalistas para todas as regiões do Brasil, ao mesmo tempo que delega a órgãos ambientais competentes, sejam eles locais ou regionais, certas atribuições pontuais, permitindo que na inexistência de órgão competente os critérios sejam tomados por intuições nacionais ou internacionais desde que tenham o devido respaldo científico.

5.1.2 Padrão de Lançamento de Efluentes (CONAMA nº430/2011)

A Resolução CONAMA nº430/2011 vem com o propósito de complementar uma série de informações acerca do ciclo do saneamento básico especificamente para a disposição de efluentes em corpos hídricos. Em outras palavras, estabelece uma série de definições sobre como o efluente deve ser lançado no ambiente aquático, quais as condições físico-químicas e biológicas para que essa mistura entre água e efluente seja permitida e sustentável para o meio, bem como as restrições de lançamento dos efluentes nos corpos hídricos em função da classificação, conforme a Resolução CONAMA nº357/2005.

Do mesmo modo que na Resolução CONAMA nº357/2005, as disposições são generalistas a fim de cobrir todo o território brasileiro, e por este motivo o documento delega uma série de atribuições pontuais aos órgãos ambientais competentes de cada região, de forma que critérios mais exigentes possam ser tomados, ou que se permitam flexibilizações em determinadas condições específicas para situações particulares e temporárias. As duas resoluções atuam em consonância, então é importante que as definições, expressões e processos trazidos pelo documento sejam entendidos por esta lógica de complemento.

O documento fornece em um primeiro momento definições para o entendimento do texto, parafraseando então as mais relevantes:

- ✓ Capacidade de suporte do corpo receptor: valor máximo de determinado poluente que o corpo hídrico pode receber, sem comprometer a qualidade da água e seus usos determinados pela classe de enquadramento;
- ✓ Concentração de Efeito Não Observado-CENO: maior concentração do efluente que não causa efeito deletério estatisticamente significativo na sobrevivência e reprodução dos organismos, em um determinado tempo de exposição, nas condições de ensaio;
- ✓ Concentração do Efluente no Corpo Receptor-CECR, expressa em porcentagem:
 - a) para corpos receptores confinados por calhas (rio, córregos, etc):
 1. $CECR = [(vazão\ do\ efluente) / (vazão\ do\ efluente + vazão\ de\ referência\ do\ corpo\ receptor)] \times 100$.
 - b) para áreas marinhas, estuarinas e lagos a CECR é estabelecida com base em estudo da dispersão física do efluente no corpo hídrico receptor, sendo a CECR limitada pela zona de mistura definida pelo órgão ambiental;
- ✓ Efluente: é o termo usado para caracterizar os despejos líquidos provenientes de diversas atividades ou processos;
- ✓ Esgotos sanitários: denominação genérica para despejos líquidos residenciais, comerciais, águas de infiltração na rede coletora, os quais podem conter parcela de efluentes industriais e efluentes não domésticos;
- ✓ Lançamento direto: quando ocorre a condução direta do efluente ao corpo receptor;
- ✓ Lançamento indireto: quando ocorre a condução do efluente, submetido ou não a tratamento, por meio de rede coletora que recebe outras contribuições antes de atingir o corpo receptor;
- ✓ Zona de mistura: região do corpo receptor, estimada com base em modelos teóricos aceitos pelo órgão ambiental competente, que se estende do ponto de lançamento do efluente, e delimitada pela superfície em que é atingido o equilíbrio de mistura entre os parâmetros físicos e químicos, bem como o equilíbrio biológico do efluente e os do corpo receptor, sendo específica para cada parâmetro.

A partir destes termos são dispostos dois grupos de condições e padrões que devem ser respeitados para o lançamento dos efluentes nos corpos hídricos, e são divididos em função do tipo do efluente:

- ✓ Condições e Padrões de Lançamento de Efluentes: destinado aos efluentes gerais de quaisquer fontes poluidoras, exceto aquelas provenientes de serviços de saúde;

✓ Condições e Padrões para Efluentes de Sistemas de Tratamento de Esgotos Sanitários: destinado especificamente para os efluentes resultantes de algum processo de tratamento; Tendo em vista que o contexto do trabalho é uma ETE, terão enfoque os critérios que dizem respeito ao segundo grupo de condicionamento. Dentre todos os critérios e padrões descritos no documento para estes efluentes, cabe destacar:

- ✓ O efluente deve ter o pH entre 5 e 9;
- ✓ O efluente deve ter temperatura inferior a 40°C, sendo que o lançamento não pode ocasionar uma variação de temperatura maior do que 3°C na zona de mistura do corpo receptor;
- ✓ Os materiais sedimentáveis presentes no efluente não podem ultrapassar o valor de 1mL/L no teste de 1 hora em cone *Inmhoff*. Devem estar ausentes no efluente quando o lançamento for em lagos e lagoas com velocidade de circulação praticamente nula.
- ✓ O ensaio biológico Demanda Bioquímica de Oxigênio após 5 dias a 20°C (DBO₅) do efluente deve ser limitado a no máximo 120mg/L. Esse limite poderá ser ultrapassado nos casos em que o sistema de tratamento tiver uma eficiência de no mínimo 60% em termos de DBO, ou quando houver estudo que comprove um enquadramento dentro das metas para o corpo receptor através da autodepuração.
- ✓ O efluente não pode conter substâncias solúveis em hexano, isto é, óleos e graxas, em concentração maior do que 100mg/L;
- ✓ O efluente não pode conter materiais flutuantes.

Assim como na Resolução CONAMA n°357/2005, ainda há uma série de valores limites para os parâmetros inorgânicos e orgânicos expressos em tabelas (como metais dissolvidos, hidrocarbonetos, fenóis, benzeno e outros solventes orgânicos). Na sequência, o documento dispõe sobre as diretrizes para a gestão destes efluente, delegando competências e exigências para os entes envolvidos, sendo estes o empreendimento, no sentido de monitorar as fontes poluidoras, os laboratórios que realizam os testes, no sentido de ensaiá-los segundo o INMETRO, e os órgãos ambientais competentes, no sentido de fiscalizar ativamente o cumprimento das condições e padrões.

5.1.3 Padrão de Lançamento de Efluentes (CONSEMA n°355/2017)

A resolução do CONAMA tem o intuito de respaldar as exigências mínimas em todo o território nacional, e nesse contexto entram os órgãos deliberativos mais específicos, ou seja, das esferas menores, que são responsáveis por emitir padrões de lançamentos que contemplem as

particularidades regionais. Por esse motivo cabe citar o Conselho Estadual do Meio Ambiente - CONSEMA, de atuação restrita ao Estado do Rio Grande do Sul, conselho no qual são discutidas as adaptações regionais dos padrões e exigências.

O documento que estabelece os padrões de lançamento de efluentes, dentre outras disposições, no Rio Grande do Sul é a Resolução CONSEMA n° 355/2017, de modo que não invalida as exigências feitas pelo órgão federal, mas sim o complementa. A resolução estadual é mais restritiva que a federal quanto ao valor máximo de DBO permitido no efluente, sendo esse critério dependente da vazão. Por exemplo, para efluentes sanitários com pequenas vazões, inferiores a 200 m³/dia, o limite de DBO no efluente é o mesmo da resolução federal, 120 mg/L, no entanto esse limite é progressivamente reduzido conforme a vazão diária da fonte poluidora aumenta, podendo chegar a apenas 40 mg/L.

5.2 SISTEMAS DE TRATAMENTO DE ESGOTO

As resoluções federais e estaduais, irão sustentar as decisões de projeto, como por exemplo, em qual corpo receptor o efluente poderá ser lançado, ou até mesmo irão definir os tipos de tratamento e as tecnologias adotadas.

5.2.1 Características e Etapas dos Processos

O esgoto doméstico após ser captado pela rede de coleta é então destinado para ETE, e nesse contexto é necessário entender que o trajeto é percorrido sob a forma de água residual, isto é, a água atua apenas como um veículo que transporta a matéria poluente sob a forma de sólidos suspensos ou material dissolvido. É importante observar que essa matéria poluente transportada representa apenas 0,07% do peso do esgoto doméstico, e ainda sim é um agente poluidor importante a ser tratado e gerido. Por ser um fluido composto praticamente por água, admite-se que seu peso específico seja o mesmo que o da água limpa (10 kN/m²), o que faz com que o comportamento hidráulico do esgoto doméstico seja praticamente o mesmo para situações mais generalistas (MENDONÇA, 2017).

Neste tópico são abordadas as principais etapas pelas quais essa água residual deve passar para que possa ser disposta novamente na natureza. Essas etapas seguem uma ordem pré-determinada a partir da lógica e da complexidade dos processos físicos e químicos envolvidos na separação ou remoção dos poluentes.

A primeira etapa é chamada de tratamento preliminar, e recebe este nome porque apenas prepara a água residual para os tratamentos que se seguem. Nessa etapa deve ocorrer principalmente a separação de dois tipos de sólidos suspensos: os sólidos grosseiros e os sólidos fixos (MENDONÇA, 2017).

Os sólidos suspensos grosseiros são aqueles de média e grande dimensão, constituídos dos mais diversos tipos de materiais, como plásticos, metais, madeiras, fibras vegetais ou sintéticas que por ventura tenham sido descartados indevidamente na rede coletora, e são filtrados através de gradeamentos. Essas grades devem ser limpas constantemente ou tão logo saturem, pois a retenção de sólidos prejudica a vazão afluyente podendo afetar o funcionamento da ETE ou extravazamento do canal de entrada, e por este motivo é preciso estabelecer algum mecanismo de limpeza atrelado, podendo ser manual, ou mecanizado, através de trituradores e peneiras. A retirada desse tipo de material auxilia no desempenho das etapas seguintes, evita danos nos dispositivos que possam haver ao longo do tratamento, destina essa fração de lixo de maneira correta, e ainda protege os corpos receptores dessa carga poluidora, no sentido sanitário e estético (MENDONÇA, 2017).

Já os sólidos suspensos fixos são aqueles de menor dimensão, que não conseguem ser filtrados por grades nem peneiras, caracterizados geralmente por areias, pó de vidro, cerâmicas, e outros detritos minerais pesados que são carregados pela força do escoamento (MENDONÇA, 2017). Os sólidos fixos são acumulados em compartimentos de desarenação, também chamados de caixas de areia, para serem sedimentados e então removidos, aliviando a abrasão nas tubulações e dispositivos da estação. Após esses processos preliminares, o efluente então passa por uma Calha Parshall, dispositivo tradicional para medição de vazões hidráulicas de maneira fácil, rápida e constante.

Após o tratamento preliminar, se inicia o tratamento primário, no qual ocorre a separação de outros resíduos sedimentáveis que não foram removidos na etapa anterior, e também de parte da matéria orgânica presente na água residual. Nessa etapa o fluido geralmente é submetido a outro processo de sedimentação podendo estar associado ou não ao de flotação, dependendo das características do efluente. A sedimentação é um processo de decantação desse material, chamado de lodo primário, e trata de depositá-lo no fundo do recipiente, ou algum outro compartimento, para então ser removido, enquanto a flotação é um tipo de aeração mecanizada que carrega as partículas menos densas que a água para a superfície, formando uma camada superficial de espuma para que seja também removida.

O tratamento primário e preliminar compreendem processos físicos. É no tratamento secundário que se inicia a remoção da matéria orgânica presente na água através de processos bioquímicos. A matéria orgânica é removida do efluente através da degradação biológica promovida por bactérias, que se alimentam dos macronutrientes ali presentes: carboidratos, proteínas e gorduras (VON SPERLING, 1996).

Existem basicamente três grupos de bactérias envolvidas nos processos de degradação de matéria orgânica:

- ✓ Bactérias aeróbias: utilizam e dependem necessariamente do oxigênio para sobreviverem, realizam a respiração celular para obtenção de energia, e degradam a matéria orgânica de forma aeróbia;
- ✓ Bactérias anaeróbias: não utilizam nem dependem do oxigênio para sobreviverem, realizam a fermentação para obtenção de energia, algumas são prejudicadas fatalmente e outras são ligeiramente tolerantes com a presença do oxigênio, degradam a matéria orgânica de forma anaeróbia;
- ✓ Bactérias facultativas: possuem um metabolismo adaptado para funcionar com ou sem oxigênio, podem obter energia através da fermentação ou da respiração celular, e por isso conseguem degradar matéria orgânica de forma aeróbia ou anaeróbia, dependendo do meio em que se encontram;

Na prática, o principal aspecto que define se o processo biológico será anaeróbio ou aeróbio é o nível de oxigênio dissolvido na água residual, resultando em um ambiente mais suscetível a formar colônias de um grupo de bactérias ou de outro. Em algumas situações o nível de OD na água residual é o suficiente para que um espectro de bactérias aeróbias consigam sobreviver para degradar parcela da matéria orgânica, mas também é equilibradamente baixo de forma a não tornar o ambiente inóspito para as bactérias anaeróbias, permitindo com que elas também formem colônias para degradar a parte complementar dessa matéria orgânica, caracterizando um processo misto de degradação.

Os esgotos que chegam ao tratamento secundário, devido à alta carga de poluição, normalmente apresentam níveis baixíssimos de OD e por isso estão sujeitos apenas a processos de degradação anaeróbios pela escassez de oxigênio na mistura. Em algumas circunstâncias ocorre a proliferação natural de algas que fazem fotossíntese, processo que quando acontece em uma certa escala produz oxigênio dissolvido necessário para que bactérias aeróbias coexistam na

mistura e degradem a matéria orgânica concomitantemente. Nas situações em que é preciso realizar processos aeróbios de degradação, mas a água residual apresenta um nível de OD insatisfatório para atividade aeróbia, é possível introduzir artificialmente mais oxigênio no efluente através de processos de aeração da água, isso possibilita a formação de colônias de bactérias aeróbias para degradar a matéria orgânica.

Os processos aeróbios e anaeróbios naturalmente partem de substratos diferentes, e resultam em produtos também diferentes, conforme o esquema representado na Tabela 1. Quando há a presença de oxigênio os micro-organismos degradam os macronutrientes residuais em compostos mais simples de fósforo (P) e nitrogênio (N), água (H₂O) e gás carbônico (CO₂), processo que é caracterizado por uma alta eficiência na retirada de matéria orgânica da água, e por esse mesmo motivo gera muito lodo de biomassa (chamado também de lodo secundário, constituído das próprias bactérias que se multiplicam).

Tabela 1 - Substratos e produtos dos processos de digestão aeróbia e anaeróbia.

Processos Aeróbios	Bactérias + DBO + O ₂	H ₂ O + CO ₂ + N + P
Processos Anaeróbios	Bactérias + DBO	H ₂ O + CO ₂ + H ₂ S + N + P

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Na ausência de oxigênio, por não utilizarem-no como substrato, os micro-organismos também degradam a matéria orgânica em água e compostos mais simples de fósforo e nitrogênio, no entanto se diferem por produzir adicionalmente uma mistura gasosa contendo gás carbônico (25-50 vol.%), gás metano (50-75 vol.%) e uma parcela pequena de ácido sulfídrico em estado gasoso (H₂S), essa mistura gasosa é comumente referida como biogás (ARAUJO, 2013).

Os processos anaeróbios não são tão eficientes na degradação da matéria orgânica, mas em contrapartida não geram tanto lodo de biomassa como os aeróbios. Essas diferenças são uma das razões pelas quais se opta por um processo ou outro na concepção de um projeto, pois apresentam vantagens e desvantagens para determinadas circunstâncias, assim como o uso de energia para processos mecanizados e automatizados, dentre outros. Para exemplificar, segundo Campos (1994), os processos aeróbios formam de 0,4 kg a 0,7 kg de lodo para cada quilograma de DBO removida, enquanto os processos anaeróbios cerca de 0,02 kg a 0,2 kg de lodo para a mesma quantidade de DBO removida do efluente. É importante ressaltar que todo o lodo produzido pelos processos, seja ele inerte ou de biomassa, precisa ser removido periodicamente e corretamente destinado, variando conforme cada tipo de processo adotado.

Por fim, após a degradação da matéria orgânica atingir os níveis satisfatórios ou esperados para cada situação de projeto, o resíduo então pode ter dois fins, ser lançado no corpo receptor para o qual foi designado, ou então necessitar de uma etapa terciária de tratamento. A etapa terciária é chamada também de tratamento avançado, que consiste em desinfetar o efluente de organismos patogênicos em alta concentração, finalizar a remoção de nutrientes baseados em fósforo e nitrogênio, e remover toxinas e contaminantes diversos, como metais pesados, por exemplo (MENDONÇA, 2017).

Na maioria dos casos as ETEs precisam ser projetadas apenas até a segunda etapa de tratamento, a menos que o corpo receptor em questão exija um efluente lançado com valores muito baixos de DBO e de sólidos suspensos, ou quando o produto final da etapa secundária contenha fósforo e nitrogênio em excesso, ocasionando a eutrofização das águas à jusante pelas algas que utilizam esses elementos como fonte de energia (VON SPERLING, 1996).

5.2.2 Processos Biológicos

Existem diversos processos de tratamento de efluentes já consolidados na literatura, cada qual com suas características particulares, e o conjunto de variáveis envolvidas no ambiente em que a ETE se encontra resultam na eficácia de alguns ou na inaplicabilidade de outros. Essa seção tem um enfoque em descrever os principais sistemas utilizados no Brasil que caracterizam a etapa secundária do tratamento de esgotos, podendo ou não ter processos aeróbios e anaeróbios associados (VON SPERLING, 1996).

5.2.2.1 Lagoa de Estabilização

A lagoa de estabilização é uma das tipologias mais simples de todas no aspecto construtivo, geralmente é apenas uma lagoa escavada artificialmente a céu aberto, contida lateralmente por taludes no próprio solo, sob o qual é depositado o efluente a ser tratado. A matéria orgânica mais particulada se acumula no fundo, sendo digerida por bactérias anaeróbias devido a baixa concentração de OD nessa zona, ao final da digestão o que fica depositado na lagoa são materiais não biodegradáveis (VON SPERLING, 1996).

Sob certas condições climáticas, quando implantada em lugares propícios, a radiação solar permite a proliferação de algas na superfície aquática do efluente, que geram OD através da fotossíntese. Esse oxigênio dissolvido na água propicia a atividade microbiana aeróbia para a digestão complementar de parte da matéria orgânica que está suspensa e solúvel (DBO solúvel), caracterizando esse como um sistema de Lagoa Facultativa, esquematizado na Figura 4.

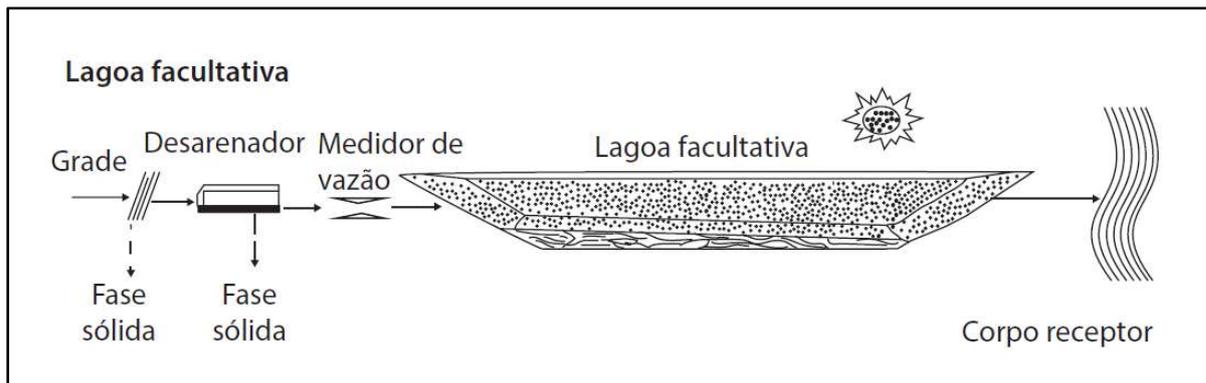


Figura 4 - Fluxograma básico da lagoa de estabilização facultativa.

Fonte: MENDONÇA (2017).

Esse tipo de sistema não depende de nenhum reator aeróbio ou anaeróbio, dado que a digestão da matéria orgânica ocorre naturalmente nos próprios compartimentos de retenção hidráulica do esgoto. A solução possui baixíssimo custo e ainda possibilita a reutilização dos efluentes para atividades agropecuárias, tornando-a promissora para resolver o problema do saneamento nos países em desenvolvimento, em especial para o Brasil, pelas características econômicas e por contar com um clima favorável (PEARSON, 1996).

Existem algumas variações desse sistema que associam mais de uma lagoa em série, ou que utilizam aeradores mecânicos para prover OD quando há a impossibilidade da proliferação natural de algas que despertam a atividade microbiana aeróbia. Um exemplo é uma lagoa com atividade puramente anaeróbia seguida de uma segunda lagoa facultativa, esse sistema chamado de Lagoa Anaeróbia-Facultativa permite um uso menos extensivo do solo, se comparado a uma lagoa facultativa única.

Outro exemplo é a Lagoa Aerada Facultativa, que possui o mesmo princípio de funcionamento da Lagoa Facultativa, com a diferença que o OD provém de aeradores mecânicos, e não das algas fotossintetizantes. Cabe citar ainda o sistema de Lagoa Aerada de Mistura Completa, que é composto por duas lagoas, a primeira com um sistema mecanizado de aeração e agitação da água, e a segunda uma lagoa de decantação. Na primeira lagoa ocorre a aeração juntamente com a agitação do efluente, permitindo com que a atividade aeróbia seja potencializada por dois fatores, a introdução de OD no esgoto, e a suspensão constante da matéria orgânica, ao invés da deposição no fundo.

5.2.2.2 Sistemas com Reatores Anaeróbios

O princípio de funcionamento dos sistemas com reatores anaeróbios se assemelha ao das lagoas de estabilização anaeróbias, recebem altas cargas orgânicas resultando em um ambiente

inóspito para micro-organismos dependentes do oxigênio e a digestão ocorre somente por atividade anaeróbia. O que os diferem das lagoas é a forma como o esgoto é disposto, enquanto as lagoas são grandes áreas superficiais a céu aberto, os reatores anaeróbios são compartimentos fechados de dimensões menores, especialmente em termos de área em planta baixa. Nesse contexto há dois tipos principais que cabe citar, o sistema de Fossa Séptica – Filtro Anaeróbio, que possui a concepção construtiva mais simples dos dois, e o Reator Anaeróbio de Manta de Lodo, que possui o compartimento um pouco mais elaborado (VON SPERLING, 1996).

