



UNIVERSIDADE FEDERAL DA FRONTEIRA SUL
CAMPUS ERECHIM
ENGENHARIA AMBIENTAL E SANITÁRIA

RAFAEL PAZZA

DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE
ESGOTO (ETE) NO MUNICÍPIO DE GAURAMA - RS

ERECHIM
2022

RAFAEL PAZZA

**DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE
ESGOTO (ETE) NO MUNICÍPIO DE GAURAMA - RS**

Trabalho de conclusão de curso apresentado na
Universidade Federal da Fronteira Sul – UFFS
como requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Ambiental e Sanitária.

Orientadora: Prof^a. Dra. Clarissa Dalla Rosa

Coorientadora: Prof^a. Dra. Gean Delise Leal
Pasquali

ERECHIM

2022

Ficha Catalográfica

Pazza, Rafael

Dimensionamento de uma Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) no município de Gaurama - RS / Rafael Pazza. -- 2022.

102 f.

Orientadora: Dra Clarissa Dalla Rosa

Co-orientadora: Dra Gean Delise Leal Pasquali

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Universidade Federal da Fronteira Sul, Curso de Bacharelado em Engenharia Ambiental e Sanitária, Erechim,RS, 2022.

1. Lodo Ativado. 2. Esgoto Sanitário. 3. Disposição final de efluente. I. Rosa, Clarissa Dalla, orient. II. Pasquali, Gean Delise Leal, co-orient. III. Universidade Federal da Fronteira Sul. IV. Título.

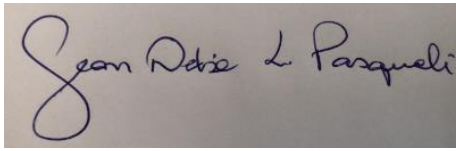
RAFAEL PAZZA

**DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE
ESGOTO (ETE) NO MUNICÍPIO DE GAURAMA - RS**

Trabalho de conclusão de curso de graduação apresentado como requisito para obtenção de grau de Bacharel em Engenharia Ambiental e Sanitária da Universidade Federal da Fronteira Sul.

Este trabalho de conclusão de curso foi defendido e aprovado pela banca em:
18/08/2022

Prof. Dra. Clarissa Dalla Rosa
Orientadora



Gean Delise Leal Pasquali
UFFS



Roberto Valmir da Silva
UFFS



Helen Treichel
UFFS

RESUMO

O esgotamento sanitário é uma das condições básicas de saneamento ambiental, prevenindo doenças, proliferação de vetores e contaminação do solo, cursos hídricos e até mesmo bacias hidrográficas, entretanto, a muitos municípios do país não possuem o essencial para a saúde pública.

Muitos lugares já fazem a coleta de esgoto, sendo ela, doméstica ou industrial, no entanto, não fazem um tratamento adequado, ou seja, esgoto não tratado acaba por ter destino os cursos hídricos, ocorrendo assim a poluição dos mesmos. Desta forma, afetando o meio aquático e a saúde das pessoas.

Pela razão de saúde pública, foi dimensionado uma ETE para o município de Gaurama, o qual, não possui um sistema de tratamento de esgoto, nem sistema de rede coletora. O município foco deste estudo possui uma extensão territorial de 204.261 km², com uma população de 5.447 pessoas. Para o projeto de dimensionamento e escolha do sistema de tratamento foi levado em conta o tamanho populacional e a área que seria destinada para sua instalação.

Com esses critérios de escolha e estudos já realizados, foi definido uma estação de tratamento de esgoto com sistema de lodos ativados, por possuírem uma alta porcentagem de remoção de DBO, necessitarem de uma área reduzida para sua construção, juntamente com um tempo de detenção hidráulico pequeno e o fator da recirculação da biomassa produzida, tendo uma maior eficiência e a necessidade da disponibilização de uma área reduzida.

Pelos motivos citados acima, foi proposto, para o trabalho de conclusão de curso, fazer o projeto de dimensionamento de uma estação de tratamento de esgoto (ETE) para o município de Gaurama, sendo que, atualmente, uma parcela do esgoto produzido, é destinado para fossas sépticas, mas em sua maioria, é destinado para cursos hídricos, sem tratamento.

O dimensionamento da estação mostrou uma eficiência na remoção de DBO de 97,67%, sendo necessário um total de 290 m² para sua instalação. Para o processo de desinfecção foi proposto neste estudo a adição de dióxido de cloro, juntamente com a desnitrificação e a remoção de fósforo por precipitação química. Para a destinação final do lodo, optou-se pelo descarte em aterros sanitários.

Palavras-chave: Lodo Ativado, Esgoto sanitário, Disposição final de efluente.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Fluxograma da estrutura de apresentação do trabalho.....	3
Figura 2: Localização do município de Gaurama	4
Figura 3: Esquema do sistema do lodo ativado.....	14
Figura 4: Curva de crescimento bacteriano.....	15
Figura 5: Relação dos habitantes para determinação do consumo <i>per capita</i>	26
Figura 6: Partes constituintes de um sistema de abastecimento de água.....	26
Figura 7: Espaçamento entre as barras	27
Figura 8: Seção transversal típica das barras	28
Figura 9: Fator β em função da seção da barra	28
Figura 10: Concentração de saturação de oxigênio	35
Figura 11: Pontos possíveis para a instalação da ETE	40
Figura 12: Velocidade das partículas relacionando altura e comprimento do desarenador	49

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Valores máximos para os parâmetros inorgânicos	8
Tabela 2: Valores máximos para os parâmetros orgânicos	9
Tabela 3: Síntese de tratamento.....	9
Tabela 4: Principais parâmetros físico-químicos	10
Tabela 5: Parâmetros físico, químicos e microbiológicas	11
Tabela 6: Definição de parâmetros para dimensionamento do biorreator	13
Tabela 7: Crescimento populacional em Gaurama-RS.....	25
Tabela 8: Valores dos coeficientes K1 e K2	26
Tabela 9: Dimensões da calha Parshall	29
Tabela 10: Largura e valores de K e n da calha Parshall	29

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
ANA	Agência Nacional das Águas;
DBO	Demanda Bioquímica de Oxigênio;
C	Carbono;
DN	Diâmetro Nominal;
DQO	Demanda Química de Oxigênio;
ETA	Estação de Tratamento de Água;
ETE	Estação de Tratamento de Esgoto;
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística;
IDH	Índice de Desenvolvimento Humano;
Kg	Quilograma;
L/s	Litros por segundo;
Mg/L	Miligrama por litro
MO	Matéria Orgânica;
N2	Nitrogênio;
NBR	Norma Brasileira;
NTK	Nitrogênio Total Kjeldahl;
OD	Oxigênio Dissolvido;
P	Fosfato;
PAO	Acumuladores de Polifosfato;
PHA	Polihidroxialcanoatos
PNRS	Política Nacional de Resíduos Sólidos;
SS	Sólidos Suspensos;
SST	Sólidos Suspensos Totais;
SES	Sistema de Esgotamento Sanitário;
UASB	<i>Upflow Anaerobic Sludge Blanket.</i>

SUMÁRIO

1. Introdução	1
1.1 Objetivos.....	2
1.1.1 Objetivos Gerais.....	2
1.1.2 Objetivos Específicos	3
1.2 Estrutura de Apresentação	3
2. Revisão Bibliográfica	4
2.1 Local de Estudo	4
2.2 Estudo Preliminar.....	5
2.3 Etapas do Tratamento	5
2.4 Alternativa de Tratamento.....	9
2.4.1 Lodos Ativados.....	12
2.4.2 Remoção de Nutrientes.....	16
2.4.2.1 Nitrificação	17
2.4.2.2 Desnitrificação	18
2.4.2.3 Fósforo.....	19
2.4.2.4 Cloração	20
2.4.3 Disposição Final	21
2.4.3.1 Disposição no solo.....	21
2.4.3.2 Disposição em aterro sanitário	21
2.4.3.3 Disposição em landfarming.....	22
2.4.3.4 Incineração	22
2.4.3.5 Alternativas sustentáveis	23
3. Metodologia.....	25
3.1 Métodos para estimativa de crescimento populacional.....	25
3.2 Método para estimativa de vazão	25
3.3 Metodologia para dimensionamento do Tratamento Preliminar.....	27