O sistema de Fossa Séptica – Filtro Anaeróbio, exibido na Figura 5, conhecido popularmente como Fossa e Filtro, é apenas uma versão em maior escala daquela utilizada para soluções individuais em residências, chamados comercialmente pelo mesmo nome. Consiste basicamente de um primeiro recipiente (fossa séptica), geralmente do modelo Imhoff, onde a maior parte da DBO já é consumida, e um segundo (filtro anaeróbico) onde o esgoto entra pela parte inferior em fluxo ascendente, passando por um leito fixo de pedras em meio as quais outra parcela da matéria orgânica é retida e degradada, e então o efluente segue para lançamento, ou para uma próxima etapa, se necessário. Ambos compartimentos são concebidos de tal forma que o lodo acumulado em seus fundos possam ser removidos periodicamente já estabilizados, e o biogás provindo da digestão anaeróbica é eliminado juntamente com o efluente pela mesma tubulação de saída.

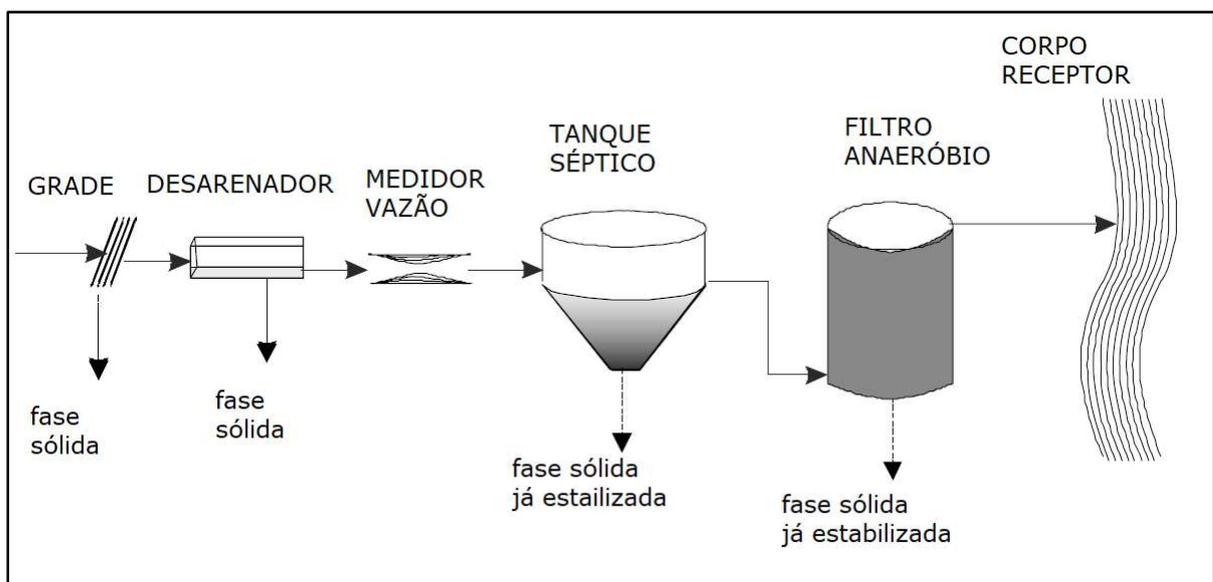


Figura 5 - Fluxograma do sistema tanque e filtro.
Fonte: VON SPERLING (2007), traduzido e adaptado pelo autor.

Já no Reator Anaeróbio de Manta de Lodo, também chamado de Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente (RAFA), como mostrado na Figura 6, o esgoto é acondicionado em um

compartimento único, entrando pela parte inferior em fluxo ascendente, assim como no filtro descrito anteriormente, porém não há um meio de suporte fixo para os microorganismos, então o crescimento ocorre disperso no fluido na forma de grânulos bacterianos. É um sistema que proporciona uma concentração alta de lodo biológico depositado no fundo, enquanto o biogás produzido é retido em uma partição no topo do reator, disposto de tal modo a realizar uma separação entre a matéria gasosa e a líquida. A possibilidade de acondicionar o biogás permite que seja reutilizado sob forma de combustível para gerar energia, ou a simples queima para evitar propagação de maus odores, sendo um diferencial dos RAFA (VON SPERLING, 1996).

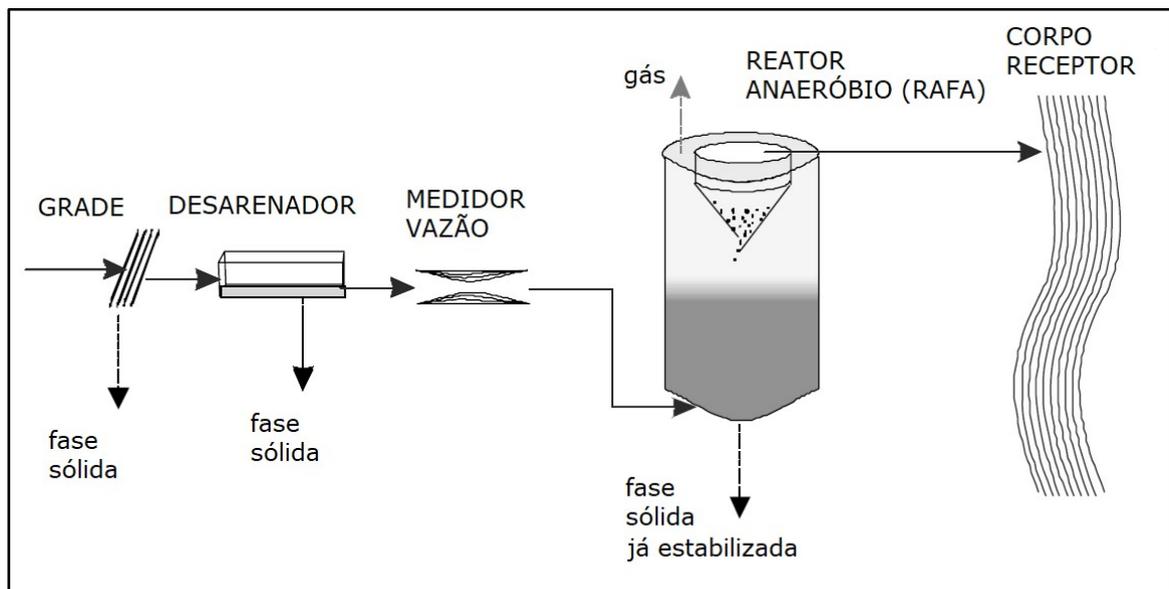


Figura 6 - Fluxograma do sistema com RAFA.
Fonte: VON SPERLING (2007), traduzido e adaptado pelo autor.

5.2.2.3 Sistemas com Reatores Aeróbios

Esses sistemas de tratamento funcionam unicamente através da digestão aeróbia e precisam de compartimentos especiais associados para que ocorram as reações de digestão da matéria orgânica, e partem de princípios mais diversificados. Os dois principais tipos de sistemas são os de Lodos Ativados, e os Biofilmes. Os primeiros são sistemas que dependem da manutenção de microorganismos aeróbios com crescimento disperso no fluido a fim de digerir a matéria orgânica do esgoto afluente, enquanto os segundos promovem o crescimento dos microorganismos em meios de suporte fixos (VON SPERLING, 1996).

Acerca dos Lodos Ativados, a lógica básica de funcionamento é possuir um tanque de aeração, onde será provido o OD necessário para manter a atividade microbiana aeróbia no esgoto, seguido de um decantador secundário que recebe o afluente com a DBO parcialmente removida para que separe o lodo biológico do esgoto, com o diferencial de que o lodo acumulado no

fundo é recirculado constantemente por bombeamento para o tanque de aeração, ao invés de ficar decantado.

Segundo Von Sperling (1996), isso permite com que a atividade aeróbia desses microorganismos seja reativada e aumenta muito a capacidade de remoção da DBO, uma vez que contribuiriam pouco para a digestão da matéria orgânica caso ficassem simplesmente acumulados no fundo do decantador até o lodo ser removido. Na Figura 7 é mostrado o esquema operacional de um Lodo Ativado Convencional, onde é possível observar o circuito fechado de recirculação.

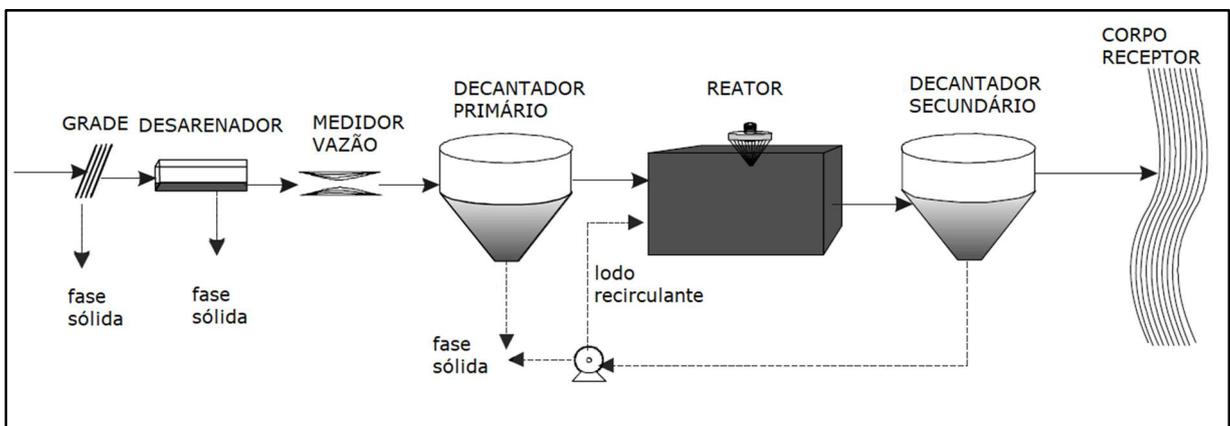


Figura 7 - Fluxograma dos lodos ativados convencionais.
Fonte: VON SPERLING (2007), traduzido e adaptado pelo autor.

Uma adaptação desse sistema são os Lodos Ativados de Aeração Prolongada, exemplificados na Figura 8, e recebem este nome porque o tempo de exposição da DBO aos microorganismos é muito superior. Isso acontece porque os tanques de aeração são mais volumosos quando comparados aos do sistema convencional, essas condições permitem que o tanque seja preparado para não necessitar uma decantação primária, portanto o processo de decantação acontece somente no decantador secundário.

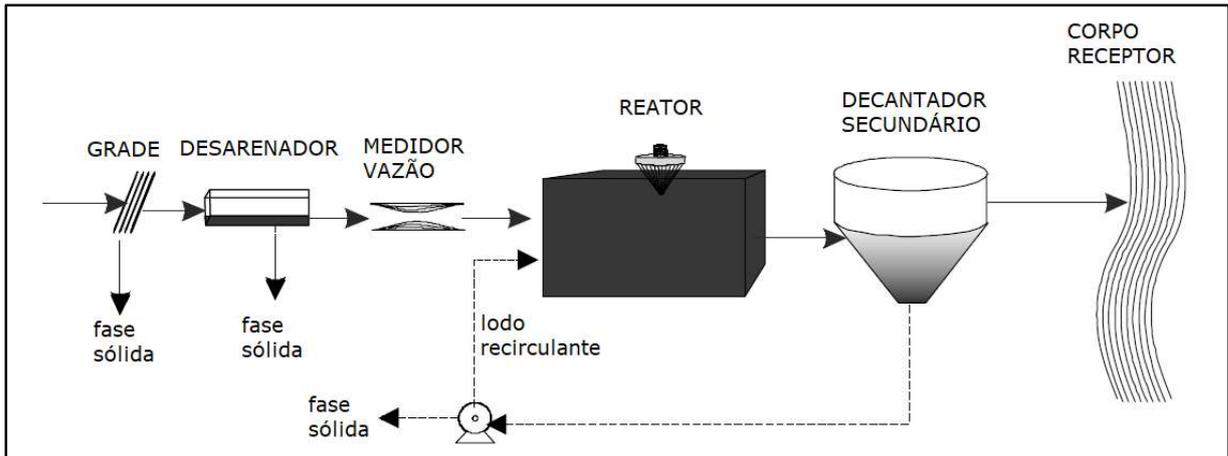


Figura 8 - Fluxograma do lodo ativado de aeração prolongada.
 Fonte: VON SPERLING (2007), traduzido e adaptado pelo autor.

Há uma outra alternativa ainda mais simplificada de Lodos Ativados que não necessita de um circuito de recirculação, são os Lodos Ativados Intermitentes, mostrados na Figura 9. Sob o aspecto construtivo são os mais enxutos dos Lodos Ativados, pois tanto a decantação como a aeração e agitação do esgoto são realizadas no mesmo tanque, que funciona em ciclos de operação com durações determinadas conforme cada projeto. O tanque recebe o esgoto bruto na fase de enchimento, segue para a fase de reação em que o esgoto é areado e misturado, após a digestão o esgoto é decantado para separar o lodo do esgoto tratado, na sequência o efluente é retirado do tanque reator, e por fim o excesso de lodo é limpo.

Os sistemas que utilizam o princípio do Biofilme recebem este nome porque são concebidos de tal forma que a matéria orgânica é retida por uma camada bacteriana aderida em um meio de suporte aerado. Vale citar dois principais mecanismos, os Filtros Biológicos, em que o meio de suporte são pedras ou outros materiais granulares inertes, e os Biodiscos, quando o meio são discos parcialmente submersos que giram no próprio eixo.

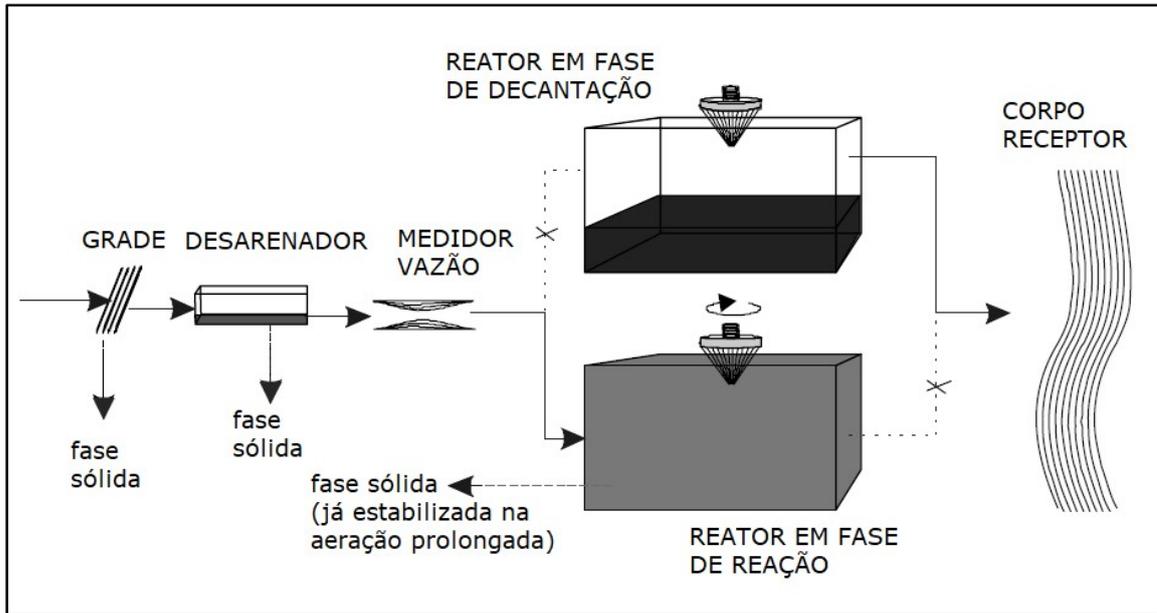


Figura 9 - Fluxograma do lodo ativado intermitente.
 Fonte: VON SPERLING (2007), traduzido e adaptado pelo autor.

Nos Filtros Biológicos o esgoto precisa necessariamente passar por um decantador primário para garantir seu funcionamento, e então passa para o tanque de filtração, normalmente de forma circular. No tanque de filtração o leito de adesão das bactérias fica na parte superior, o esgoto afluente passa por um mecanismo de aspersão rotativa que o espalha superficialmente pelo leito ao mesmo tempo que oxigena a água, como exemplificado na Figura 10, e então é direcionado em fluxo descendente para um decantador secundário pelos drenos no fundo do tanque.

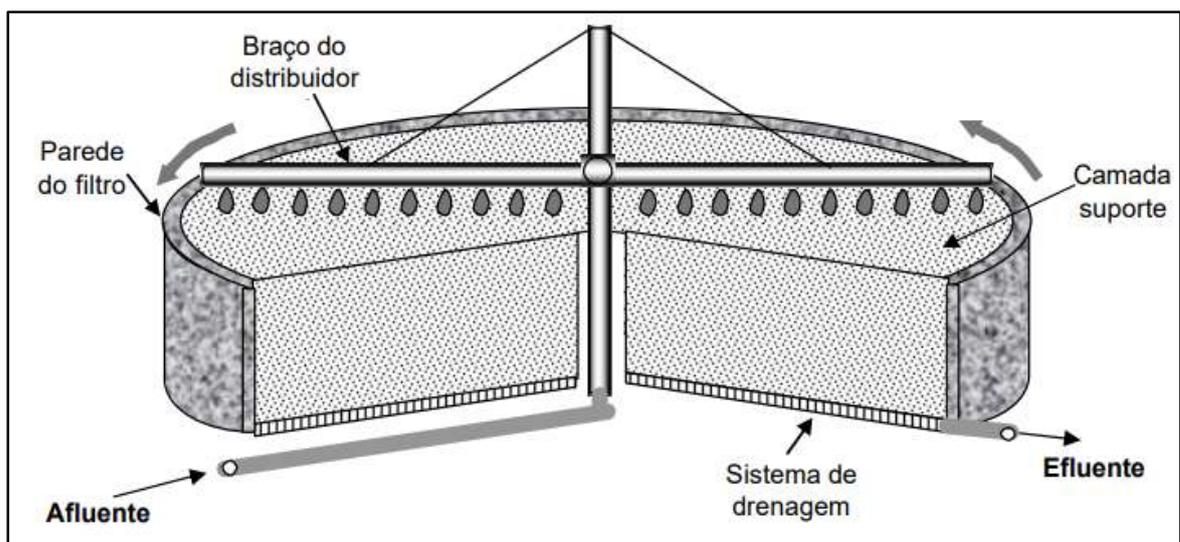


Figura 10 - Detalhe do funcionamento do tanque de filtração.
 Fonte: SANTOS (2005).

Os Filtros Biológicos possuem duas variações principais, designadas para as situações de baixa e alta carga de DBO no esgoto. O processo mais simples pode ser observado na Figura 11, e costuma ser o suficiente para os casos de baixa concentração de DBO. Para projetos que contemplam cargas orgânicas maiores é necessário adicionar um circuito de recirculação do fluido entre a saída do decantador secundário e a entrada do tanque de filtração, como mostrado na Figura 12.

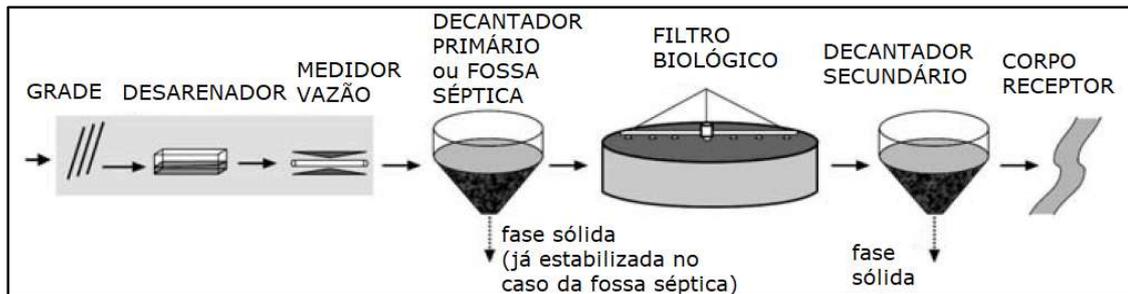


Figura 11 - Fluxograma do filtro biológico de baixa carga.
Fonte: VON SPERLING (2007), traduzido e adaptado pelo autor.

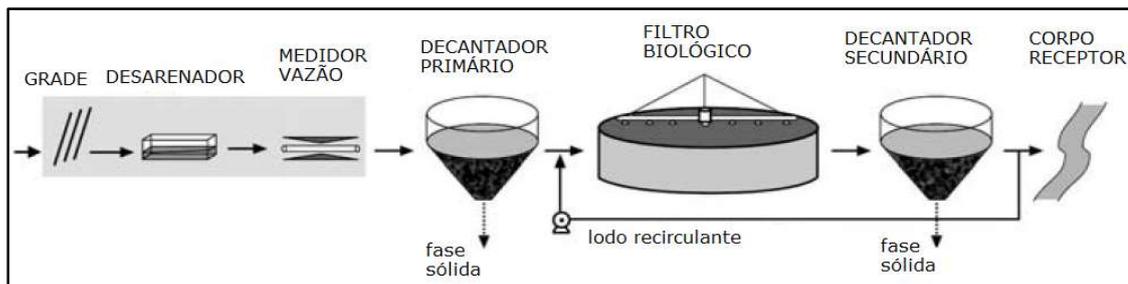


Figura 12 - Fluxograma do filtro biológico de alta carga.
Fonte: VON SPERLING (2007), traduzido e adaptado pelo autor.

De maneira similar, nos Biodiscos o esgoto passa primeiramente por um decantador primário, e então é direcionado para o tanque de digestão, esquematizado na Figura 13. O tanque de digestão é um compartimento fechado onde os discos permanecem constantemente girando na interface líquido-ar, mecanismo pelo qual as bactérias conseguem o oxigênio necessário para manter a atividade digestiva aeróbia.

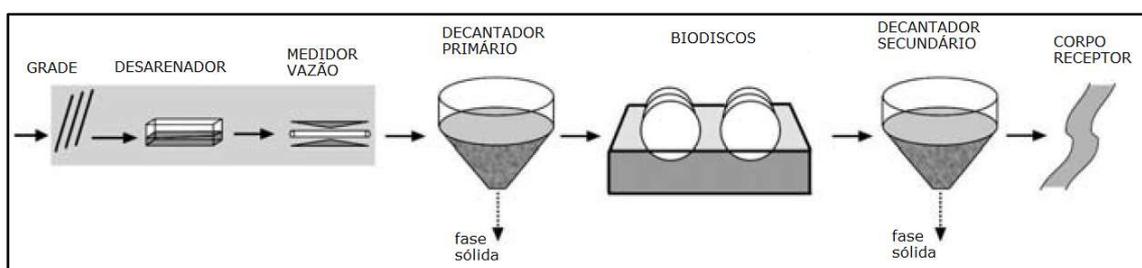


Figura 13 - Fluxograma do sistema de biodiscos.
Fonte: VON SPERLING (2007), traduzido e adaptado pelo autor.