3.3.1 Metodologia para dimensionamento do gradeamento	27
3.3.2 Metodologia para dimensionamento do desarenador	28
3.3.3 Metodologia para seleção e dimensionamento da calha Parshall	29
3.4 Metodologia para dimensionamento do Tratamento Primário	30
3.5 Metodologia para dimensionamento do Tratamento Secundário.....	30
3.5.1 Metodologia para dimensionamento do reator aeróbio	30
3.5.1.1 Taxa de utilização máxima de substrato	31
3.5.1.2. Constante de saturação (K_s)	31
3.5.1.3 Coeficiente de respiração endógena (K_d).....	31
3.5.1.4 Concentração afluente DBO (S_0)	31
3.5.1.5 Atitude da cidade de Gaurama – RS (H)	31
3.5.1.6 Tempo de detenção hidráulico (t)	32
3.5.1.7 Relação alimento/microrganismos (A/M)	32
3.5.1.8 Volume do tanque de aeração.....	32
3.5.1.9 Profundidade, comprimento e largura do tanque de aeração	32
3.5.1.10 Taxa de utilização do substrato	32
3.5.1.11 Idade do lodo	32
3.5.1.12 Carga de DBO aplicada	33
3.5.1.13 Oxigênio requerido.....	33
3.5.1.14 Produção líquida de lodo	33
3.5.1.15 Relação de recirculação do lodo.....	33
3.5.1.16 Descarte do lodo.....	33
3.5.1.17 Eficiência efetiva na transferência de oxigênio ...	34
3.5.1.18 Potência dos reatores	35
3.5.1.19 Determinação dos aeradores.....	35

3.5.1.20 Eficiência na remoção de DBO	35
3.5.1.21 Tubulação de entrada e saída	36
3.5.1.22 Comporta de saída	36
3.5.2 Metodologia para o dimensionamento do decantador primário	36
3.5.2.1 Área superficial	37
3.5.2.2 Altura	37
3.5.2.3 Volume.....	37
3.5.2.4 Inclinação do fundo do decantador.....	38
3.5.2.5 Tempo de detenção hidráulica.....	38
3.5.2.6 Área utilizada pelo decantador	38
3.6 Desinfecção	38
3.7 Destinação final	39
3.8 Escolha do local para instalação da ETE.....	39
4. Resultados e discussão.....	41
4.1 Determinação do crescimento populacional	41
4.2 Determinação da vazão	42
4.3 Dimensionamento do tratamento preliminar	44
4.3.1 Dimensionamento do gradeamento	44
4.3.2 Dimensionamento do desarenador	49
4.3.3 Dimensionamento da calha Parshall.....	53
4.4 Dimensionamento do Tratamento Secundário.....	61
4.4.1 Dimensionamento do reator aeróbio	61
4.4.1.1 Taxa de utilização máxima de substrato.....	61
4.4.1.2 Tempo de detenção hidráulico (t)	62
4.4.1.3 Relação alimento/microrganismos (A/M)	63
4.4.1.4 Volume do tanque de aeração.....	64