6 CARACTERIZAÇÃO DA REGIÃO

Tão importante quanto os aspectos técnicos para elaborar um pré-projeto, são aspectos antropológicos, ou seja, a forma com que a sociedade interage com o meio ambiente local. Este tópico apresenta informações sobre a região, com enfoque no município de Balneário Pinhal, algumas características geográficas do local, e como a demografia impacta no pré-projeto da ETE.

Fundado oficialmente no ano de 1995, o município de Balneário Pinhal era então um distrito da cidade vizinha de Cidreira, e recebeu sua emancipação na referida data. Está localizado no litoral riograndense, na porção caracterizada como Aglomeração Urbana do Litoral Norte, ou apenas Litoral Norte. A Lei Complementar nº 12.100, de 27 de Maio de 2004, promulgada pelo então Governador do Estado, instituiu a Aglomeração Urbana do Litoral Norte, mostrada na Figura 14, que tem como objetivo principal, dentre outros, propor disposições administrativas e burocráticas, incentivar a gestão comum de algumas funções públicas, sendo as mais relevantes o saneamento, os sistemas viário e de transporte regional, turismo e o planejamento do uso de ocupação do solo urbano.

A cidade fica a 95 km de Porto Alegre, e é conhecida por ter a orla marítima mais próxima da capital, além de possuir um fácil acesso pela estrada estadual RS-040, o que a torna um destino muito procurado para o veraneio por boa parte da região metropolitana de Porto Alegre. Sua área territorial segundo a fonte oficial do IBGE é de 102,386 km², e segundo o censo de 2010 realizado pelo instituto possui 10.856 habitantes, resultado em uma densidade demográfica de aproximadamente 106,03 hab/km², que é uma taxa consideravelmente baixa quando comparada aos conglomerados urbanos mais populosos, mas ainda sim está entre os mais densos da sua região e até mesmo do Estado, por sua extensão em área muito pequena.

De forma complementar aos dados do IBGE, no ano de 2020 o SEBRAE-RS divulgou o Perfil das Cidades Gaúchas, um estudo individualizado para cada município, contendo informações sócio-econômicas atualizadas que são úteis para embasar tomadas de decisão que vão desde políticas públicas até investimentos privados de pequeno ou grande porte.



Figura 14 - Região do Litoral Norte gaúcho, com destaque para Pinhal e Cidreira.

Fonte: Rotas e Roteiros Turismo. Disponível em: <https://rotaseroteiros.com.br/rota-litoral-norte-gaúcho>. Acesso em: 22 de out. 2021.

Segundo o estudo, que utiliza como fonte diversas entidades locais e regionais como prefeituras, secretarias públicas e institutos, o dado mais atual para a população de Pinhal foi de 13.416 habitantes em 2019, e um PIB per capita de R\$ 15.745,00 em 2018. O PIB per capita de Pinhal é um dos mais baixos do estado, um reflexo da economia do município ainda ser bem incipiente, que por esse motivo se concentra em comércios e serviços, estimulados pelo turismo e pelo movimento sazonal esperado para festas de fim de ano, temporadas de verão e carnaval, e apenas uma pequena parcela na indústria da construção civil.

A geografia física local é característica das Planícies Costeiras da região, com um horizonte plano, mas levemente acidentado por dunas móveis de areia, a altitude do território varia de 3 a 100 metros acima do nível do mar ao longo de sua extensão continental de cerca de 19km. Seu bioma é classificado como Pampa e a vegetação é basicamente a dos Campos Litorâneos,

e na Figura 15 é possível observar que é composta majoritariamente por gramíneas (baixas ou ralas) nas proximidades do oceano, algumas manchas arbustivas espalhadas (altura média), e em menos quantidade é possível observar manchas arbóreas (árvores de maior dimensão) em direção ao continente, com destaque para o cultivo de eucaliptos ao longo da estrada RS-040 que dá acesso ao município, cultivo esse que foi herdado de quando a região ainda era uma fazenda particular na década de 1930, trecho nomeado atualmente de Túnel Verde.

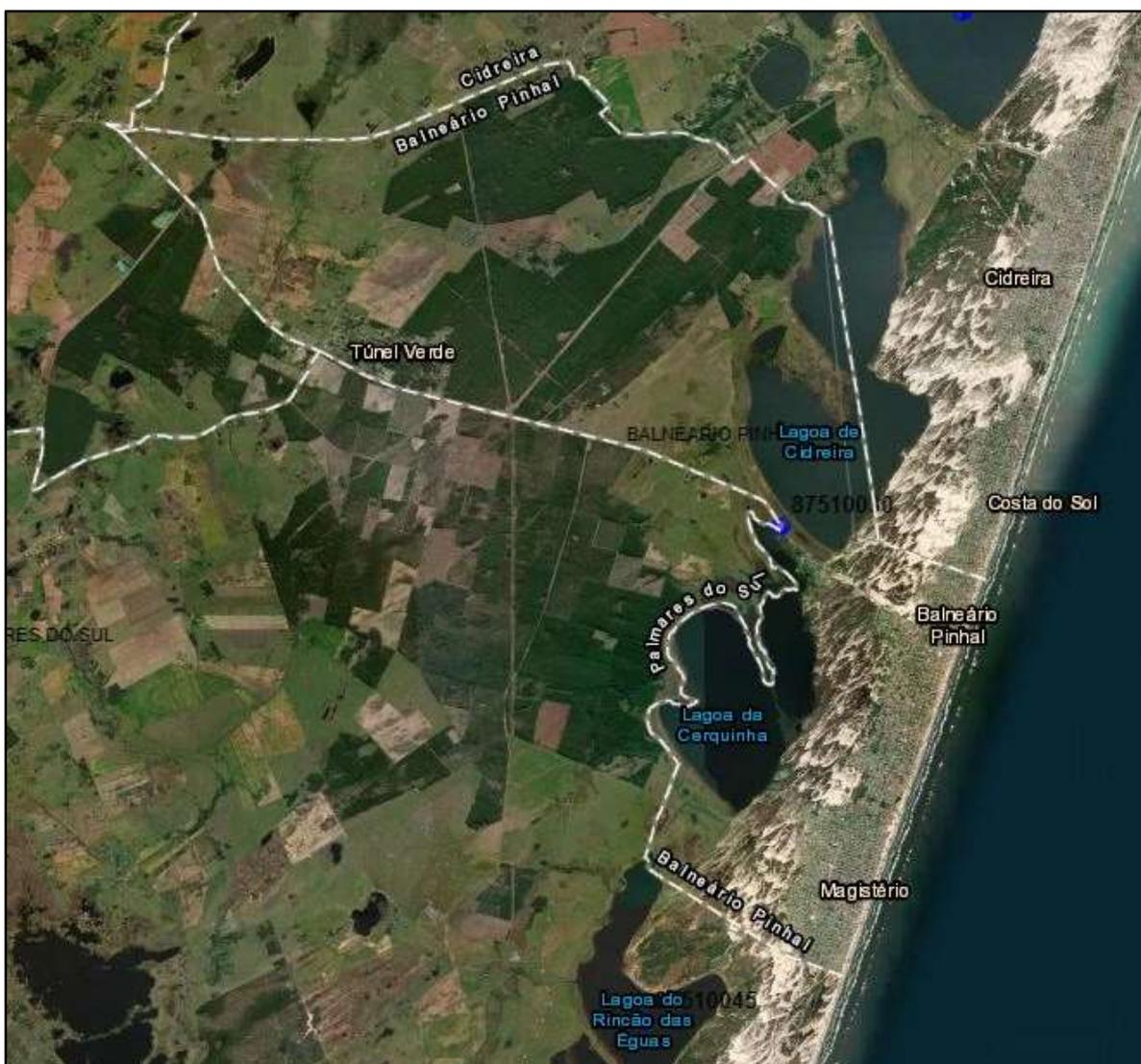


Figura 15 - Imagem de satélite da área municipal de Pinhal.

Fonte: Sistema de Divulgação dos Dados de Monitoramento da Qualidade da Água Superficial do Estado do Rio Grande do Sul.

Segundo a SEMA, secretaria estadual que coordena a FEPAM, cerca de 82% do território de Pinhal faz parte da bacia hidrográfica do Rio Tramandaí, junto com os demais municípios do Litoral Norte, muito embora fique distante do leito propriamente dito, como se pode observar na Figura 16.

Nos seus arredores encontram-se apenas banhados, um único curso d'água chamado de Sanga Paogaré, que nasce em Cidreira e cruza a Estrada RS-040 até desaguar na Lagoa dos Patos, e algumas lagoas menores interligadas por canais de drenagem, a destacar estas que tem contato direto com o município, Lagoa da Cerquinha, a Lagoa do Cipó, e a Lagoa da Rondinha - também chamada de Lagoa de Cidreira.

Todas as lagoas foram enquadradas como Água Doce – Classe 1 pelas Resoluções nº 50/2008 e nº 54/2009 do CRH publicadas no Diário Oficial do Governo do Estado, que aprovaram, além desses, uma série de enquadramentos de águas das bacias hidrográficas dos rios Caí, Pardo, Tramandaí e do Lago Guaíba.

O clima do município é característico da latitude em que se encontra, Temperado Subtropical, com estações climáticas bem definidas e temperaturas médias amenas ao longo do ano. Segundo dados da SEMA e da Prefeitura Municipal, a temperatura média anual é 20°C, enquanto as máxima e mínima médias são 26°C e 14°C.

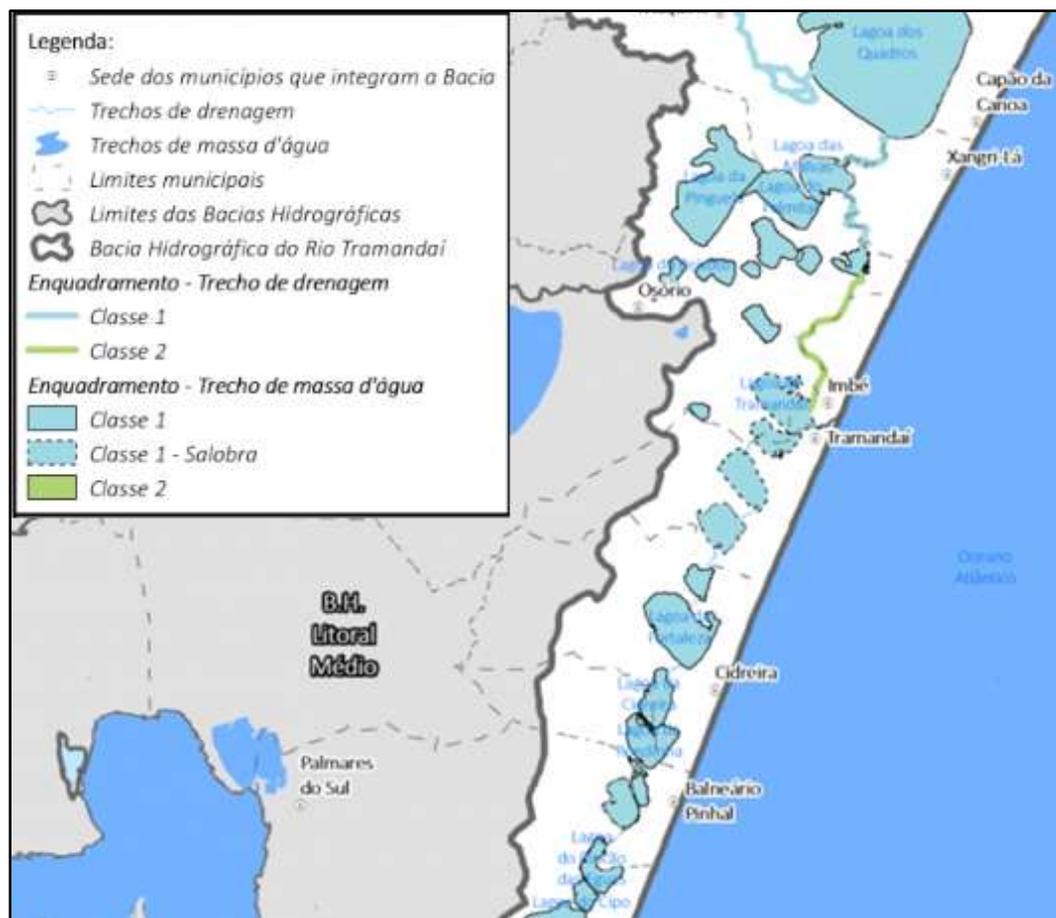


Figura 16 - Lagoas de drenagem da bacia hidrográfica do Rio Tramandaí.

Fonte: DRHS. Disponível em: <https://www.sema.rs.gov.br/1010-bh-tramandai>. Acesso em: 22 out. 2021 Adaptado pelo autor.

O espaço urbanizável total é mostrado na Figura 17, e abrange uma grande área com 12.295 lotes planejados entre os municípios de Pinhal e de Cidreira. Em Pinhal há cerca de 4.927 lotes com dimensões médias de 15m x 30m, compreendidos em aproximadamente 435 hectares, enquanto em Cidreira há cerca de 7.368 lotes com dimensões médias de 15m x 25m compreendidos em aproximadamente 375 hectares.

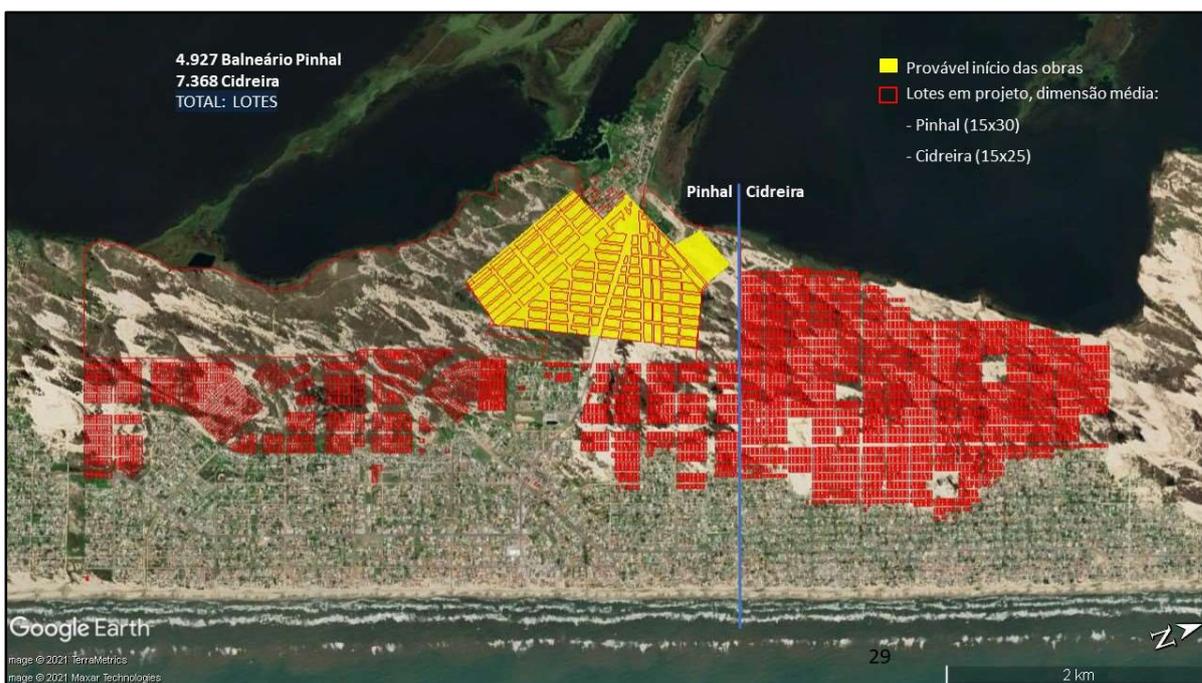


Figura 17 - Imagem de satélite da área com os lotes projetados.
Fonte: Google Earth, adaptado e elaborado pelo autor.

6.1 POPULAÇÃO ALVO

Dado elementar no dimensionamento de qualquer tipo de ETE, este capítulo caracteriza a população que deverá ser atendida pelo projeto. Existem alguns fatores que devem ser levados em consideração para estabelecer um valor adequado, como o crescimento esperado da população local ao longo dos anos; a possível abrangência de municípios vizinhos; e mas tão importante quanto os outros, o padrão migratório sazonal de pessoas para o litoral nas temporadas de veraneio. É importante conceber que por um curto período de tempo a região litorânea como um todo, e não apenas o município de Pinhal, recebe veranistas de diversos locais do estado, o que provoca uma atividade intensificada de consumo de recursos escassos, como água, energia e alimento, e portanto uma geração maior de efluentes.

Em 2017 a Fundação de Economia e Estatística - FEE vinculada à Secretaria de Planejamento, Governança e Gestão do Governo do Estado do Rio Grande do Sul, divulgou os resultados de

uma projeção para a população flutuante esperada nos municípios do Litoral Norte para o mês de fevereiro de 2018. Na Figura 18 é possível observar esses resultados sob a forma de um infográfico elaborado pela própria instituição, com destaque para o município em enfoque na discussão, Pinhal, com crescimento esperado de 182,7%, isto é, quase duas vezes a população permanente.



Figura 18 - Populações permanente e flutuante estimadas para o Litoral Norte.
Fonte: FEE

Essa taxa de aumento da população é extremamente relevante para o estabelecimento da população alvo, pois representa o momento crítico das cidades do Litoral Norte em termos de geração de resíduos, e deverá ser considerada em momento oportuno. Portanto fica estabelecido que, para critérios de cálculos aproximados, a relação da entre a população alvo e a permanente é conforme a equação 1:

$$Pop_{Alvo} = 1,827 \times Pop_{Permanente} \quad (1)$$

6.2 PROJEÇÃO POPULACIONAL

Uma vez que a população alvo está definida, é preciso considerar que a ETE deve suprir a uma demanda crescente de tratamento com o passar dos anos, devendo estar dimensionada para atender a população final para um determinado período temporal. A projeção de crescimento populacional é baseada naquelas reveladas pelo censo do IBGE de 2010, e pela estimativa de população calculada pelo IBGE para o ano de 2021.

Entre os anos 2000 e 2010, o município teve sua população residente crescendo de 7.445 para 10.856, numa taxa de 341,1 novos habitantes por ano, ao longo de 10 anos. Já no período entre 2010 e 2021, sua população veio crescendo de 10.856 para 14.645, numa taxa de 344,5 novos habitantes por ano, ao longo de 11 anos. Para fins de cálculo da projeção para as décadas seguintes é considerada uma taxa de crescimento populacional linear de 345 hab/ano, cujos resultados podem ser observados na Tabela 2.

Tabela 2 - Dados históricos e projetados da população de balneário Pinhal.

Ano	População Residente de Balneário Pinhal (IBGE)		
	Total	Pop. Urbana	
		Total	Na sede municipal
2000	7445	7114	3512
2010	10856	10743	5421
2021*	14645	-	-
2030**	17750	-	-
2040**	21200	-	-
* estimativa realizada pelo IBGE			
** projeção realizada pelo autor, sem considerar o loteamento			

Fonte: IBGE (2010), adaptado pelo autor.

6.3 VIZINHANÇAS MUNICIPAIS

As vizinhanças municipais devem passar por uma análise semelhante, já que o estudo visa a possibilidade de abranger os municípios vizinhos de forma a oferecer um saneamento básico melhor para toda a região. Conforme citado anteriormente, a empresa possui lotes a urbanizar também em Cidreira, então é plausível imaginar que seja do interesse público contabilizar a população desse município também. Utilizando a mesma lógica de projeção populacional, o censo do IBGE de 2010 revelou que a população de Cidreira era de 12.668 habitantes, enquanto a estimativa oficial do mesmo órgão para o ano de 2021 é 16.897 habitantes. Essa evolução representa uma taxa de crescimento populacional de 384,45 hab/ano ao longo de 11 anos. Para

fins de cálculos da projeção de Cidreira, é utilizada uma taxa de crescimento linear de 385 hab/ano nas próximas décadas, cujos resultados estão na Tabela 3.

Tabela 3 - Dados históricos e projetados da população de Cidreira.

Ano	População Residente de Cidreira (IBGE)		
	Total	Pop. Urbana	
		Total	Na sede municipal
2000	-	-	-
2010	12668	-	-
2021*	16897	-	-
2030**	20362	-	-
2040**	24212	-	-
* estimativa realizada pelo IBGE			
** projeção realizada pelo autor, sem considerar o loteamento			

Fonte: IBGE (2010), adaptado pelo autor.

7 PRÉ-PROJETO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO

Este tópico trata do pré-projeto da ETE tendo como base a NBR 12.209:2011 - Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários. Está sub-dividido em três etapas: Considerações iniciais e dados de entrada; Dimensionamento segundo a NBR12.209; Resumo da solução adotada.

7.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS E DADOS DE ENTRADA

A partir da revisão bibliográfica feita, e considerando aspectos gerais de cada sistema de tratamento, toma-se o sistema de Lodo Ativado Convencional para ser implantado. A escolha se baseia em fatores qualitativos, e não quantitativos, pois sairia da proposta do trabalho, portanto as ponderações sobre os custos de implantação, manutenção, consumo de energia, uso extensivo do solo, dentre outros, foram feitas sob uma ótica generalista, a partir de diferenças descritas já na literatura pertinente.

O sistema de Lodo Ativado, especialmente o convencional, possui características atrativas que podem ser aproveitadas nesse contexto. Apesar dos custos de operação, não necessita de uma grande área para implantação, e sua concepção evita uma série de eventuais externalidades negativas que são mais suscetíveis em outros sistemas, como maus odores e a proliferação de insetos e parasitas. Além disso, o alto poder de remoção de DBO e de nutrientes (principalmente fósforo e nitrogênio) é um fator que protege muito o corpo receptor e a bacia hidrográfica local da eutrofização.

A Figura 19 apresenta um exemplo de fluxograma de decisão de processo proposto por Jordão e Pessoa (1995), e nesse caso, por exemplo, recomenda uma alternativa aeróbia, uma vez que o sistema não prevê uma concentração de DBO acima dos 1000 mg/L (calculado na sequência), e observa-se temperaturas abaixo dos 20°C nos meses de inverno, conforme descrito anteriormente na caracterização do clima.