4.4.1.5 Profundidade, comprimento e largura do tanque de aeração	64
4.4.1.6 Taxa de utilização do substrato	65
4.4.1.7 Idade do lodo	66
4.4.1.8 Carga de DBO aplicada	66
4.4.1.9 Oxigênio requerido	67
4.4.1.10 Produção líquida de lodo	69
4.4.1.11 Relação de recirculação do lodo.....	70
4.4.1.12 Descarte do lodo.....	71
4.4.1.13 Eficiência efetiva na transferência de oxigênio ...	72
4.4.1.14 Potência dos reatores	74
4.4.1.15 Determinação dos aeradores.....	75
4.4.1.16 Eficiência na remoção de DBO	75
4.4.1.17 Tubulação de entrada e saída	76
4.4.1.18 Comporta de saída	76
4.4.2 Dimensionamento do decantador primário.....	77
4.4.2.1 Área superficial	77
4.4.2.2 Tempo de detenção hidráulica.....	79
4.5 Desinfecção	79
4.6 Destinação Final	80
5. Conclusão	81
5.1 Sugestões para trabalhos futuros	81
6. Referências	83

1. Introdução

Uma grande parcela da água tratada que abastece uma residência retorna em forma de água servida, também conhecido como esgoto, pois a água que vem de uma Estação de Tratamento de Água (ETA) é utilizada para diversos fins, como por exemplo, tomar banho, lavar roupa, dar descarga e vários outros usos, e por causa desta alteração da água tratada é necessário ter um processo de tratamento do esgoto, para que se devolva para a natureza um líquido que não polua ou contamine o meio ambiente (CESAN, 2013).

As condições sanitárias básicas são definidas pela Lei nº 11.445 de 5 de janeiro 2007 como uma coleção de serviços, infraestrutura e instalações operacionais em quatro áreas, abastecimento de água potável, esgoto doméstico, limpeza urbana, gestão de resíduos sólidos e descarte, e gerenciamento de água da chuva (Brasil, 2007).

O esgoto é água e matéria orgânica (fezes, urina e água de serviços de limpeza), sendo que, 99% do volume de esgoto pode ser água e mais de 1% pode ser matéria orgânica. Quando o domicílio não possui rede coletora de esgoto, o proprietário utiliza uma fossa séptica ou uma conexão diretamente à rede pluvial ou destina de forma irregular, ocorrendo o despejo do esgoto diretamente em valas, riachos, rios e praias. Este comportamento pode agravar e poluir o meio ambiente e a saúde pública (CESAN, 2013).

De acordo com a Lei nº 11.445 de 5 de janeiro 2007, o esgotamento sanitário é um conjunto de atividades, que levam em consideração desde a captação, tratamento e a disposição final do efluente no meio ambiente.

Segundo a ANA, Agência Nacional das Águas (2022), no Brasil, 43% da população faz coleta e tratamento de esgoto, e 12% usa fossa séptica, ou seja, 55% consideram o tratamento adequado, 18% do esgoto que é coletado não tratado, considerado um serviço instável e 27% não coleta ou processa, ou seja, não possui o auxílio dos serviços de coleta sanitária. O histórico de saúde do país mostra que se as contribuições financeiras para a infraestrutura não instalam a capacidade institucional adequada no município e não consideram a especificidade das soluções necessárias pelos seguintes motivos, as operações de coleta e tratamento de esgoto podem não produzir o efeito esperado em função da capacidade de diluição do receptor.

O município de Gaurama, pertencente ao estado do Rio Grande do Sul, não possui um plano diretor, tampouco, uma Estação de Tratamento de Esgoto (ETE), não sendo possível estimar o crescimento industrial devido à falta de dados disponibilizados pela prefeitura do município.

A escolha do método de tratamento de um afluente, realizado em uma ETE depende de suas características físicas, químicas e biológicas (SABESP, 2022).

Para Von Sperling (1996) o tratamento de esgotos pode ser dividido em etapas, sendo essas, tratamento preliminar, primário, secundário e terciário. O tratamento preliminar tem por objetivo a remoção dos sólidos grosseiros, através de meios físicos, podendo ser um exemplo, o gradeamento. O tratamento primário representa o tratamento físico-químico, removendo sólidos sedimentáveis e parte da matéria orgânica.

O tratamento secundário representa o tratamento biológico, ou seja, a degradação biológica de compostos carbonáceos e nutrientes, como nitrogênio e fósforo. Caso esse tratamento não remova, nos limites, estabelecidos pelo órgão ambiental, é necessário fazer o tratamento terciário, sendo esse, o tratamento de patogênicos pela desinfecção, podendo ser utilizando dióxido de cloro, ozônio e até mesmo radiação ultravioleta (VON SPERLING, 1996).

Segundo Ferreira (2017), a escolha do método que será aplicado deve suprir as necessidades da população, juntamente com os requisitos ambientais. Deve ser observado, junto a isso, o nível de eficiência desejado, a área disponível para a implantação do sistema, o custo, complexidade de implantação e operação dos processos, a produção e disposição de lodos e a dependência de insumos externos.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivos Gerais

O objetivo geral deste trabalho consiste em indicar e dimensionar o melhor sistema de tratamento para uma Estação de Tratamento de Esgoto para o município de Gaurama – RS.

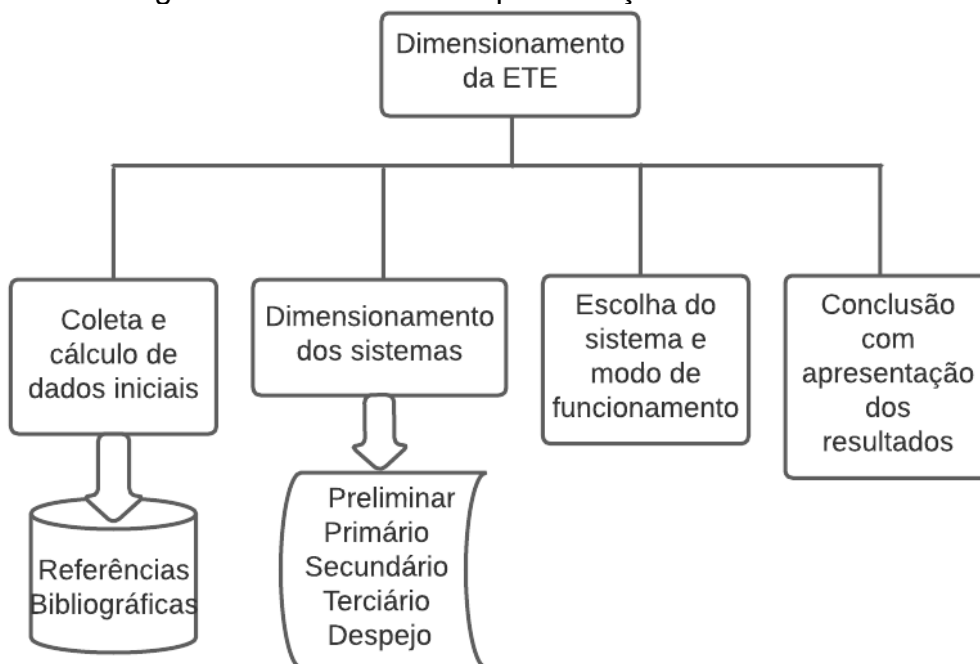
1.1.2 Objetivos Específicos

- a) Realizar o dimensionamento de uma ETE para o município de Gaurama com uma estimativa populacional para 20 anos;
- b) Indicar um sistema de tratamento que atenda às necessidades básicas de saneamento ao município;
- c) Determinar condições de projetos reais e que estejam de acordo com as normativas de dimensionamentos e tratamento.

1.2 Estrutura de apresentação do trabalho

A estrutura do trabalho será apresentada por um fluxograma, o qual é possível visualizar na Figura 1.

Figura 1: Fluxograma da estrutura de apresentação do trabalho.



Fonte: Autoria própria (2022).