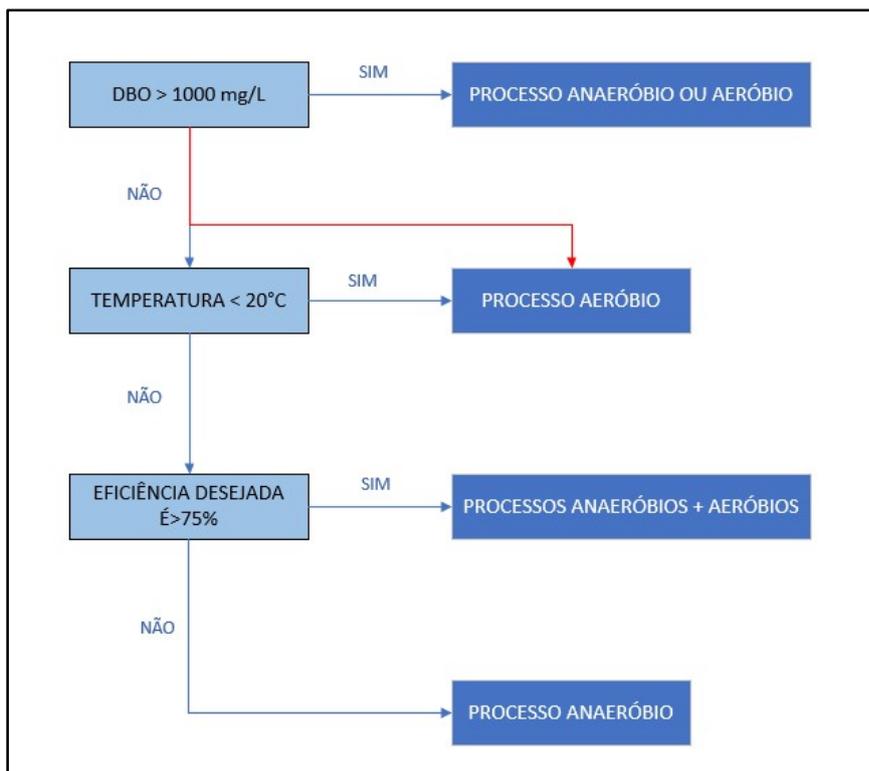


Figura 19 - Fluxograma para escolha de processo.
 Fonte: JORDÃO E PESSOA (1995), adaptado pelo autor.

Uma vez realizada toda a contextualização da região, é possível partir para as premissas de cálculo que são utilizadas no dimensionamento. A norma NBR 12209:2011 estabelece alguns parâmetros básicos que devem ser obtidos sob investigação local ou por estimativas, são eles:

- ✓ Vazões afluentes máxima, mínima e média;
- ✓ Demandas bioquímica e química de oxigênio (DBO e DQO);
- ✓ Sólidos em suspensão (SS) e sólidos em suspensão voláteis (SSV);
- ✓ Nitrogênio total *kjeldahl* (NTK);
- ✓ Fósforo total (P)
- ✓ Coliformes termotolerantes (Cter), e outros indicadores quando pertinente;
- ✓ Temperatura;

Dos citados, os parâmetros mais importantes para uma primeira análise são a estimativa de vazão afluente à ETE e a carga per capita de DBO produzida pela população.

A vazão é um reflexo numérico diretamente proporcional à população, atrelada ao consumo diário de água das pessoas. A carga de DBO depende das características da sociedade local, e pode variar de acordo com os diferentes padrões de consumo de insumos, renda familiar e culturas.

Von Sperling (1996) menciona que é convencional realizar estudos de pré-projetos utilizando um horizonte padrão de 20 anos, então para fins de cálculo optou-se por um projeto para a população final em 2040. Um estudo de pré-projeto deve conter os valores estimados desses parâmetros em intervalos razoáveis, desde o início até o fim da operação, isso permite tomar decisões sobre as fases de implantação da ETE, por exemplo. Para esse estudo, são calculados os parâmetros para os anos 0, 5, 10, 15 e 20. Além disso, é considerado o fator sazonal de verão conforme equação 1, majorando a população em um fator de 1,827.

A vazão afluyente à ETE pode ser desdobrada em três contribuições hidráulicas, a vazão provinda dos esgotos domésticos (Q_D), a vazão provinda dos esgotos industriais (Q_I), e a vazão de infiltração (Q_{INF}). A vazão Q_D é resultado do consumo médio per capita de água, a vazão Q_I depende do padrão das indústrias locais e a vazão Q_{INF} representa uma parcela de água que entra indevidamente na rede de coleta por diversos motivos, é um parâmetro escolhido de acordo com as características das redes de saneamento da região, geralmente arbitrado por concessionárias ou outros órgãos que conheçam essas características.

O órgão competente para a emissão dos critérios de projetos de saneamento em Pinhal é a Companhia Riograndense de Saneamento - CORSAN, e em seu Manual de Procedimentos para Projetos e Execução de Parcelamento de Solo estabelece como critério geral a adoção de um consumo per capita de $q = 200$ L/hab.dia tanto para os projetos de abastecimento de água, quanto para os de coleta de esgoto, um coeficiente de retorno do esgoto de $C = 0,8$. É razoável, então, que se projete a vazão afluyente considerando essas mesmas premissas.

Dessa forma é possível estimar a vazão média diária gerada pela poluição de Pinhal e Cidreira majoradas através da equação 2:

$$Q_D = Q_{med} = \frac{P * C * q}{86400} \quad (2)$$

Onde:

- ✓ Q_{med} : vazão média diária afluyente à ETE, em L/s
- ✓ P : população de Pinhal e Cidreira somadas e majoradas pelo fator sazonal, em habitantes;
- ✓ C : coeficiente de retorno de esgoto;

✓ q : consumo per capita de água, em L/hab.dia;

Além da vazão média, as vazões mínimas e máximas do dia também são relevantes no estudo de uma ETE, pois impactam no dimensionamento hidráulico de alguns dispositivos e compartimentos, e são calculadas através dos coeficientes K_1 , K_2 e K_3 , sendo:

✓ $K_1 = 1,2$ (coeficiente do dia de maior consumo);

✓ $K_2 = 1,5$ (coeficiente da hora de maior consumo);

✓ $K_3 = 0,5$ (coeficiente da hora de menor consumo);

As vazões máximas e mínimas por definição são calculadas pelas equações 3 e 4, respectivamente:

$$Q_{max} = K_1 * K_2 * Q_{med} = 1,5 * 1,2 * Q_{med} = 1,8 * Q_{med} \quad (3)$$

$$Q_{min} = K_3 * Q_{med} = 0,5 * Q_{med} \quad (4)$$

A vazão Q_{INF} geralmente é expressa em termos de uma taxa linear de infiltração (L/s.km) e do comprimento total da rede de coleta de esgoto (km), que nesse caso é impraticável de estimar, pois depende de um projeto que é inexistente até então, além de depender de muitas informações específicas que não fazem parte do escopo do estudo. Por esses motivos, é arbitrado que a vazão de infiltração representa 10% da vazão Q_{med} para que a parcela da infiltração não fique omissa, sendo calculada pela equação 5:

$$Q_{INF} = 0,1 * Q_{med} \quad (5)$$

A vazão Q_I depende muito das particularidades do setor industrial de cada município, uma vez que o consumo de água, assim como a geração de carga de DBO, varia conforme o ramo de atuação, o produto final, e o número de funcionários total de cada empresa. Sendo assim, seria necessário uma investigação muito profunda das atividades industriais setorializadas do município, além disso, é esperado e admissível que as indústrias existentes já possuam métodos próprios e individualizados de tratamento e disposição dos resíduos gerados, já que a cidade ainda não dispõe de ETE para tal. A partir dessas considerações, admite-se que:

$$Q_I = 0 \text{ L/s}$$

Dessa forma é possível obter a vazão afluyente diária média (equação 7) a partir da equação 6:

$$Q_T = Q_D + Q_{INF} + Q_{IND} \quad (6)$$

Portanto:

$$Q_T = Q_D + 0,1 * Q_{med} + 0$$

$$Q_T = 1,1 * Q_D$$

$$Q_T = 1,1 * \frac{P * C * q}{86400} \quad (7)$$

As vazões máximas e mínimas são calculadas com os coeficientes K1 e K2, em combinações à favor da segurança. Assim, para a situação de vazão mínima é razoável anular a parcela de infiltração Q_{INF} para que se garanta o funcionamento no pior cenário; mas para a situação de vazão máxima a parcela Q_{INF} deve ser mantida. Sendo assim, rearranja-se a equação 6 para obter a da vazão mínima, mostrada na equação 8:

$$Q_{T,min} = Q_D + Q_{INF} + Q_{IND}$$

$$Q_{T,min} = 0,5 * Q_{med} + 0 + 0$$

$$Q_{T,min} = 0,5 * Q_{med}$$

$$Q_{T,min} = 0,5 * \frac{P * C * q}{86400} \quad (8)$$

E para obter a da vazão máxima, mostrada na equação 9:

$$Q_{T,max} = Q_D + Q_{INF} + Q_{IND}$$

$$Q_{T,max} = 1,8 * Q_{med} + 0,1 * Q_{med} + 0$$

$$Q_{T,max} = 1,9 * Q_{med}$$

$$Q_{T,max} = 1,9 * \frac{P * C * q}{86400} \quad (9)$$

Para estimar a carga de DBO gerada pela população é necessário conhecer o padrão de geração de matéria orgânica per capita. Nas situações em que esse dado não é conhecido, a NBR 12.209:2011 permite arbitrar um valor entre a faixa de 45 e 60 g/hab.dia. Devido ao perfil de cidade pequena, pouco industrializada, e de PIB per capita baixo, será admitido o limite inferior da faixa. Com esse valor é calculada também a estimativa de concentração de DBO no esgoto (equação 10), para fins de projeto será admitido que o perfil de geração de DBO per capita, bem

como o consumo de água per capita, irão se manter constantes ao longo dos anos.

$$\text{concentração de DBO no esgoto} = \frac{DBO[g/hab.dia]}{q_T[m^3/hab.dia]} \quad (10)$$

Onde:

- ✓ *DBO*: é carga de DBO per capita, em g/hab.dia;
- ✓ *q_T*: é a vazão de esgoto total média per capita, em m³/hab.dia (*Q_{T,med}*/ *P*);

Assim é possível estimar a concentração de DBO através da equação 10:

$$\text{concentração de DBO no esgoto} = \frac{45 \frac{g}{hab} \cdot dia}{0,176 \frac{m^3}{hab} \cdot dia} = 255,7 \frac{g}{m^3} = 255,7 \frac{mg}{L}$$

Com essas informações são feitos os cálculos preliminares das vazões afluentes e cargas de DBO para diferentes períodos, conforme tabela 4. Na última coluna também foi calculada a evolução relativa desses parâmetros ao longo dos anos, mantendo como referência os valores do final do projeto. Os parâmetros tendem a acompanhar um mesmo ritmo de crescimento pois são linearmente dependentes entre si. Para simplificar os cálculos da periodização, o ano zero do projeto é tido como 2020.

Tabela 4 - Previsão de vazão afluente e carga de DBO para os anos seguintes.

Ano	População (hab.)	Vazão Média (L/s)	Vazão Min (L/s)	Vazão Max (L/s)	Carga DBO Média (kg/dia)	Valor Relativo ao Final de Projeto
0 (2020)	57627	117,4	53,4	202,8	2593,2	69,4%
5 (2025)	63629	129,6	58,9	223,9	2863,3	76,6%
10 (2030)	69631	141,8	64,5	245,0	3133,4	83,9%
15 (2035)	76299	155,4	70,6	268,5	3433,5	91,9%
20 (2040)	82968	169,0	76,8	291,9	3733,5	100%

Fonte: Elaborado pelo autor

A norma técnica recomenda que para ETEs de Lodo Ativado com vazões superiores a 100 L/s sejam concebidas mais de uma linha de reatores biológicos em paralelo, então para o início da operação já seriam necessários no mínimo dois módulos de operação. A partir da Tabela 4 é possível sugerir um esquema de implantação baseado na progressão de demanda, por exemplo, os dois primeiros módulos necessários irão funcionar em paralelo até a população atingir 85% do valor final de projeto, e a partir desse momento é construído um terceiro módulo.

Observando a Tabela 4 percebe-se que no ano 10, metade do período de projeto, a população estará quase atingindo 85% do valor final, então uma lógica de implantação possível seria expandir a ETE no ano 10 para operar até o final.

Como o intuito é fornecer apenas um estudo preliminar básico para atender a população do final do projeto, o sistema foi dimensionado somente para a situação final, sendo desconsideradas etapas de implantação, e condições críticas intermediárias. Portanto, o sistema carece de análises mais profundas, uma vez que o propósito não está em otimizar por completo a implantação e operação.

7.2 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NBR 12.209: 2011

7.2.1 Tratamento da Fase Líquida

7.2.1.1 Medição da Vazão

A vazão de entrada é usualmente medida através de uma calha Parshall, que é escolhida de acordo com a vazão máxima esperada para o fim do projeto. Embora este dispositivo esteja posicionado à jusante do tratamento preliminar, ele é aqui definido primeiro. Na Figura 20 é apresentado um modelo de calha, com as dimensões características em função da faixa de vazões.

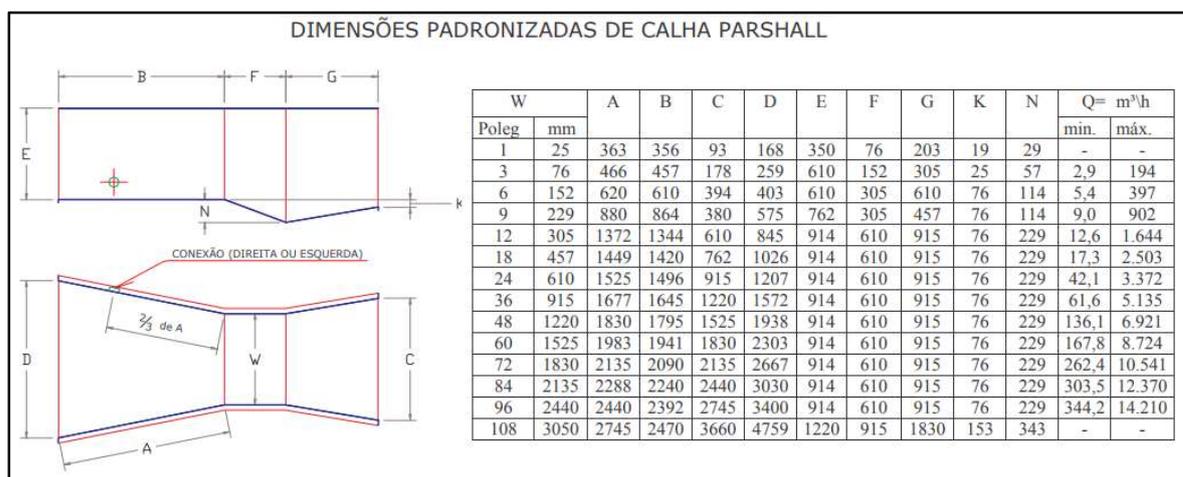


Figura 20 - Exemplo de calha Parshall pré-fabricada.

Fonte: Domoglass (fabricante).

Para a vazão máxima no fim do projeto ($Q = 291,9 \text{ L/s} = 1050,84 \text{ m}^3/\text{h}$) é necessário no mínimo o modelo de garganta $W=305\text{mm}$, que será o adotado. Segundo Netto (2000) é possível aproximar o equacionamento hidráulico para obter a altura da lâmina d'água na calha Parshall pela equação 11, considerando uma descarga livre:

$$h = \left(\frac{Q}{2,2 * W} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (11)$$

Onde:

- ✓ h : altura da lâmina d'água, em metros;
- ✓ Q : vazão instantânea do fluido, em m³/s;
- ✓ W : largura da garganta de estrangulamento, em metros;

A partir da equação 11 é possível calcular a altura de controle do escoamento para as situações de mínima, média e máxima vazão. Primeiramente para a vazão mínima:

$$h_{controle,min} = \left(\frac{Q_{min}}{2,2 * W} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$h_{controle,min} = \left(\frac{0,0534 \text{ m}^3/\text{s}}{2,2 * 0,305 \text{ m}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$h_{controle,min} = 0,185\text{m} = 18,5\text{cm}$$

Para a vazão média:

$$h_{controle,méd} = \left(\frac{Q_{méd}}{2,2 * W} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$h_{controle,méd} = \left(\frac{0,169 \text{ m}^3/\text{s}}{2,2 * 0,305 \text{ m}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$h_{controle,méd} = 0,3988\text{m} = 39,88\text{cm}$$

Para a vazão máxima:

$$h_{controle,max} = \left(\frac{Q_{max}}{2,2 * W} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$h_{controle,max} = \left(\frac{0,2919 \text{ m}^3/\text{s}}{2,2 * 0,305 \text{ m}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$h_{controle,max} = 0,5741\text{m} = 57,41\text{cm}$$

A partir das informações de alturas máximas e mínimas é possível encontrar o valor da altura do degrau de rebaixo que precede a calha Parshall, por continuidade de carga hidráulica, utilizando a equação 12:

$$\frac{Q_{max}}{Q_{min}} = \frac{h_{controle,max} - z}{h_{controle,min} - z} \quad (12)$$

Onde:

- ✓ Q_{max} : vazão máxima afluyente, em m^3/s ;
- ✓ Q_{min} : vazão mínima afluyente, em m^3/s ;
- ✓ $h_{controle,max}$: altura máxima d'água na seção de controle da calha Parshall, em metros;
- ✓ $h_{controle,min}$: altura mínima d'água na seção de controle da calha Parshall, em metros;
- ✓ z : altura do degrau que precede a calha Parshall, em metros;

Portanto:

$$\frac{0,2919 \text{ m}^3/s}{0,0534 \text{ m}^3/s} = \frac{0,5741 \text{ m} - z}{0,185 \text{ m} - z}$$

Através de um *solver* computacional tem-se:

$$z = 0,0978m \cong 9,8cm$$

7.2.1.2 Desarenação

O desarenador deve ter limpeza mecanizada, uma vez que a norma técnica estabelece assim para vazões acima de 100 L/s, e é adotado um compartimento do tipo simples, de fluxo horizontal com seção retangular. Com a informação do degrau precedente à calha Parshall, é possível iniciar o dimensionamento da seção da caixa de areia, compartimento onde ocorre a desarenação. As alturas máxima, média e mínima do escoamento na seção imediatamente antes do degrau de altura “z” podem ser então calculadas pela equação 12 para as diversas alturas:

$$h_{max} = h_{controle,max} - z$$

$$h_{méd} = h_{controle,méd} - z$$

$$h_{min} = h_{controle,min} - z$$

Portanto:

$$\begin{aligned}
 h_{max} &= 0,5741 \text{ m} - 0,098 \text{ m} = 0,4761 \text{ m} = 47,61 \text{ cm} \\
 h_{méd} &= 0,3988 \text{ m} - 0,098 \text{ m} = 0,3008 \text{ m} = 30,08 \text{ cm} \\
 h_{min} &= 0,185 \text{ m} - 0,098 \text{ m} = 0,087 \text{ m} = 8,7 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

A norma técnica também estabelece que se mantenha a velocidade do escoamento no desarenador entre 0,25 e 0,40 m/s, informação a partir da qual pode-se dimensionar a seção transversal do desarenador utilizando a vazão média, arbitrando uma velocidade 0,35 m/s na equação 13:

$$A_{desarenador} = B_{desarenador} * h_{méd} = \frac{Q_{méd}}{v} \quad (13)$$

Onde a incógnita que precisa ser dimensionada é a largura da base do desarenador, representado por $B_{desarenador}$. Sendo assim:

$$\begin{aligned}
 B_{desarenador} &= \frac{Q_{méd}}{v * h_{méd}} \\
 B_{desarenador} &= \frac{0,169 \text{ m}^3/\text{s}}{0,35 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 0,3008 \text{ m}} = 1,605 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Para fins construtivos é adotada uma largura de base $B=1,60\text{m}$. Essa informação permite verificar, através da equação 13, se as velocidades para as respectivas vazões máxima e mínima estão dentro da faixa. Primeiramente para a vazão máxima:

$$\begin{aligned}
 v_{max} &= \frac{Q_{máx}}{A_{desarenador}} \\
 v_{max} &= \frac{0,2919 \text{ m}^3/\text{s}}{1,60 \text{ m} * 0,3008 \text{ m}} = 0,38 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

E então para a mínima:

$$\begin{aligned}
 v_{min} &= \frac{Q_{min}}{A_{desarenador}} \\
 v_{min} &= \frac{0,0534 \text{ m}^3/\text{s}}{1,60 \text{ m} * 0,087 \text{ m}} = 0,38 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

Assim, satisfaz-se então as condições de velocidade. Há ainda uma condição exigida sobre o escoamento superficial, que deve ter uma taxa entre 600 e 1300 $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{d}$, é arbitrado um valor intermediário de $E_S = 950 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$. Sendo assim, através da vazão máxima prevista para o

projeto, é possível calcular a área em planta do desarenador utilizando a equação 14:

$$Q_{max} = E_S * A_{planta} \quad (14)$$

$$A_{planta} = \frac{Q_{max}}{E_S}$$

$$A_{planta} = \frac{0,2919 \text{ m}^3/\text{s}}{950 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{d}} * \frac{1 \text{ d}}{86400\text{s}}} = 26,55 \text{ m}^2$$

Já tendo dimensionado anteriormente a largura da seção transversal do desarenador, então utiliza-se informação para calcular o comprimento necessário:

$$L_{desarenador} = \frac{26,55 \text{ m}^2}{1,6 \text{ m}} = 16,59 \text{ m}$$

Para fins construtivos, adota-se então $L = 16,60\text{m}$.

A norma técnica ainda exige um compartimento para o assentamento da areia acumulada de, no mínimo, 20 cm de profundidade, como se trata de uma região arenosa, é esperado que o acúmulo seja grande, portanto é arbitrado um compartimento de 100 cm de profundidade, dimensão que deverá ser avaliada no projeto executivo.

7.2.1.3 Sólidos Grosseiros

Para a remoção dos sólidos grosseiros, adota-se grade grossa, com barras espaçadas em intervalos iguais na faixa de 40mm a 100mm, mantidas por limpeza manual, uma vez que grades mais finas necessitam de limpeza mecanizada, o que pode aumentar a complexidade da operação e de eventuais manutenções. Além disso, dado contexto do local, não é esperado um volume grande de material grosseiro a ser removido periodicamente.

Para grades com limpeza manual, a norma permite que a angulação com a horizontal esteja na faixa de 45° a 60°, então é adotado 45° por ser o mais próximo da horizontal. A norma estabelece também que a velocidade máxima do esgoto após as grades seja de 1,20m/s, portanto o dimensionamento deve levar isso em consideração.