2. Revisão Bibliográfica

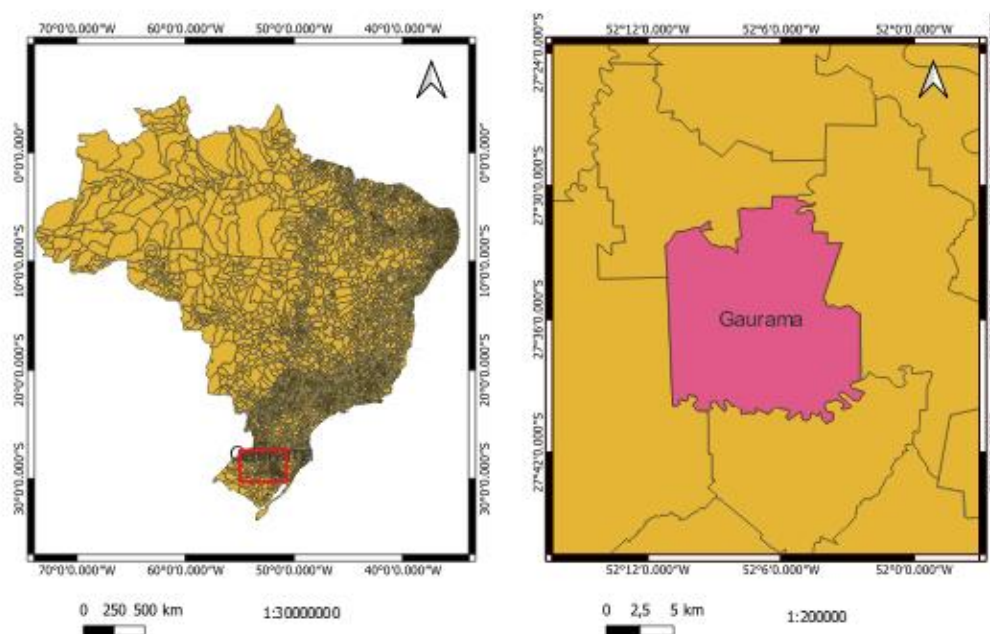
2.1 Local de Estudo

Atualmente o município de Gaurama está localizado ao norte do estado do Rio Grande do Sul, pertencendo a região de planalto, podendo ser visualizado na Figura 2, estando sob a bacia do Alto Uruguai, com altitude superior a 700 metros (IBGE, 2022).

O município de Gaurama, chamado de Estação Barro, possui ligação com a ferrovia São Paulo – Rio Grande, construída em 1907, no qual, ocorria a comercialização de terras, tendo a movimentação de migrantes e imigrantes. O desenvolvimento do município se deu no entorno da ferrovia, no qual a economia começou a se desenvolver em 1920, com a venda de produtos básicos para os colonos. Esses produtos eram querosene, sal, banha, ferramentas, tecidos e outros produtos (GAURAMA, 2022).

Figura 2: Localização do município de Gaurama.

MAPA DE LOCALIZAÇÃO: MUNICÍPIO DE GAURAMA / RS - BRASIL



Fonte: Autoria própria (2022).

Segundo índices do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE (2022), sua extensão territorial é de 204.261 km², tendo uma população estimada

de 5.447 pessoas, com uma densidade populacional de 28,70 hab/km². O último censo do IBGE, sendo este em 2010, apresentou para o município de Gaurama, um IDH de 0,738, juntamente com uma porcentagem de 53% de esgotamento sanitário. Ainda segundo o último censo, o município possui uma escolarização de 99,2% e um PIB per capita, em 2019 de 42.608,84 R\$.

2.2 Estudo preliminar

De acordo com Von Sperling (1996) o tratamento preliminar é a parte fundamental do tratamento, sendo necessário, alguns dados para se iniciar o dimensionamento, como por exemplo, a população estimada de projeto, sendo esta, a população para daqui 20 anos, juntamente com sua vazão de operação.