É possível calcular a área útil da seção gradeada em função da velocidade final arbitrada para 1 m/s, através da equação 13 adaptada:

$$A_{\text{útil}} = \frac{Q_{max}}{v}$$

$$A_{\text{útil}} = \frac{0,2919 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{1,00 \frac{\text{m}}{\text{s}}}$$

$$A_{\text{útil}} = 0,2919 \text{ m}^2$$

Jordão e Pessoa (1995) propõe a equação 15 para calcular a seção transversal a partir da área útil e das barras adotadas, como segue:

$$S_{\text{canal}} = A_{\text{útil}} * \frac{a + t}{a} \quad (15)$$

Onde:

- ✓ S_{canal} : é a seção transversal gradeada, em m²;
- ✓ $A_{\text{útil}}$: é a área útil, em m²;
- ✓ t : é a espessura da barra, em metros;
- ✓ a : é o vão entre as barras;

Utilizando a equação 15 para barras com 10mm de espessura, espaçadas em vãos de 40mm:

$$S_{\text{canal}} = 0,2919 \text{ m}^2 * \frac{0,04 \text{ m} + 0,01 \text{ m}}{0,04 \text{ m}} = 0,3648 \text{ m}^2$$

Com esse valor é possível utilizar a equação 13 adaptada, então dimensiona-se a largura do canal gradeado para as situações limites, em que a norma técnica exige que a velocidade não ultrapasse 1,20 m/ para a maior vazão, e também não fique abaixo de 0,40 m/s para a menor vazão. Primeiro calculando para a vazão máxima:

$$Q_{\text{max}} = B * h_{\text{max}} * v_{\text{max}}$$

$$B = \frac{Q_{\text{max}}}{h_{\text{ma}} * v_{\text{max}}}$$

Onde:

- ✓ Q_{max} : é a vazão máxima de projeto, em m³/s;
- ✓ h_{max} : é a altura da lâmina d'água na situação de vazão máxima, em metros;
- ✓ v_{max} : velocidade máxima, em m/s;

Então:

$$B = \frac{0,2919 \text{ m}^3/\text{s}}{0,4761 \text{ m} * 1,20 \text{ m/s}} = 0,51 \text{ m} = 51 \text{ cm}$$

Agora verifica-se a velocidade para a situação de menor vazão utilizando a equação 13 adaptada, que deve ser maior do que 0,40 m/s:

$$Q_{min} = B * h_{min} * v_{min}$$

$$v_{min} = \frac{Q_{min}}{B * h_{min}}$$

Onde:

- ✓ Q_{min} : é a vazão mínima de projeto, em m^3/s ;
- ✓ h_{min} : é a altura da lâmina d'água na situação de vazão mínima, em metros;
- ✓ v_{min} : velocidade mínima, em m/s;

Então:

$$v_{min} = \frac{0,0534 \text{ m}^3/\text{s}}{0,51 \text{ m} * 0,087 \text{ m/s}} = 1,20 \text{ m/s}$$

Satisfazendo as condições.

Uma vez que a limpeza do gradeamento é manual, a norma estabelece que seja verificada a perda de carga na grade em uma situação em que ela se encontre 50% obstruída. A perda de carga pode ser calculada através da equação 16:

$$h_f = 1,43 * \frac{v^2 - v_{obstrução}^2}{2 * g} \quad (16)$$

Onde:

- ✓ h_f : é a perda hidráulica na grade, em metros;
- ✓ v : é a velocidade do fluido através das barras, em m/s;
- ✓ g : é a aceleração da gravidade, em m/s^2 ;
- ✓ $v_{obstrução}$: é a velocidade do escoamento logo a montante da grade, em m/s; e que:

$$v_{obstrução} = \frac{Q_{max}}{B * h_{max}} = \frac{0,2919 \text{ m}^3/\text{s}}{0,51 \text{ m} * 0,4761 \text{ m}} = 1,20 \text{ m/s}$$

Considerando que a grade esteja 50% obstruída, logo, a velocidade será duas vezes a de 1 m/s arbitrada para o projeto anteriormente, portanto:

$$h_f = 1,43 * \frac{2^2 - 1,2^2}{2 * 9,81} = 0,1865 \text{ m}$$

Uma vez que a norma estabelece que a perda mínima nas grades deve ser de $h_f=0,15\text{m}$, essa condição está satisfeita.

7.2.1.4 Decantação Primária

A norma técnica estabelece que o decantador primário deve ser dimensionado para a vazão horária máxima, e especificamente quando precede sistemas de Lodo Ativado deve apresentar uma taxa de escoamento superficial de no máximo $90 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$. Na Figura 21 é possível obter valores de referência para a remoção dos sólidos suspensos (SS) em função do escoamento superficial, e para o sistema dimensionado é arbitrado uma taxa de $65 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$.

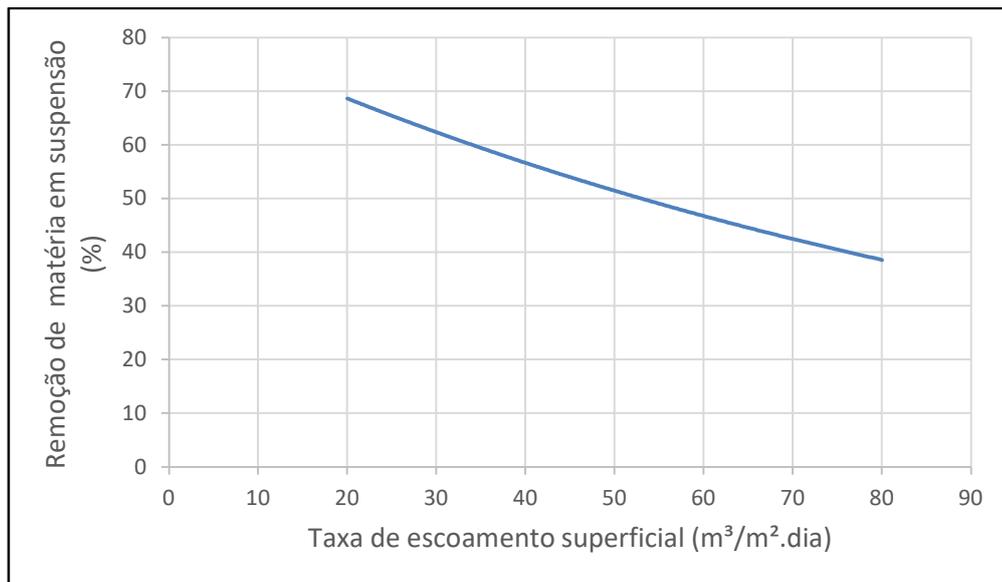


Figura 21 - Curva de remoção de SS versus a taxa de escoamento superficial.
Fonte: JORDÃO E PESSOA (1995), adaptado pelo autor.

Quanto maior a taxa de escoamento de projeto, menor a eficiência obtida, e o contrário também é válido, para obter grandes eficiências, são necessárias pequenas taxas de escoamento superficial. No entanto, para que as taxas de escoamento sejam baixas, o uso superficial de solo requerido aumenta, por isso admite-se um valor relativamente alto para a taxa de escoamento, diminuindo a área necessária e também a eficiência. Seguindo a mesma lógica, na Figura 22 é mostrada a eficiência do processo em termos de remoção da DBO a partir das taxas de escoamento superficial obtidas nos decantadores.

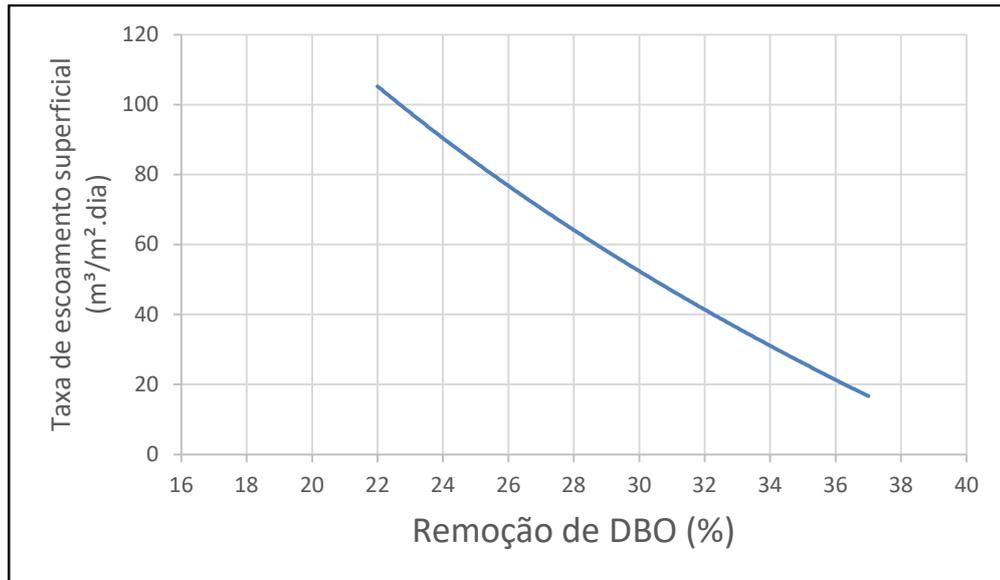


Figura 22 - Curva de remoção da DBO versus a taxa de escoamento superficial.
Fonte: JORDÃO E PESSOA (1995), adaptado pelo autor.

A norma técnica exige que se tenha pelo menos dois decantadores em paralelo para quando a vazão excede 250 L/s, então para o dimensionamento das unidades são adotados 3 decantadores. Todos são do tipo retangular, de limpeza mecanizada e construídos com a altura mínima permitida pela norma técnica ($H_{proj} = 3,50$ m) porque constatou-se que seria um parâmetro crítico na verificação exigida para o tempo de detenção hidráulica no fim da operação. São projetados com as mesmas dimensões, e assumindo que em todas as etapas do funcionamento recebem vazões iguais e equilibradas.

Para o fim de projeto calcula-se a área em planta mínima necessária para cada decantador através da equação 17:

$$A_{nec} = \frac{Q_{max}}{V_{sedim} * N} \quad (17)$$

Onde:

- ✓ A_{nec} : área necessária do decantador, em m²;
- ✓ Q_{max} : vazão máxima, em m³/dia;
- ✓ V_{sedim} : taxa de escoamento superficial, em m³/m².dia;
- ✓ N : número de decantadores operando;

Então:

$$A_{nec} = \frac{0,292 \text{ m}^3/\text{s}}{65 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia} * 3} * 86400 \frac{\text{s}}{\text{dia}}$$

$$A_{nec} = 129,33 \text{ m}^2$$

A partir da área em planta necessária são arbitradas as dimensões de projeto, de modo a atender algumas relações construtivas exigidas pela norma técnica, como segue:

- ✓ $L_{proj} = 24,50 \text{ m}$, maior dimensão em planta do decantador, ou comprimento;
- ✓ $B_{proj} = 7,00 \text{ m}$, menor dimensão em planta do decantador, ou largura;
- ✓ $H_{proj} = 3,50 \text{ m}$, altura útil de água do decantador;

Sendo que:

$$\frac{L_{proj}}{H_{proj}} = 7 \geq 4, \text{ está de acordo;}$$

$$\frac{B_{proj}}{H_{proj}} = 2 \geq 2, \text{ está de acordo;}$$

$$\frac{L_{proj}}{B_{proj}} = 3,5 \geq 2, \text{ está de acordo;}$$

As seguintes verificações são calculadas utilizando as dimensões de projeto, iniciando pela área superficial do compartimento:

$$A_{proj} = 24,50 \text{ m} * 7,00 \text{ m} = 171,50 \text{ m}^2$$

$$A_{proj} \geq A_{nec}$$

Uma vez que a área de projeto dos decantadores foi alterada em relação àquela atrelada ao valor arbitrado para a taxa de escoamento superficial, convém calcular a taxa real de escoamento que é observada a partir das dimensões adotadas em projeto. Essa taxa real de escoamento permite estimar com maior precisão a eficiência real da remoção dos SS pelo processo, através da equação 17 rearranjada:

$$V_{sed,proj} = \frac{25220,16 \text{ m}^3/dia}{171,50 \text{ m}^2 * 3} = 40 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot dia$$

De acordo com as Figuras 19 e 20, essa taxa corresponde a uma eficiência de aproximadamente 57% na remoção de SS e 32% na remoção da DBO. Na sequência calcula-se o tempo de detenção hidráulica, através da equação 18, para a vazão máxima, que deve ser maior ou igual a 1 hora, e para a vazão média, que deve ser menor ou igual a 3 horas, como a norma técnica estabelece. Iniciando pelo critério de vazão máxima:

$$TDH_{max} = \frac{V_{proj}}{\frac{Q_{max}}{N} * 3600 \frac{s}{h}} \quad (18)$$

Onde:

- ✓ TDH_{max} : é o tempo de detenção hidráulica de um decantador para Q_{max} , em horas;
- ✓ $V_{proj} = H_{proj} * A_{proj}$: é o volume útil de projeto de um decantador, em m^3 ;
- ✓ Q_{max} : é a vazão máxima afluente, em m^3/s ;
- ✓ N : é o número de decantadores operando;

Então, utilizando a equação 18:

$$TDH_{max} = \frac{171,50 \text{ m}^2 * 3,50 \text{ m}}{\frac{0,292 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{3} * 3600 \frac{\text{s}}{\text{h}}} = 1,71 \text{ h} > 1 \text{ h}$$

Portanto a verificação está de acordo. De maneira semelhante, para a vazão média na equação 18:

$$TDH_{med} = \frac{V_{proj}}{\frac{Q_{med}}{N} * 3600 \frac{s}{h}}$$

Onde:

- ✓ TDH_{med} : é o tempo de detenção hidráulica de um decantador para Q_{med} , em horas;
- ✓ $V_{proj} = H_{proj} * A_{proj}$: é o volume útil de projeto de um decantador, em m^3 ;
- ✓ Q_{med} : é a vazão média afluente, em m^3/s ;
- ✓ N : é o número de decantadores operando;

Então:

$$TDH_{med} = \frac{171,50 \text{ m}^2 * 3,50 \text{ m}}{\frac{0,169 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{23} * 3600 \frac{\text{s}}{\text{h}}} = 2,96 \text{ h} < 3 \text{ h}$$

Portanto a verificação está de acordo. A norma técnica ainda exige que, para decantadores retangulares com limpeza mecanizada do lodo, a velocidade horizontal do escoamento não deve exceder 50 mm/s, grandeza que pode ser calculada com a equação 19:

$$v_h = \frac{Q_{max}}{H_{proj} * B_{proj}} * 1000 \frac{mm}{m} \quad (19)$$

Onde:

- ✓ v_h : é a velocidade horizontal do escoamento, em mm/s;
- ✓ H_{proj} : é altura útil de projeto de um decantador, em metros;
- ✓ Q_{max} : é a vazão máxima afluente, em m³/s;

Então, a partir da equação 19:

$$v_h = \frac{0,292 \frac{m^3}{s}}{3,50 m * 7,00 m} * 1000 \frac{mm}{m} = 11,91 mm/s$$

Portanto essa condição normativa também está atendida. Estando os decantadores devidamente dimensionados, se torna necessário realizar uma breve análise do volume de lodo produzido, e como isso impacta nas dimensões dos poços de lodo. O volume de lodo produzido pode ser estimado diretamente pela correlação existente entre a eficiência do processo, a concentração de SS no esgoto doméstico, o tempo de acumulação de lodo, e propriedades hidráulicas do esgoto doméstico, na equação 20:

$$V_{lodo} = \frac{m_{SS,t}}{\rho * d_{SS} * T_{SS}} \quad (20)$$

Onde:

- ✓ V_{lodo} : é o volume de lodo gerado em um determinado período de tempo, em m³;
- ✓ $m_{SS,t}$: é a massa de sólidos suspensos decantados e removidos no período de tempo, em kg;
- ✓ T_{SS} : é o teor de SS no esgoto doméstico local, em %;
- ✓ ρ : é a massa específica da água, em kg/m³;
- ✓ d_{SS} : é a densidade relativa do lodo com a água;

Sendo que $m_{SS,t}$ por sua vez, é expresso pela equação 21:

$$m_{SS,t} = \frac{E_{SS} * Q_{med} * C_{SS}}{N} * t_{lodo} * 60 \frac{s}{min} \quad (21)$$

Onde:

- ✓ E_{SS} : é a eficiência do processo de remoção de SS do esgoto, em %;
- ✓ Q_{med} : é a vazão média de projeto, em m^3/s ;
- ✓ C_{SS} : é a concentração de SS no esgoto local, em mg/L ;
- ✓ N : é o número de decantadores operando em paralelo;
- ✓ t_{lodo} : é o tempo de acumulação de lodo entre intervalos de limpeza, em minutos;

Algumas considerações são necessárias antes de estimar o volume de lodo, principalmente o tempo de acumulação definido como t_{lodo} , uma vez que é o parâmetro que mais impacta na volumetria do compartimento. Jordão e Pessoa (1995) comenta que é desejável a remoção do lodo dos decantadores da forma mais contínua possível, evitando grandes intervalos de tempo, principalmente em ETEs médias e grandes, sendo um tempo de 2 horas um valor razoável, por exemplo.

Além disso, a quantidade de sólidos suspensos per capita é desconhecida, e carece de maiores investigações para obter um valor preciso, no entanto, a norma técnica permite arbitrar um valor na faixa de 45 a 70 $g/hab.dia$ na falta dessa informação, sendo então adotado o limite inferior. Complementar a isso, é preciso definir um teor esperado de sólidos suspensos no esgoto expresso em porcentagem (T_{SS}) e a densidade realativa (d_{SS}) desse lodo gerado, e de acordo com Batista (2015) os lodos de decantadores primários apresentam valores entre 2 a 6% para T_{SS} , e de 1,02 a 1,03 para d_{SS} . Para esse projeto é adotado um teor $T_{SS} = 5\%$ e densidade $d_{SS} = 1,02$.

Tendo isso em vista, é possível partir para o volume de lodo gerado, iniciando pela massa produzida, utilizando a equação 21:

$$m_{SS,t} = \frac{0,46 * 0,169 \frac{m^3}{s} * \frac{45 \text{ g/hab.dia}}{0,176 \text{ m}^3/\text{hab.dia}}}{3} * 120 \text{ min} * 60 \frac{s}{min}$$

$$m_{SS,t} = 47704,09 \text{ g} = 47,70 \text{ kg}$$

A cada 2 horas será decantado aproximadamente 48 kg de lodo no compartimento de cada unidade. A partir desse valor calcula-se o volume necessário mínimo para armazená-lo no fundo, utilizando a equação 20:

$$V_{lodo} = \frac{48 \text{ kg}}{1000 \frac{kg}{m^3} * 1,02 * 0,05} = 0,941 \text{ m}^3$$

Constata-se então que é preciso que em cada unidade de decantador haja um poço de lodo com capacidade de $0,941 \text{ m}^3$, volume que será utilizado para dimensionar o compartimento segundo as diretrizes construtivas da norma técnica. De acordo com o documento, as paredes devem ter inclinação maior ou igual a 1,5:1 na proporção vertical:horizontal, e base inferior de no mínimo 60 cm no sentido transversal.

Para fins construtivos, são adotados dois poços para cada unidade, um na primeira metade, e outro na segunda metade, de forma que tenham dimensões iguais em planta de $12,25 \text{ m} \times 7,00 \text{ m}$. Visto que a volumetria dos decantadores é muito maior do que a necessária para os poços, não é preciso um dimensionamento detalhista, quaisquer desníveis entre o fundo da altura útil do decantador e a base dos poços já satisfaz a condição de acomodação do lodo. É então adotada uma profundidade de 50 centímetros para a altura dos poços, que têm forma de tronco piramidal, e base de fundo quadrada com dimensões $60 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$, totalizando cerca de $14,3 \text{ m}^3$ de reservatório para cada decantador.

O tratamento primário está enfim dimensionado para a proposta do presente trabalho, não fazendo parte do escopo detalhes como transporte entre compartimentos, dimensionamento de tubulações e perdas de carga. No próximo tópico é abordado o tratamento de natureza biológica do esgoto.

7.2.2 Tratamento Biológico

O sistema adotado é o de Lodo Ativado Convencional, e a norma técnica estabelece uma série de exigências e recomendações referentes a esse processo, e também define quais os parâmetros chave para o dimensionamento correto. Uma recomendação pertinente é que para ETEs com vazão de projeto superior a 100 L/s sejam previstas mais de uma linha de reatores, consideração que é adotada no projeto.

Para o tratamento biológico são concebidos 4 tanques de aeração convencional, compartimento em que acontece a oxigenação do lodo, e conseqüentemente sua ativação. O oxigênio é introduzido e misturado nos tanques mediante aeradores superficiais mecânicos. Após a mistura, o lodo parte para a decantação secundária, sendo que uma parcela segue como efluente, e outra parcela é recirculada para dentro dos tanques de aeração. Na Figura 23 é apresentado o fluxograma que representa o sistema de funcionamento de uma linha de Lodo Ativado, juntamente com as variáveis utilizadas para o modelo matemático proposto por Von Sperling (2007).

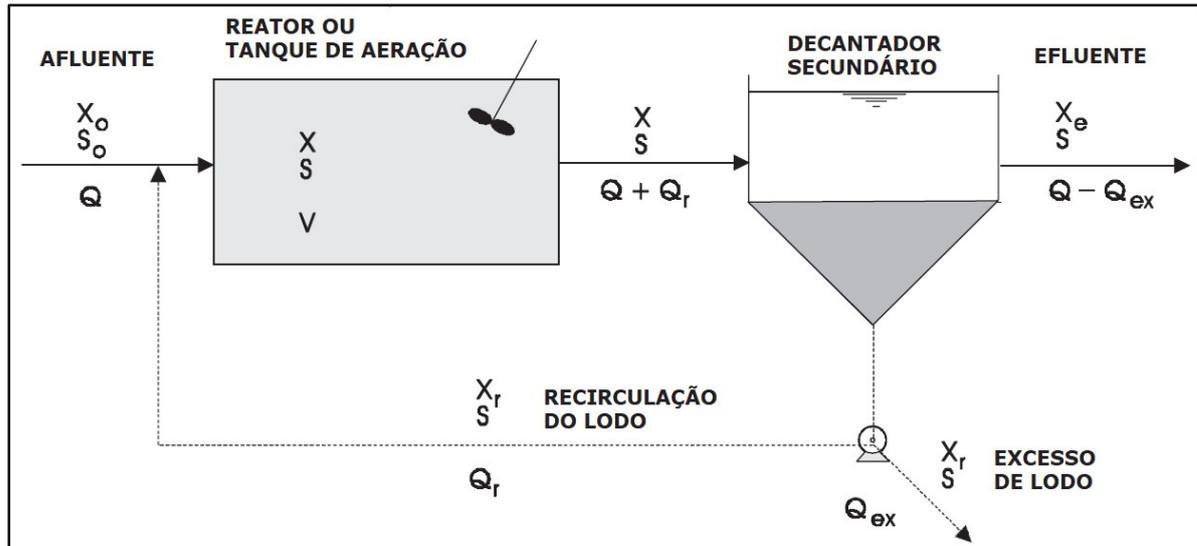


Figura 23 - Fluxograma típico do reator de lodo ativado convencional.
Fonte: Von Sperling (2007), traduzido e adaptado pelo autor.

A partir do modelo são definidas as seguintes variáveis:

- ✓ X_0 : é a concentração de sólidos suspensos (SS) no afluente, em mg/L;
- ✓ S_0 : é a concentração de DBO no afluente, em mg/L;
- ✓ Q : é a vazão de dimensionamento de cada linha de reator, em m³/dia;
- ✓ X : é a concentração de sólidos suspensos (SS) após a mistura, em mg/L;
- ✓ S : é a concentração de DBO após a mistura, em mg/L;
- ✓ V : é o volume do reator, em m³;
- ✓ Q_r : é a vazão de lodo recirculante, em m³/dia;
- ✓ X_r : é a concentração de sólidos suspensos (SS) no lodo excedente, em mg/L;
- ✓ Q_{ex} : é a vazão de lodo recirculante, em m³/dia;

O dimensionamento desse sistema parte de algumas premissas que envolvem o comportamento biológico dos microorganismos, e também do funcionamento hidráulico esperado para o tipo de sistema. Na impossibilidade de obter com precisão boa parte desses parâmetros, é possível adotar valores mencionados na literatura como sendo esperados ou típicos para determinadas situações e tipos de reatores. A seguir são apresentados os equacionamentos do sistema, bem como as considerações sobre os parâmetros propostas por Von Sperling (2007).

De forma objetiva, o volume de cada tanque de aerção pode ser calculado a partir da equação 22:

$$V = \frac{Y * Q * \theta_c * (S_0 - S)}{X_V * (1 + K_d * f_b * \theta_c)} \quad (22)$$

Onde:

- ✓ Y : é um coeficiente que representa a massa de SSV gerados em relação a massa de DBO removida, normalmente fica na faixa entre 0,5 a 0,7 mg SSV / mg DBO, sendo adotado o valor $Y=0,7$;
- ✓ $Q = 3650,6 \text{ m}^3/\text{dia}$; é a vazão média no fim do projeto distribuída entre os 4 reatores;
- ✓ θ_c : é a idade do lodo em dias, isto é, o tempo médio que os flocos biológicos ficam retidos no sistema; a norma técnica exige que para sistemas convencionais esse tempo seja entre 4 e 15 dias, sendo adotado o valor $\theta_c = 9$ dias, que já garante de antemão o critério normativo referente a idade do lodo necessária para haver nitrificação na temperatura mais baixa de operação ($T = 14^\circ\text{C}$);
- ✓ $S_0 = 173,86 \text{ mg/L}$; obtido pela remoção de 32% da DBO no decantador primário;
- ✓ $S = 5 \text{ mg/L}$; é a concentração de DBO desejada para o efluente;
- ✓ K_d : é o coeficiente de respiração endógena, representa o decaimento diário na população de micro-organismos, medido em mg SSV / mg SSV.dia ou dia⁻¹; valores típicos ficam em torno de 0,06 a 0,1 dia⁻¹, sendo adotado $K_d = 0,1 \text{ dia}^{-1}$.
- ✓ f_b : é a fração biodegradável dos SSV na mistura quando submetida à idade de lodo do projeto, sendo calculada em função de outros parâmetros pela equação 23:

$$f_b = \frac{f'_b}{1 + (1 - f'_b) * K_d * \theta_c} \quad (23)$$

- ✓ f'_b : é a fração biodegradável dos SSV no sistema imediatamente quando o lodo é gerado, adota-se um valor típico de 0,8 ou 80%.
- ✓ X_V : é a concentração de SSV no esgoto dentro do reator, em mg/L, sendo calculado em função dos outros parâmetros pela equação 24:

$$X_V = \frac{Y * (S_0 - S)}{1 + K_d * f_b * \theta_c} * \left(\frac{\theta_c}{t}\right) \quad (24)$$

Onde:

✓ t : é o tempo de detenção hidráulica, em dias; valores típicos do tempo de detenção hidráulica para esse tipo de reator são menores ou iguais a 0,3 dias (7,2 horas); adotou-se $t = 0,3$;

Com esses dados, primeiramente se utiliza a equação 23 para calcular o coeficiente f_b , que será utilizado posteriormente:

$$f_b = \frac{0,8}{1 + (1 - 0,8) * 0,1 * 9} = 0,68$$

Na sequência calcula-se a concentração de SSV no reator, através da equação 24:

$$X_V = \frac{0,7 * (173,86 \text{ mg/L} - 5 \text{ mg/L})}{1 + 0,1 \text{ dia}^{-1} * 0,68 * 9 \text{ dias}} * \left(\frac{9 \text{ dias}}{0,3 \text{ dias}} \right) = 2202,34 \text{ mg/L}$$

Resultado que satisfaz a condição exigida pela norma técnica que o valor da concentração de SSV no reator fique compreendido entre 1500 mg e 4500 mg/L. Prosseguindo então para o cálculo do volume do tanque de aeração, utilizando a equação 22:

$$V = \frac{0,7 * 3650,6 \text{ m}^3/\text{dia} * 9 * (173,86 \text{ mg/L} - 5 \text{ mg/L})}{2202,34 \text{ mg/L} * (1 + 0,1 \text{ dia}^{-1} * 0,67 * 9 \text{ dias})} = 1095,17 \text{ m}^3$$

Com esses valores já é possível verificar o atendimento do critério normativo A/M, expresso na equação 25, definido como a relação entre o alimento (DBO afluente) e os microorganismos no sistema, razão que deve ficar na faixa entre 0,2 e 0,7:

$$\frac{A}{M} = \frac{Q * S_o}{X_V * V} \quad (25)$$

Então:

$$\frac{A}{M} = \frac{3650,6 \text{ m}^3/\text{dia} * 173,86 \text{ mg/L}}{1988,92 \frac{\text{mg}}{\text{L}} * 1095,17 \text{ m}^3} = 0,26$$

A relação A/M fica atendendo o critério. Partindo para as dimensões do reator, é considerada uma profundidade tal que se consiga minimizar a área em planta necessária, e segundo Von Sperling (2007), para tanques com aeração mecânica, valores usuais para a altura do tanque

variam entre 3,5 e 4,5 metros, portanto é adotada uma altura $H = 4,5$ m. Além disso, as dimensões em planta são arbitradas de forma que uma seja o dobro da outra, para facilitar o espaçamento entre os aeradores, então define-se a equação 26:

$$V = H * A = H * B * L \quad (26)$$

Sendo que:

- ✓ $H = 4,5$ m: é a profundidade do tanque;
- ✓ A : é a área superficial do tanque, em metros;
- ✓ B : é a menor dimensão em planta, em metros;
- ✓ $L = 2 * B$: é a maior dimensão em planta, em metros;

Sendo assim:

$$\begin{aligned} V &= A * H \\ 1095,17 \text{ m}^3 &= A * 4,5 \text{ m} \\ A &= 243,37 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

De forma complementar:

$$\begin{aligned} 2 * B^2 &= 243,37 \text{ m}^2 \\ B &= 11,03 \text{ m} \\ L &= 22,06 \text{ m} \end{aligned}$$

Para fins construtivos são adotados $L = 22,10$ m e $B = 11,05$ m. Com o tanque aerador dimensionado, é preciso estabelecer valores para a recirculação do lodo, de modo que o critério normativo da concentração de SS no lodo recirculante seja atendido. A concentração de SS no lodo recirculante pode ser expressa pela equação 27:

$$X_r = \frac{Q_r}{Q} = X * \frac{R + 1}{R} \quad (27)$$

Onde:

- ✓ X_r : é a concentração de sólidos suspensos no lodo recirculante, em mg/L;
- ✓ X : é a concentração de sólidos suspensos no reator, em mg/L, aqui é importante salientar

que anteriormente foi calculado os sólidos suspensos voláteis (SSV) no reator, e essa quantidade precisa ser corrigida por um fator que correlaciona a massa dos sólidos suspensos voláteis com a dos totais, sendo que um valor típico adotado é $SSV/SS = 0,8$.

✓ R : é a razão de recirculação, pode variar entre 0 (sem recirculação) e 1,5 em situações peculiares, nesse projeto será adotado um valor de $R=0,38$;

Sendo assim, utilizando a equação 27:

$$X_r = \frac{2202,34 \text{ mg/L}}{0,8 \text{ SSV/SS}} * \frac{0,38 + 1}{0,38} = 9997,5 \text{ mg/L}$$

A razão de recirculação atende ao critério normativo que limita a concentração de sólidos suspensos totais em no máximo $X_r = 10000 \text{ mg/L}$.

Resta ainda realizar uma estimativa do lodo excedente produzido, e por consequência a vazão Q_{ex} observada no circuito de retorno. A produção total do lodo pode ser calculada pela soma das parcelas de criação de biomassa, e de destruição de biomassa, a partir dos parâmetros já estabelecidos anteriormente, pela equação 28:

$$P_{xv} = \text{Produção} - \text{Destruição}$$

$$P_{xv} = \frac{Y * Q * (S_0 - S) - K_d * f_b * X_v * V}{1000} \quad (28)$$

Onde:

✓ P_{xv} : é a produção diária de sólidos suspensos voláteis (SSV) por reator, em kg/dia;

Então, utilizando a equação 28:

$$P_{xv} = \frac{0,7 * 3650,6 \frac{m^3}{dia} * \left(173,86 \frac{mg}{L} - \frac{5mg}{L}\right) - \frac{0,1}{dia} * 0,68 * 2202,34 \frac{mg}{L} * 1095,17 m^3}{1000}$$

$$P_{xv} = 267,99 \text{ kg/dia}$$

A vazão do lodo excedente, por sua vez, é calculada pela equação 29:

$$Q_{ex} = \frac{P_x * 1000}{X_r} \quad (29)$$

Onde:

- ✓ Q_{ex} : é a vazão de lodo excedente que sai pela linha de recirculação, por reator, em m^3/dia ;
- ✓ X_r : é a concentração de sólidos suspensos na linha de recirculação, em mg/L ;
- ✓ P_x : é a produção diária de sólidos suspensos totais (SS) no sistema, em kg/dia , aqui é importante ressaltar que é preciso utilizar novamente a relação $SSV/SS = 0,8$ porque a massa de P_{xv} é fornecida apenas em termos de sólidos suspensos voláteis (SSV);

Portanto, utilizando a equação 29:

$$Q_{ex} = \frac{\frac{267,99 \text{ kg/dia}}{0,8} * 1000}{9997,5 \text{ mg/L}} = 33,51 \text{ m}^3/dia$$

Além dos cálculos de vazões, massas geradas e concentrações nos compartimentos, é preciso estimar a quantidade de oxigênio necessário para manter a atividade aeróbia no sistema e garantir a nitrificação no tanque de aeração. Essas estimativas são pertinentes para a escolha dos modelos de aeradores disponíveis no mercado que consigam atender essas especificações, no entanto, aqui o enfoque será no cálculo da demanda diária, e não nos aparelhos em si.

Metcalfy e Eddy (1991) propõe a equação 30, que expressa o consumo de oxigênio total diário pelo sistema a partir de alguns dados de entrada do projeto e da geração de lodo excedente previamente calculada, tal que:

$$O_C = 1,46 * Q_{max} * (S_0 - S) - 1,42 * P_{xv} \quad (30)$$

Onde:

- ✓ O_C : é a massa de oxigênio consumido diariamente por cada reator, em kg/dia ;
- ✓ Q_{max} : é a vazão máxima afluente ao reator, em m^3/dia ;
- ✓ S_0 : é a concentração de DBO afluente ao reator, em kg/dia ;
- ✓ S : é a concentração de DBO desejada para o efluente, em kg/dia ;
- ✓ P_{xv} : é a produção diária de sólidos suspensos voláteis (SSV), em kg/dia ;

Então, utilizando a equação 30:

$$O_C = 1,46 * 3650,6 \frac{m^3}{dia} * \left(0,17386 \frac{kg}{m^3} - 0,005 \frac{kg}{m^3} \right) - 1,42 * 267,99 \frac{kg}{dia}$$

$$O_C = 519,47 \text{ kg/dia}$$

De maneira semelhante, é conveniente estimar a demanda de oxigênio necessário para processar o nitrogênio total presente no esgoto. O nitrogênio presente no esgoto possui duas origens, o orgânico e o amoniacal, e no contexto de projetos essa quantidade é expressa em termos de Nitrogênio Total *Kjeldahl*, que representa a concentração em mg/L de nitrogênio no esgoto, dependendo das características do efluente local.

A norma técnica permite admitir valores para o NTK entre 8 e 12 g/hab.dia quando não se dispõe de informações sobre o esgoto. Adotando um valor de 8 g/hab.dia é possível calcular a concentração NTK utilizando a vazão per capita média, similar ao cálculo da concentração de DBO feito anteriormente utilizando a equação 10:

$$NTK = \frac{8 \text{ g/hab.dia}}{0,176 \text{ m}^3/\text{hab.dia}} = 45,5 \frac{\text{g}}{\text{m}^3} = 45,5 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

Segundo Von Sperling (2007), o consumo de oxigênio necessário para nitrificar o esgoto pode ser calculado em função do NTK, pela equação 31:

$$O_{NTK} = \frac{4,57 * Q_{max} * NTK}{1000} \quad (31)$$

Onde:

- ✓ O_{NTK} : é o consumo diário de oxigênio para nitrificação em cada reator, em kg/dia;
- ✓ Q_{max} : é a vazão máxima afluyente ao reator, em m³/dia;
- ✓ NTK : é a concentração de nitrogênio total no esgoto, em mg/L.

Portanto, utilizando a equação 31:

$$O_{NTK} = \frac{4,57 * 3650,6 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}} * 45,5 \text{ mg/L}}{1000} = 759,08 \text{ kg/dia}$$

Dessa forma, cada reator necessita da soma dessas duas parcelas de oxigênio diariamente, somando ao total 1278,55 kg/dia por reator.

Sob outra ótica, a norma técnica exige que a quantidade de oxigênio em massa injetada na mistura seja no mínimo duas vezes e meia a carga média da DBO no tanque, quando há nitrificação. Sendo assim, calcula-se a carga média diária da DBO em um reator:

$$S_D = S_0 * Q_{med} = 173,86 \frac{\text{g}}{\text{m}^3} * 3650,6 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}} = 634,7 \frac{\text{kg}}{\text{dia}}$$

A carga de oxigênio deve ser, portanto:

$$O_{nec} = 2,5 * 634,7 \frac{kg}{dia} = 1586,73 \frac{kg}{dia}$$

Nota-se que por este critério a massa de oxigênio necessária a ser injetada no sistema é maior do que a calculada através das demandas por respiração, síntese, e nitrificação, portanto adota-se o maior valor para um futuro dimensionamento dos aeradores.

7.2.3 Decantação Secundária

Após o esgoto passar pela etapa de aeração nos reatores biológicos, é preciso uma segunda decantação, é nesse momento que o excesso de biomassa gerada pelo processo é separado novamente da parte líquida do efluente, para que uma parcela seja recirculada e o excedente removido. O decantador adotado para esse projeto é do tipo convencional, de geometria circular, com limpeza mecanizada de lodo e espuma, seguindo boa parte das premissas de dimensionamento dos decantadores primários, mas com algumas diferenças que a norma técnica explícita e são tratadas a seguir.

O decantador secundário é preciso ser analisado em duas perspectivas, a primeira é sob o aspecto puramente hidráulico, encontrando uma área que satisfaça o critério de taxa superficial de escoamento, para a vazão máxima e média observada em cada tanque, através das equações 32 e 33, respectivamente:

$$A_{H,max} = \frac{Q_{max}}{T_{H,max} * N} \quad (33)$$

$$A_{H,med} = \frac{Q_{med}}{T_{H,med} * N} \quad (34)$$

Onde:

- ✓ $N = 4$: é o número de decantadores operando em paralelo;
- ✓ $A_{H,max}$: é a área superficial necessária para a vazão máxima, obtida através do critério hidráulico, em m^2 ;
- ✓ $Q_{max} = 25222,2 m^3/dia$: é a vazão afluyente máxima de projeto, em m^3/dia ;
- ✓ $T_{H,max} = 28 m^3/m^2.dia$: é a taxa de escoamento superficial máxima, pelo critério hidráulico, em $m^3/m^2.dia$.
- ✓ $A_{H,med}$: é a área superficial necessária para a vazão média, obtida através do critério

hidráulico, em m^2 ;

- ✓ $Q_{med} = 14602,3 m^3/dia$: é a vazão afluyente média de projeto, em m^3/dia ;
- ✓ $T_{H,med} = 20 m^3/m^2 \cdot dia$: é a taxa de escoamento superficial máxima, pelo critério hidráulico, em $m^3/m^2 \cdot dia$.

Portanto, utilizando as equações 33 e 34:

$$A_{H,max} = \frac{25222,2 m^3/dia}{28 m^3/m^2 \cdot dia * 4} = 225,2 m^2$$

$$A_{H,med} = \frac{14602,3 m^3/dia}{20 m^3/m^2 \cdot dia * 4} = 182,5 m^2$$

Toma-se a maior área necessária para estar a favor da segurança ($A_{H,max}$). A segunda análise que precisa ser feita é sobre a taxa de aplicação de sólidos no decantador secundário, levando em consideração o comportamento da recirculação do sistema. É calculada então a área necessária dos decantadores para as concentrações máxima e média de SS no sistema, através das equações 35 e 36, respectivamente:

$$A_{SS,max} = \frac{(Q_{max} + Q_r) * X_v}{T_{SS,max}} \quad (33)$$

$$A_{SS,med} = \frac{(Q_{med} + Q_r) * X_v}{T_{SS,med}} \quad (34)$$

Onde:

- ✓ $A_{SS,max}$: é a área superficial necessária para a vazão máxima, obtida através do critério de sólidos suspensos, em m^2 ;
- ✓ $Q_{max} = 262,73 m^3/h$: é a vazão afluyente máxima de projeto do decantador, em m^3/h ;
- ✓ $T_{SS,max} = 6 kg SS/m^2 \cdot h$: é a taxa de aplicação de sólidos suspensos em $kg SS/m^2 \cdot h$.
- ✓ $A_{SS,med}$: é a área superficial necessária para a vazão média, obtida através do critério de sólidos suspensos, em m^2 ;
- ✓ $Q_{med} = 152,11 m^3/h$: é a vazão afluyente média de projeto do decantador, em m^3/dia ;
- ✓ $T_{SS,med} = 6 kg SS/h \cdot dia$: é a taxa de aplicação de sólidos suspensos em $kg SS/m^2 \cdot dia$.
- ✓ $Q_r = 57,8 m^3/dia$: é a vazão de circulação do lodo no sistema, em m^3/dia ;
- ✓ $X_v = 1,99 kg/m^3$: é a concentração de SSV no sistema, em kg/m^3 ;

Então, utilizando as equações 33 e 34, respectivamente:

$$A_{SS,max} = \frac{(262,73 \text{ m}^3/\text{h} + 57,8 \text{ m}^3/\text{h}) * 1,99 \text{ kg}/\text{m}^3}{6 \text{ kgSS}/\text{h}} = 106,25 \text{ m}^2$$

$$A_{SS,ed} = \frac{(152,11 \text{ m}^3/\text{h} + 57,8 \text{ m}^3/\text{h}) * 1,99 \text{ kg}/\text{m}^3}{6 \text{ kgSS}/\text{h}} = 69,58 \text{ m}^2$$

Toma-se então a maior área calculada para os decantadores $A = 225,33 \text{ m}^2$, a fim de calcular o raio da geometria, como segue:

$$R = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{225,33 \text{ m}^2}{\pi}} = 8,47 \text{ m}$$

Para fins de cálculo, adota-se $R_{proj} = 8,50\text{m}$. Arbitra-se a profundidade do decantador em $H = 3,50\text{m}$, a partir da qual é possível calcular seu volume, e o tempo de detenção hidráulica para a vazão média de projeto, como segue:

$$TDH = \frac{V}{Q_{med}} = \frac{H * \pi * R^2}{Q_{med}} = \frac{3,5\text{m} * \pi * 72,25 \text{ m}^2}{152,11 \text{ m}^3/\text{h}} = \frac{794,43 \text{ m}^3}{152,11 \text{ m}^3/\text{h}} = 5,22 \text{ horas}$$

Condição que satisfaz o critério normativo que exige um TDH igual ou superior a 1,5 horas para o decantador.

7.3 RESUMO DA SOLUÇÃO ADOTADA

A partir dos dados fornecidos já é possível estimar com boa precisão a área necessária para implantação, bem como alguns aspectos operacionais. A ETE é basicamente composta das seguintes unidades:

- ✓ Gradeamento: 10 barras com espessura de 10mm, com vãos de 40mm;
- ✓ Desarenador: 1,60m x 16,60m ($A=27\text{m}^2$);
- ✓ Calha Parshall; modelo de garganta $W=305\text{mm}$, conforme Figura 18;
- ✓ 3 Decantadores Primários: cada um com 24,50m x 7,00m ($A=171,5\text{m}^2$);
- ✓ 4 Reatores de Lodo Ativado: cada um com 11,05m x 22,10m ($A=244,205\text{m}^2$);
- ✓ 4 Decantadores Secundários: cada um com diâmetro de 17m ($A=226,98\text{m}^2$);

Nos capítulos de anexos são apresentadas plantas com a proposta de localização e a sugestão de *layout* das etapas, bem como detalhamentos básicos dos compartimentos e dispositivos dimensionados.

No dimensionamento dos reatores biológicos foi considerado como um dado de projeto a concentração final de DBO no efluente de $S = 5\text{mg/L}$, o que garante um cenário positivo para o corpo receptor e para a bacia hidrográfica local. A eficiência final do sistema adotado para remover a DBO do esgoto pode ser calculada a partir da seguinte relação entre os valores de DBO afluente e efluente ao sistema:

$$E(\%) = \frac{S_0 - S}{S_0} * 100\% = \frac{157,5 \frac{\text{mg}}{\text{L}} - \frac{5\text{mg}}{\text{L}}}{157,5 \frac{\text{mg}}{\text{L}}} * 100\% = 96,82\%$$

Esses valores de eficiência e de concentração da DBO atendem às expectativas de qualidade para o sistema em si, e para o lançamento em corpos hídricos de maneira segura.