Alguns métodos para estimativa populacional, são eles: crescimento aritmético; crescimento geométrico; regressão multiplicativa, entre outros métodos referenciados (VON SPERLING, 1996). A partir desses métodos foi aplicado o método do crescimento geométrico. Este método convencionalmente é utilizado para pequenas populações, como é o caso do município de Gaurama.

Tsutiya (2006) comenta sobre o método de estimativa populacional, sendo este, o método de crescimento geométrico, o qual considera para iguais períodos de tempo a mesma porcentagem de aumento da população, ou seja, pressupõe que o crescimento da população é proporcional a população existente em um determinado ano, considerando que o logaritmo da população varia linearmente com o tempo.

O período de projeto afeta a economia e a operação da estação, devido a esses fatores, o período de dimensionamento deve ser relativamente curto, em torno de 20 anos (VON SPERLING, 1996), adotando-se então, o período de projeto para o ano de 2042.

2.3 Etapas do Tratamento

Segundo os autores Santos (2007) e Tonetti, *et al* (2018), o tratamento preliminar é usado principalmente para remover sólidos grosseiros e areia. Os mecanismos utilizados para este tratamento são de natureza física, como peneiramento e assentamento. Além disso, um medidor de vazão geralmente é

instalado na entrada do sistema. A composição de tratamento mais comum é uma grade para reter os sólidos grossos, então há um desarenador, e por fim um medidor de vazão. Para Von Sperling (1996) a principal função do pré-processamento é proteger os dispositivos subsequentes, sejam eles tubulações, bombas, equipamentos de transporte de esgoto e o corpo receptor do efluente tratado.

Conforme Gehling (2017) o tratamento primário de esgoto tem como objetivo a remoção de sólidos suspensos e sedimentáveis, incluindo a Matéria Orgânica (M.O.), tendo uma redução da quantidade de Demanda Biológica de Oxigênio (DBO). As remoções de Sólidos Suspensos (SS) e DBO na fase primária, segundo Metcalf e Eddy (2003) variam, respectivamente, entre 50% a 70% e 25% a 40%. Já para Pacheco e Jordão (1995), as faixas de remoções variam entre, 40% a 60% de SS e 25% a 35% de DBO.

O tratamento primário é projetado para remover sólidos sedimentáveis por meio de decantadores. Esses sólidos que se acumulam no fundo do decantador são chamados de lodo primário e, após a separação, são encaminhados para outras unidades de tratamento responsáveis pela sua densificação, biodigestão, secagem e destinação final adequada. Além dos sólidos sedimentáveis, o tratamento primário precipitável também remove o acúmulo presente na parte superior do decantador, os sólidos flutuantes, os quais, geralmente são ricos em óleos e gordura (graxa), sendo que este material também retirado é encaminhado para outras unidades responsáveis pelo tratamento especial do lodo primário. O esgoto é então direcionado para a próxima etapa do tratamento, chamada de tratamento secundário (TONETTI, *et al.* 2018).

O tratamento secundário é responsável pela remoção da matéria orgânica presente no efluente, nas formas de DBO solúvel e em suspensão, representando, respectivamente, partículas que não podem ser removidas por processos físicos e, as removidas majoritariamente no processo primário (VON SPERLING, 1996)

Tonetti, *et al* (2018) descreve ainda que o tratamento secundário é responsável pela degradação da matéria orgânica dissolvida no esgoto, que é feita por uma unidade de tratamento biológico, na qual, bactérias e outros microrganismos se alimentam de matéria orgânica, retirando-a do esgoto. Tais

microrganismos formam uma porção sólida chamada lodo secundário. Esses sólidos devem passar por outras unidades para sua consolidação, digestão, secagem e disposição final.