8 CONTRAPARTIDA E O NOVO MARCO LEGAL

O estabelecimento do Novo Marco Legal do Saneamento Básico foi uma medida administrativa sancionada em 15 de julho de 2020, através da Lei nº 14.026, com o intuito de atualizar diversos dispositivos legais, como leis e competências de alguns órgãos, de modo que as metas para a universalização da distribuição de água potável e da coleta e tratamento de esgoto sejam alcançadas até 2033. De maneira objetiva e direta, essas metas incluem principalmente o fornecimento de água potável para 99% da população, bem como a coleta e tratamento de esgoto para 90% da população, através de incentivos para que o setor privado invista na área.

Mais especificamente, cabe destacar o seguinte, disposto pela Lei nº 14.026:

- ✓ Altera a Lei nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007, que estabeleceu as diretrizes para a universalização dos serviços de saneamento básico no país. As alterações realizadas nessa Lei são as mais substanciais, e portanto tem-se como o cerne do Novo Marco Legal, haja vista que procura reestabelecer as relações entre os diversos agentes da sociedade. Nesse aspecto, a nova Lei visa proporcionar mais autonomia para as esferas menores do poder público, e também permite soluções competitivas e sustentáveis através de parceria público-privadas para as regiões menos capitalizadas ou com dificuldades particulares na questão do saneamento.
- ✓ Altera a Lei nº 9.984, de julho de 2000, que criou a ANA. Antes responsável apenas pela implementação da Política Nacional de Recursos Hídricos, agora será conferida a responsabilidade de criar e instaurar normas paulatinamente, que visam melhorar os indicadores de saneamento no país, como por exemplo, estimulando de maneira equilibrada a concorrência entre prestadores serviço, e aumentando a regionalização dos serviços. De maneira complementar, será um órgão relevante também na definição de parâmetros para a fiscalização do alcance da prestação dos serviços e atingimento de metas de cobertura.
- ✓ Altera a Lei nº 10.768, de novembro de 2003, que dispõe sobre o quadro pessoal da ANA. As alterações tem um caráter mais formal e permeiam mais o estamento burocrático, conferindo mudanças em algumas nomenclaturas de cargos e em funções do servidores, permitindo, por exemplo, fiscalização ativa e autuação em situações irregulares.
- ✓ Altera a Lei nº 11.107, de 6 de abril de 2005, que versa sobre a contratação de consórcios públicos para a prestação de serviços. Antes era admitida a contratação dos serviços de empresas estatais pela esfera municipal e estadual sem ato licitatório, a partir de agora será obrigatório o ato licitatório mediante concorrência entre prestadores públicos e privados. Essa alteração contempla também os chamados convênios de cooperação, quando municípios, de

forma conjunta, contratam um determinado serviço.

Dentro do universo de disposições legais agora vigentes, o que se torna pertinente nesse contexto é a flexibilização das relações entre entidades privadas e órgãos governamentais de todas as esferas para fornecer esses serviços à população nas localidades onde ainda não são contempladas ou são de maneira insuficiente. A possibilidade de empreendedores investirem e também operarem soluções para a coleta e tratamento de esgoto, em conjunto com entes públicos ou concessionárias, pode viabilizar projetos de saneamento que anteriormente seriam inviáveis ou inadequados se dependessem apenas da liberação de verbas públicas, independente da esfera.

O Brasil enfrenta sérios problemas com o esgotamento sanitário, e frente às metas dispostas pelo novo Marco Legal, há um desafio grande a ser vencido. Na Figura 24 é mostrada um resumo do momento atual no país, em que apenas 55% do esgoto possui um destino adequado (coleta e tratamento, junto com as soluções individuais), sendo que dessa parcela, apenas 43% é considerado o ideal.



Figura 24 - Situação atual do esgotamento sanitário no Brasil.

Fonte: ANA. Disponível em: <http://atlasesgotos.ana.gov.br/>. Acesso em: 25 nov. 2021.

Da população que não tem acesso aos serviços adequados, 18% fica restrita somente à coleta, caracterizando um serviço precário. No entanto, a parcela mais crítica, de fato, são os 27% que sequer são coletados nem tratados, e provavelmente nutre a maior preocupação entre os especialistas das áreas de saúde pública e saneamento básico.

Regionalizando a abordagem, o Estado do Rio Grande do Sul também lida com uma situação delicada, muito embora a região sul do país como um todo apresente um índice superior quando

comparado a outras regiões ou a média do país, o Estado em si apresenta problemas relevantes. Segundo o Atlas Esgotos, iniciativa da ANA para monitorar a situação do esgotamento no país, é possível observar na Figura 25 que cerca de apenas 50% da população possui solução considerada adequada (individual, ou coletado e tratado).

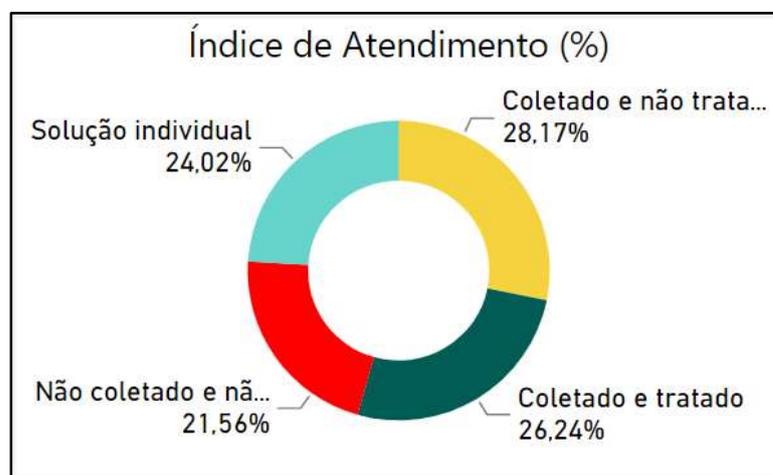


Figura 25 - Situação do esgotamento em Balneário Pinhal.
Fonte: ANA. Disponível em: <http://atlasesgotos.ana.gov.br/>. Acesso em: 25 nov. 2021.

A situação de Balneário Pinhal, exibida na Figura 26, por um lado é positiva porque possui um índice de atendimento que pode ser considerado bom, cerca de 68% da população tem acesso a uma solução adequada, superando a média do RS. Por outro lado, sob uma perspectiva menos otimista, existe ainda um déficit preocupante com 32% da população sem acesso ao tratamento, sendo que 30% sequer possuem coleta.

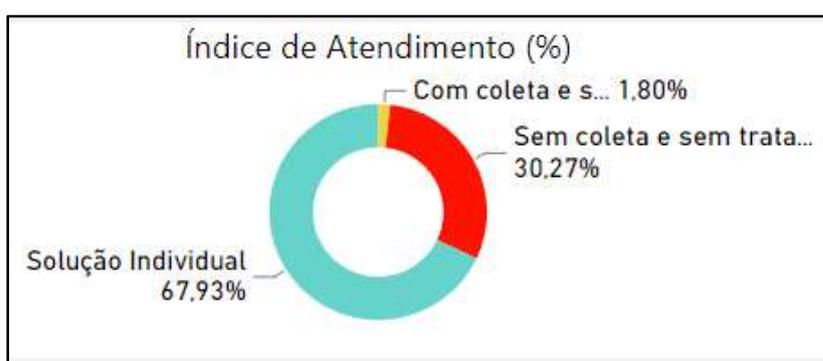


Figura 26 - Situação do esgotamento no Estado do RS.
Fonte: ANA. Disponível em: <http://atlasesgotos.ana.gov.br/>. Acesso em: 25 nov. 2021.

Ainda que uma ampla cobertura individual tenha um bom efeito mitigatório nos efeitos colaterais da falta de saneamento básico, o município acaba por se encontrar distante das metas visadas pelo novo Marco Legal. É natural pensar em um primeiro momento que a solução adotada fosse simplesmente seguir o padrão de individualizado já adotado, que até pode ser

adequado, mas ainda não é o ideal. Ainda assim, implicaria em uma série de restrições nas diretrizes urbanísticas, que levam em conta, dentre outras tantas, as condições sanitárias para a determinação da capacidade de adensamento populacional sustentável, refletindo também, em última análise, no potencial de crescimento e desenvolvimento econômico do local.

A preocupação com o saneamento no Brasil, e particularmente no Estado do RS, de certo não é recente, mas as articulações políticas e burocráticas entre as mais diversas entidades foram aceleradas nos últimos tempos pela expectativa de se alcançar as metas desse Marco Legal que está vigente. A interpretação do Ministério Público do Rio Grande do Sul, por exemplo, sobre a aplicação do novo Marco Legal do Saneamento é:

“A Lei nº 11.445/07, que instituiu as diretrizes do Saneamento Básico, trouxe uma nova perspectiva de atenção para o setor no cenário nacional, cujo maior objetivo centra-se na universalização do acesso a toda a população aos serviços e ações de abastecimento de água potável, esgotamento sanitário, drenagem das águas pluviais e limpeza urbana e resíduos sólidos. Ao poder público, titular dos serviços, incumbe o planejamento, regulação, execução e fiscalização das ações e serviços.

No que tange aos sistemas de esgotamento sanitário, a Lei traz uma priorização para a adoção dos sistemas coletivos, rede separadora absoluta, de forma que, implantada, incumbe ao proprietário ou responsável pela edificação fazer a conexão da sua edificação ou economia à rede existente, possibilitando que o esgoto sanitário possa ser coletado, transportado, tratado e disposto de forma adequada no meio ambiente. A obrigação de ligar-se à rede existente vem expressa na Lei.

Por outro lado, não existindo rede coletora, a solução técnica adequada para tratamento dos esgotos é determinada pelos chamados sistemas individuais, constituídos pelo tanque séptico, filtro e sumidouro, incumbindo ao proprietário da edificação ou seu responsável instalá-los conforme as normas técnicas (ABNT, NBR 7229/93 e 13.969/97), assim como promover a remoção periódica do lodo da fossa, de acordo com o projeto técnico ou determinação legal, valendo-se de serviços (públicos ou de terceiros) para tanto.

[...]

RESULTADOS ESPERADOS

Há, pois, efetiva necessidade, em busca da universalização do acesso ao saneamento básico e para além das metas inerentes ao planejamento ordinário, de ações específicas para regularizar, a curto prazo, o esgotamento sanitário dos municípios gaúchos.

O presente projeto institucional, portanto, objetiva alcançar:

- a) a ligação das economias à rede coletora;
- b) a fiscalização e implantação de sistemas individuais adequados.” (MPRS. Saneamento Básico – Esgotamento Sanitário. [S.I] [2020?]. Disponível em: <https://www.mprs.mp.br/areas/urbanistico/paginas/3340/>. Acesso em: 25 nov. 2021.).

Esse é um caso que ilustra como as novas disposições legais permitem e facilitam que soluções melhores podem ser adotadas quando comparadas com a situação em que a concessionária seria a única delegada para sanar o problema. Em tempos passados, o empreendedor teria que fornecer uma ETE estritamente como contrapartida, desprendendo de um grande aporte financeiro sem ter a oportunidade de operar. Agora ainda há a contrapartida sendo exigida, com a diferença de que uma operação mediante parceria público-privada pode mitigar parte do ônus do empreendedor, facilitando a implantação das infraestruturas necessárias.

9 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Através da revisão bibliográfica presente nesse trabalho foi possível abordar informações técnicas e conceitos ambientais relevantes no contexto do saneamento básico, mais especificamente sobre o tratamento dos esgotos domésticos. Existem diversas soluções bem estabelecidas na literatura que podem ser aplicadas, cada qual com suas vantagens e desvantagens construtivas, funcionais e econômicas, cabendo aos entes interessados e projetistas ponderarem sobre a viabilidade delas em cada situação.

Como parte inerente de um pré-projeto sobre infraestrutura urbana, foi preciso estudar, pelo menos de maneira introdutória, o comportamento da população, com destaque para a observância não somente do fenômeno temporal de crescimento, mas também do geográfico, promovido por migrações sazonais, que influi de maneira significativa na demanda pelo serviço de esgotamento. Complementarmente, a análise das características geográficas, físicas e climáticas do local de implantação pôde revelar aspectos importantes na escolha do tipo e na operação de uma ETE, como por exemplo a amplitude térmica a que será submetida, ou o mapeamento de possíveis corpos hídricos receptores.

O projeto básico da ETE realizado atingiu o objetivo principal de remover a matéria orgânica do esgoto doméstico, com uma eficiência teórica de 96,82% na remoção da DBO, sendo concebido para atender integralmente toda a população alvo proposta, inclusive sob o estresse sazonal observado no verão, tornando-a uma alternativa duradoura no longo prazo. A solução proposta utiliza uma tecnologia que permite equilibrar a complexidade operacional com os baixos requisitos de área, esse último, um fator interessante para as partes envolvidas.

Acerca do ponto de lançamento do efluente, muito embora não faça parte do escopo do trabalho, é importante observar que a região possui um sistema de lagoas de drenagem, no entanto, é preciso muita cautela e estudos ambientais complementares para analisar uma possível viabilidade no lançamento nesses corpos hídricos, de modo que se atenda quaisquer exigências legais da FEPAM, órgão fiscalizador estadual, principalmente no que se refere a eliminação de excesso de nutrientes. De qualquer forma, a localização sugerida para a ETE contempla algumas alternativas para a destinação do efluente que podem, e devem, ser analisadas em estudos futuros, como o próprio lançamento nas lagoas, processamento e destinação pela RS-40, ou por emissário submarino mediante tubulação no eixo de avenidas com sentido continente-oceano.

Além disso, através de uma análise dos indicadores do esgotamento sanitário no Brasil, foi possível constatar que os desafios ainda são enormes para o serviço de coleta e tratamento de esgotos. De maneira geral, há uma grande força incentivadora através do novo Marco Legal do Saneamento que pode e deve ser utilizada para atrair investimentos da esfera privada, de forma a atingir as metas estabelecidas.

Por fim, foi possível compreender que os empreendedores privados e entes públicos podem ser parceiros para atingir esses objetivos: por um lado o ente público certificando-se da extensão dos serviços a toda a comunidade, planejando o crescimento urbano, e assim garantindo o aspecto social; e por outro o empreendedor privado, rápido na aplicação de seus recursos, com capacidade de mobilização, execução e implantação de grandes projetos, e explorando seus empreendimentos de forma sustentável.

10 REFERÊNCIAS

ARAÚJO, Gabriele Mônego. **Remoção biológica de gás sulfídrico concentrado para tratamento do biogás**. 2013. Dissertação de mestrado (Engenharia de Processos). UFSM, Santa Maria, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12209**: Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. 60 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9648**: Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário. Rio de Janeiro: ABNT, 1986. 5 p.

BATISTA, Lucilene Ferreira. **Lodos gerados nas estações de tratamento de esgotos no Distrito Federal: Um estudo de sua aptidão para o condicionamento, utilização e disposição final**. 2015. Dissertação de Mestrado (Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos). UNB, Brasília, 2015.

BRASIL, Resolução CONAMA n°357, de 17 de março de 2005. **Classificação de águas, doces, salobras e salinas do Território Nacional**. Brasília, DF: Diário Oficial da União, [2005]. Disponível em: https://www.icmbio.gov.br/cepsul/images/stories/legislacao/Resolucao/2005/res_conama_357_2005_classificacao_corpos_agua_rtfeda_altrd_res_393_2007_397_2008_410_2009_430_2011.pdf. Acesso em: 22 de ago. 2021.

BRASIL, Resolução CONAMA n°430, de 13 de maio de 2011. **Dispõe sobre as condições e padrões de lançamento de efluentes**. Brasília, DF: Publicação DOU n° 92, de 16/05/2011, pág. 89.

BRASIL, Resolução CONAMA n°274, de 29 de novembro de 2000. **Define os critérios de balneabilidade em águas brasileiras**. Brasília, DF: Publicação DOU n° 18, de 25/01/2001, Seção 1, páginas 70-71 .

BRASIL. Lei n° 10.768, de 19 de novembro de 2003. **Dispõe sobre o quadro pessoal da Agência Nacional de Água e Saneamento Básico (ANA)**. Brasília, DF: Presidência da República, [2003]. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/Leis/2003/110.768.htm. Acesso: 10 de out. 2021.

BRASIL. Lei nº 11.107, de 06 de abril de 2005. **Dispõe sobre normas gerais de contratação de consórcios públicos.** Brasília, DF: Presidência da República, [2005]. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2004-2006/2005/Lei/L11107.htm. Acesso: 10 de out. 2021.

BRASIL. Lei nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007. **Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico.** Brasília, DF: Presidência da República, [2007]. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2007-2010/2007/Lei/L11445.htm. Acesso: 12 de out. 2021.

BRASIL. Lei nº 14.026, de 15 de julho de 2020. **Atualiza o marco legal do saneamento básico.** Brasília, DF: Presidência da República, [2020]. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2019-2022/2020/lei/114026.htm. Acesso: 10 de out. 2021.

BRASIL. Lei nº 9.984, de 17 de julho de 2000. **Dispõe sobre a criação da Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA).** Brasília, DF: Presidência da República, [2000]. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/LEIS/L9984.htm. Acesso: 10 de out. 2021.

CORSAN. **Manual De Procedimentos Para Projeto E Execução De Parcelamento De Solo - Anexo E - Diretrizes Técnicas.** 2016. Disponível em: <https://www.corsan.com.br/upload/arquivos/201607/29113600-manual-de-procedimentos-para-projeto-e-execucao-de-parcelamento-de-solo-rev-03-agosto-2016.pdf>. Acesso em: 15 de set. 2021.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Densidade demográfica: Censo Demográfico 2010, Área territorial brasileira.** Disponível em: <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/rs/balneario-pinhal/panorama>. Acesso em: 10 ago. 2021.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **População estimada: IBGE, Diretoria de Pesquisas, Coordenação de População e Indicadores Sociais, Estimativas da população residente com data de referência 1o de julho de 2021.** Disponível em: <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/rs/balneario-pinhal/panorama>. Acesso em: 10 ago. 2021.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **População no último censo: Censo Demográfico 2010.** Disponível em:

<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/rs/balneario-pinhhal/panorama>. Acesso em: 10 ago. 2021.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **PIB per capita: IBGE, em parceria com os Órgãos Estaduais de Estatística, Secretarias Estaduais de Governo e Superintendência da Zona Franca de Manaus – SUFRAMA**. Disponível em: <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/rs/balneario-pinhhal/panorama>. Acesso em: 10 ago. 2021.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Esgotamento sanitário adequado: Ministério do Planejamento, Desenvolvimento e Gestão**. Disponível em: <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/rs/balneario-pinhhal/panorama>. Acesso em: 10 ago. 2021.

JORDÃO, E. P.; PESSOA, C.A. **Tratamento de esgotos domésticos**. ABES, 3ª ed: 1995, 683 p.

PEARSON, H. W. **Expanding the horizons of pond technology and application in an environmentally conscious world**. Water Science and Technology, v. 33, n. 7, p. 1-9, 1996.

RIO GRANDE DO SUL. Lei complementar nº 12.100, de 28 de maio de 2004. **Institui a Aglomeração Urbana do Litoral Norte**. Porto Alegre, RS: Governo do Estado, [2004]. Disponível em: http://www.al.rs.gov.br/legis/M010/M0100099.asp?Hid_Tipo=TEXTO&Hid_TodasNormas=1448&hTexto=&Hid_IDNorma=1448. Acesso em 01 de set. 2021.

RIO GRANDE DO SUL. Resolução nº 54 de 04 de março de 2009, **Aprova o Enquadramento das Lagoas da Bacia Hidrográfica do Rio Tramandaí**. Porto Alegre, RS: Governo do Estado, [2009]. Disponível em: <https://sema.rs.gov.br/upload/arquivos/201803/13115736-resolucao-crh-54-2009-aprova-enquadramento-das-lagoas-da-bacia-do-rio-tramandai.pdf>. Acesso em: 15 de set. 2021.

RIO GRANDE DO SUL. Resolução nº 355 de 19 de julho de 2017, **Dispõe sobre os critérios e padrões de emissão de efluentes líquidos para as fontes geradoras que lancem seus efluentes em águas superficiais no Estado do RS**. Porto Alegre, RS: Governo do Estado, [2017]. Disponível em: <https://www.sema.rs.gov.br/upload/arquivos/201707/19110149-355-2017-criterios-e-padroes-de-emissao-de-efluentes-liquidos.pdf>. Acesso em: 15 de set. 2021.

RIO GRANDE DO SUL. Resolução nº 50 de 06 de novembro de 2008, **Aprova o enquadramento das águas das bacias hidrográficas dos rios Caí, Pardo, Tramandaí e do**

Lago Guaíba. Porto Alegre, RS: Governo do Estado, [2008]. Disponível em: <https://www.sema.rs.gov.br/upload/arquivos/201708/22151357-resolucao-crh-50-2008-aprova-enquadramento-das-bacias-dos-rios-cai-pardo-tramandai-e-lago-guaiba.pdf>. Acesso em: 11 de set. 2021.

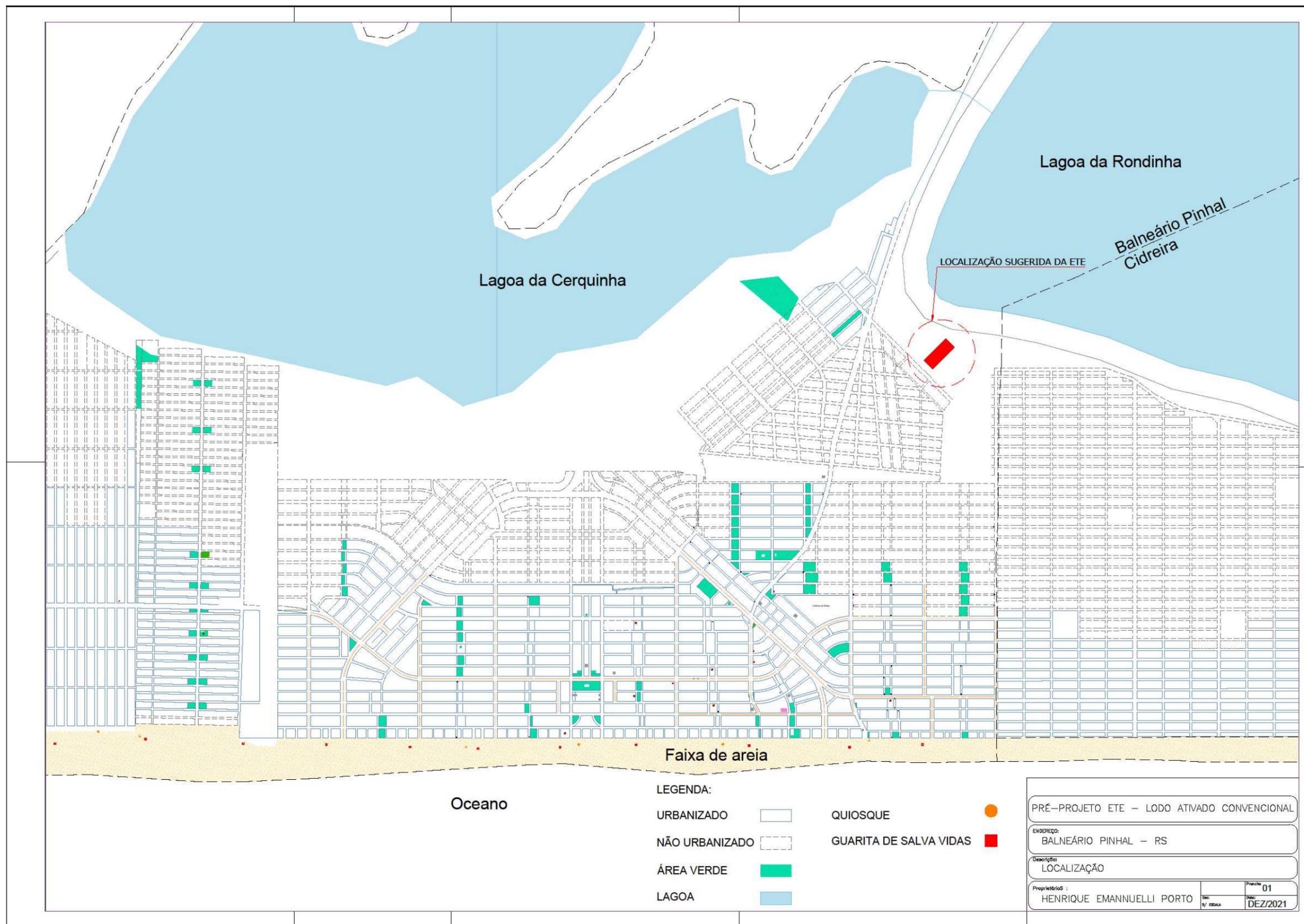
SEBRAE. **Perfil das cidades gaúchas - Balneário Pinhal.** 2020. Apresentação de Power Point. Disponível em: https://datasebrae.com.br/municipios/rs/Perfil_Cidades_Gauchas-Balneario_Pinhal.pdf. Acesso em: 30 de ago. 2021.

VERDELIO, Andreia. **Veja as principais mudanças no novo Marco Legal do Saneamento.** Agência Brasil, 2020. Disponível em: <<https://agenciabrasil.ebc.com.br/saude/noticia/2020-07/veja-principais-mudancas-no-novo-marco-legal-do-saneamento/>>. Acesso em: 20 de out. de 2020.

VON SPERLING, Marcos. **Biological Wastewater Treatment Series.** Londres: IWA Publishing, 2007. 6v.

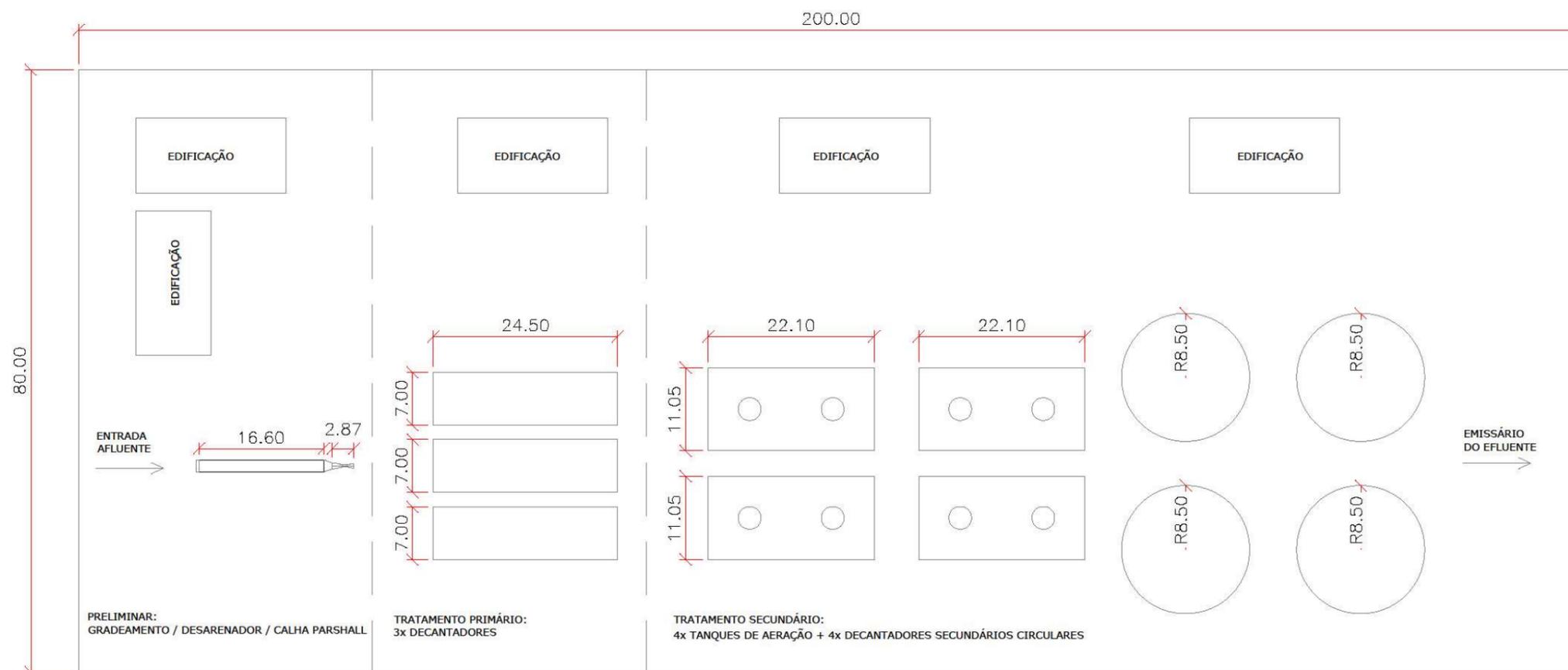
VON SPERLING, Marcos; **Introdução à qualidade das águas e tratamento de esgotos.** Belo Horizonte: SEGRAC, 1995.

11 ANEXO A – PLANTAS E DETALHES

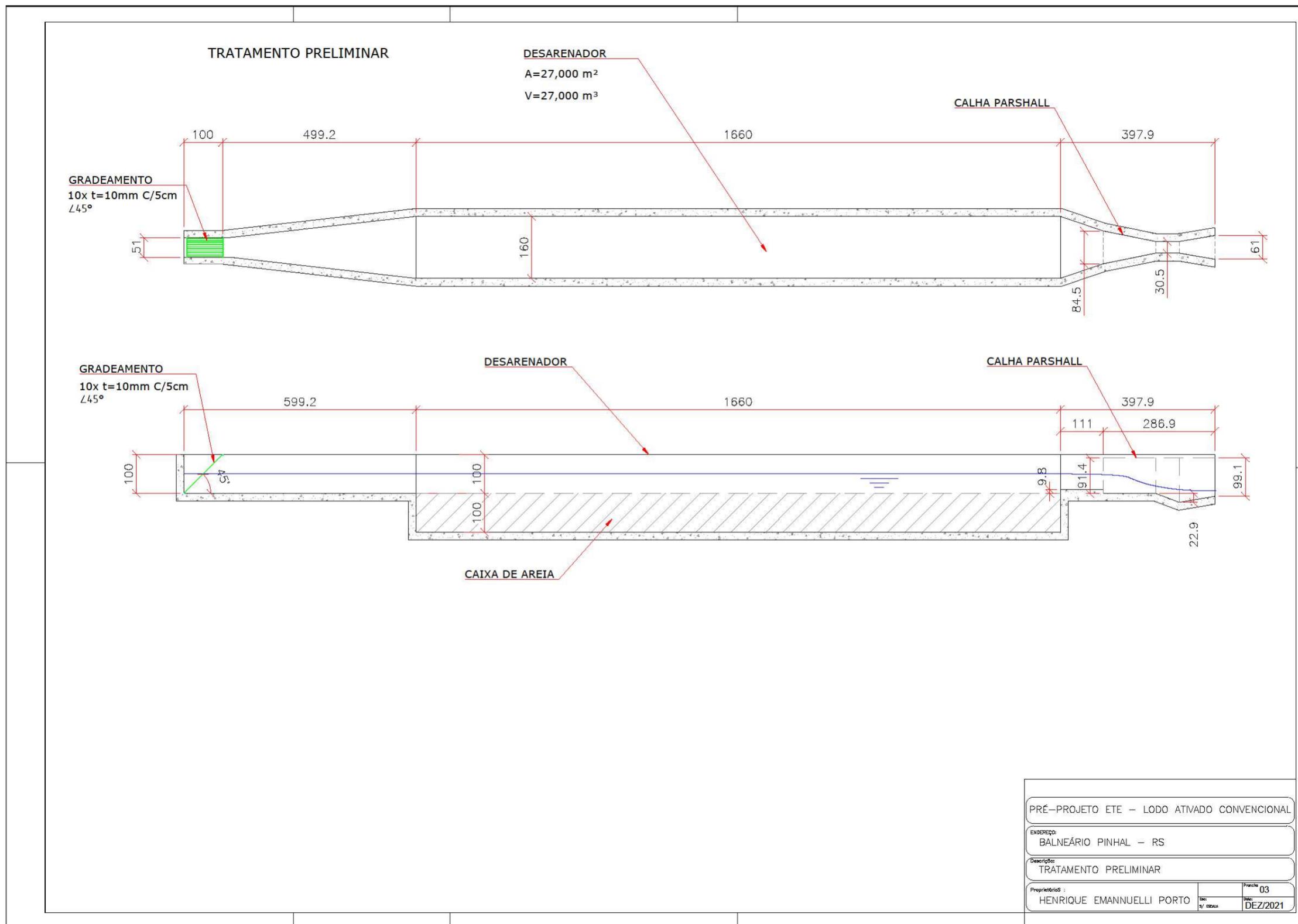


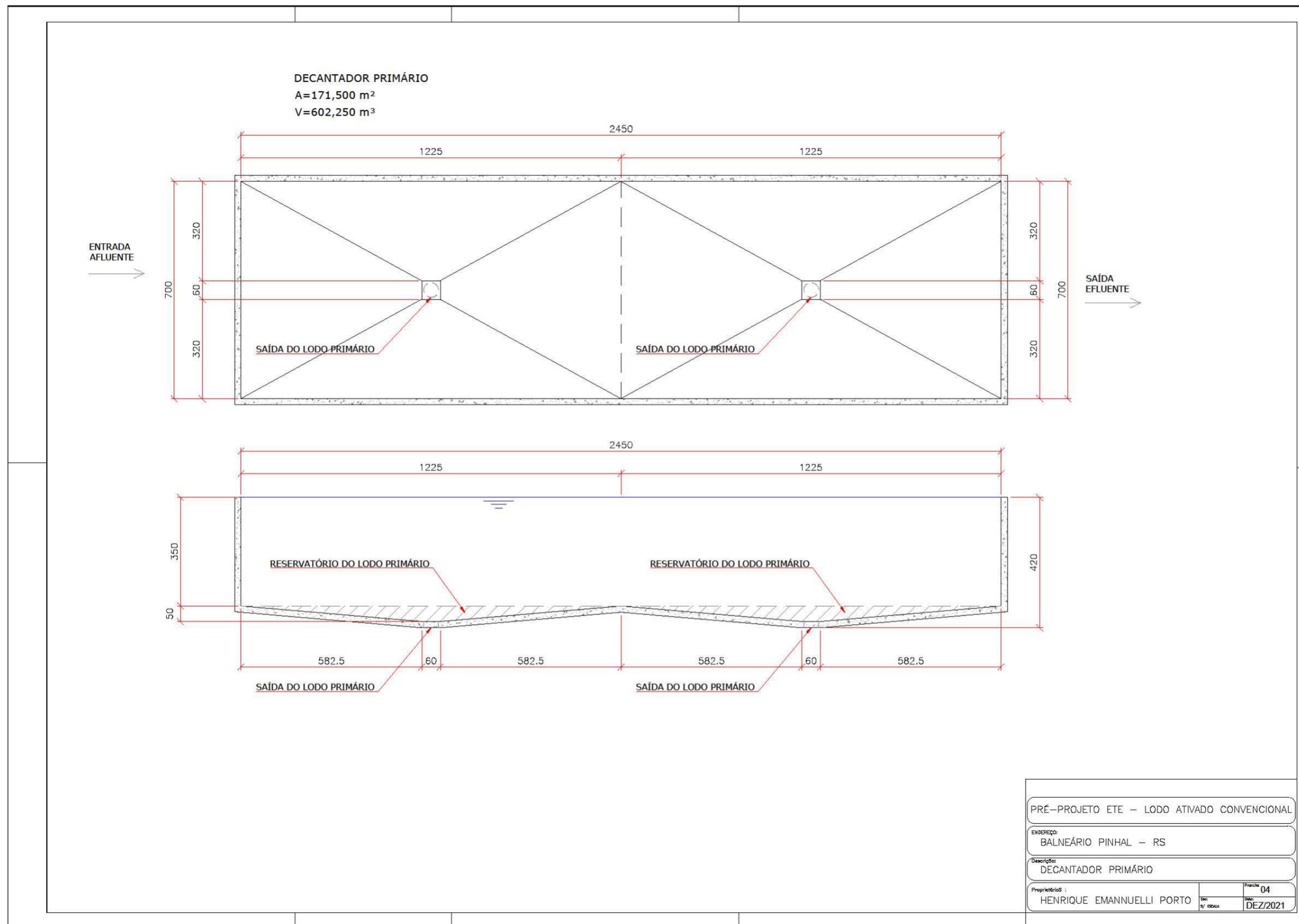
ETE - LODO ATIVADO CONVENCIONAL: LAYOUT GERAL

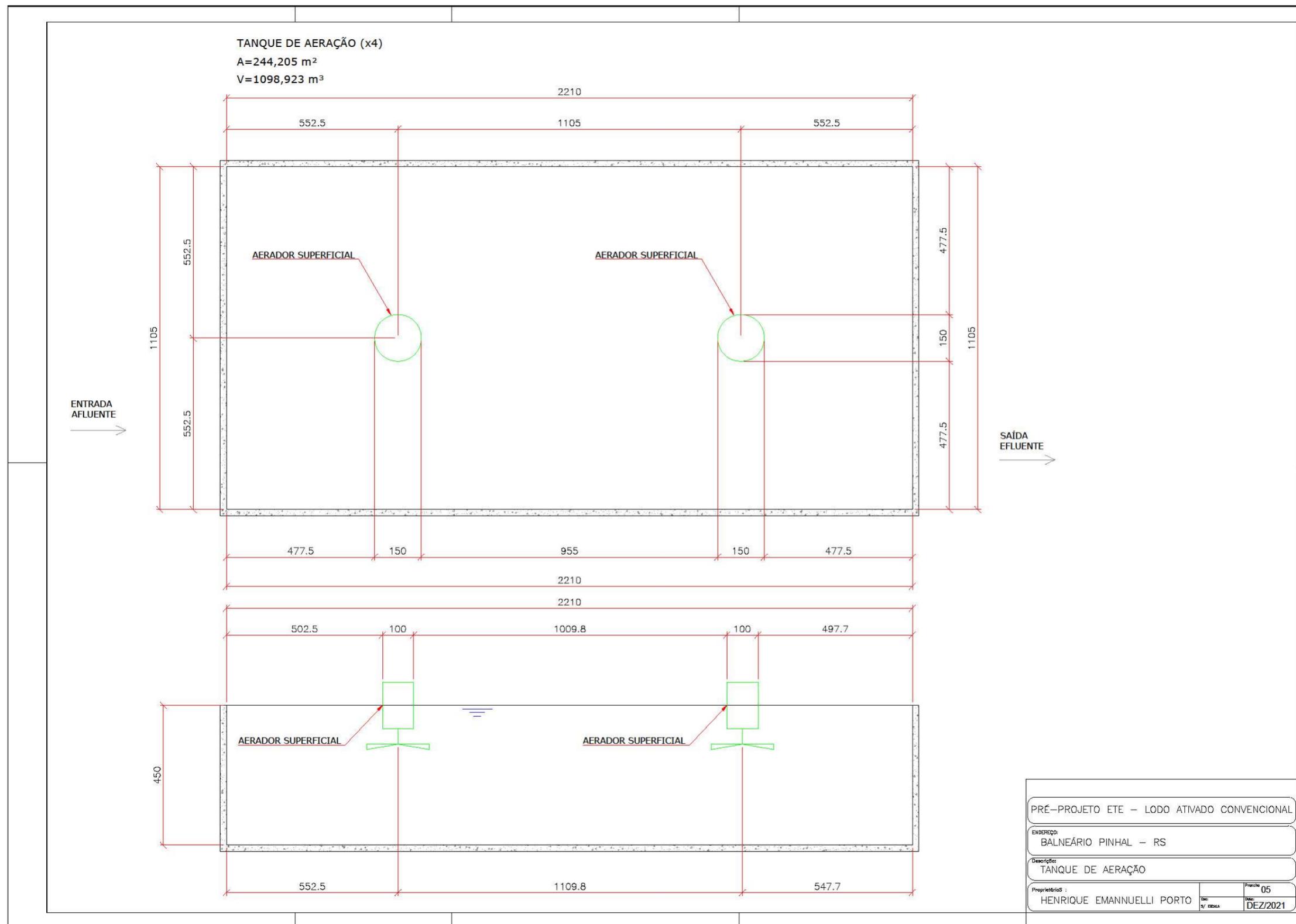
A=16.000 m²



PRÉ-PROJETO ETE - LODO ATIVADO CONVENCIONAL	
Endereço: BALNEÁRIO PINHAL - RS	
Descrição: LAYOUT GERAL	
Proprietário: HENRIQUE EMANUELLI PORTO	Planta: 02
Esc: /	Data: DEZ/2021

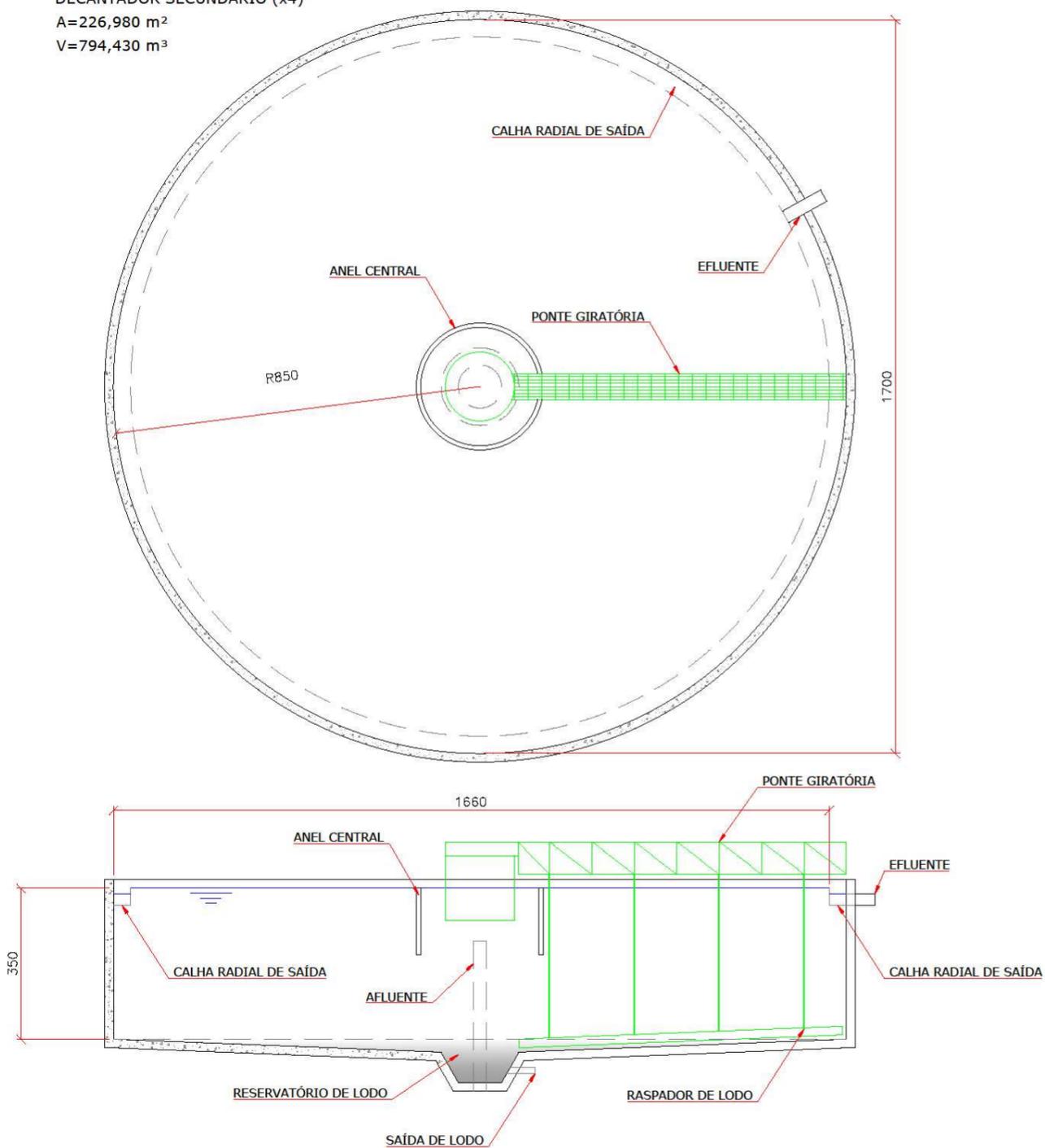






PRÉ-PROJETO ETE - LODO ATIVADO CONVENCIONAL		
Endereço: BALNEÁRIO PINHAL - RS		
Descrição: TANQUE DE AERAÇÃO		
Proprietário: HENRIQUE EMANUELLI PORTO	Esc: 15/02/2021	Parcela: 05 Data: DEZ/2021

DECANTADOR SECUNDÁRIO (x4)
 A=226,980 m²
 V=794,430 m³



PRÉ-PROJETO ETE - LODO ATIVADO CONVENCIONAL		
ENDEREÇO: BALNEÁRIO PINHAL - RS		
DESCRIÇÃO: DECANTADOR SECUNDÁRIO		
Proprietário:	HENRIQUE EMANUELLI PORTO	06
15/08/2021		DEZ/2021