Embora várias fábricas ainda utilizem lagoas aeradas para o processamento de efluentes secundários, a maioria das plantas novas e modernas já possuem aplicações biotecnológicas mais complexas, como uma instalação que trata o esgoto através de um sistema de lodo ativado. Os tanques de aeração são cada vez mais utilizados, com menor carga poluente, mais fácil de tratar, devido a maior biodegradabilidade de compostos orgânicos presentes em águas residuais (FOELKEL, 2014).

O processo do lodo ativado, segundo Foelkel (2014), consiste principalmente em acelerar a oxidação e biodegradação de matéria orgânica dissolvida em água, através de um aumento significativo da população microbiana, sendo realizada em tanques de oxidação ou biorreatores. O processo é baseado no mesmo princípio onde ocorre naturalmente em corpos receptores, em presença de oxigênio, porque os microrganismos envolvidos são aeróbicos. Este tipo de processo de biodegradação, também é conhecido como oxidação biológica da matéria orgânica. Com o uso de oxigênio, os microrganismos especialmente aeróbicos, respiram e decompõem a matéria orgânica poluente, que são usados como alimento. Com isso, eles obtêm a energia necessária para o metabolismo celular e o carbono, os quais, são usados na formação de novas células.

Cesan (2016) e Santos (2007) analisaram que a atuação de microrganismos forma flocos denominados lodo ativado ou lodo biológico, sendo que parte do lodo retorna ao processo, tendo uma circulação das bactérias, aumentando sua concentração, e a outra parte é enviada para desagüe e destinação em aterro ou outro tratamento específico, tendo o efluente tratado enviado para o rio.

Conforme Santos (2007), tornou-se necessário e evidente que uma redução de volume pode ser alcançada por meio do aumento da concentração de biomassa em suspensão no meio líquido, ou seja, quanto mais microrganismos houver em suspensão, maior será a sua atividade para obter alimento, e com isso, maior a eficiência do sistema.

Para o sistema de lodos ativados, as unidades essenciais são, tanque de aeração, tanque de decantação e elevatória de recirculação do lodo, tendo que, a concentração dos sólidos em suspensão presente no tanque de aeração é de 10 vezes superior à de uma lagoa aerada de mistura completa. Ainda, possui baixo tempo de detenção, está em uma ordem de 6 a 8 horas, necessitando uma área reduzida para sua implementação. Com a recirculação esse tempo é aumentado, na ordem de 4 a 10 dias, garantindo ao lodo ativado, a elevada eficiência (SANTOS, 2007).

Por ter uma elevada recirculação de sólidos com o aumento de bactérias, se faz necessário, a presença de mecanismos de controle para que o sistema fique em equilíbrio, pois o aumento progressivo de microrganismos gera uma demanda excessiva por oxigênio e alimento, prejudicando o tratamento dos sólidos. Por esse motivo, necessita-se mão-de-obra especializada para operação e os gastos elétricos são mais acentuados, se comparados com o sistema de lagoa aerada (SANTOS, 2007).

O tratamento terciário, sendo a última etapa do tratamento, objetiva a remoção de poluentes específicos, sendo eles, compostos tóxicos e não biodegradáveis e, a remoção complementar, ou seja, retirar os poluentes que não foram suficientemente retirados no tratamento secundário (FERREIRA, 2017).

Nesta etapa do processo, os compostos retirados são nutrientes, sendo eles, nitrogênio e fósforo (TONETTI, *et al.*, 2018). Também ocorre a desinfecção do esgoto tratado, sendo essa etapa, pouco usual nas ETEs do Brasil. O esgoto tratado, normalmente, é lançado em corpos de água, porém, deve possuir certas características que são determinadas pela legislação ambiental e ter a qualidade adequada para disposição no corpo receptor, podendo ser visualizado nos Tabela 1 e 2.

Tabela 1: Valores máximos para os parâmetros inorgânicos.

Parâmetros Inorgânicos	Valores Máximos
Arsênio Total	0,5 mg/L As
Bário Total	5,0 mg/L Ba
Cádmio Total	0,2 mg/L Cd
Chumbo Total	0,5 mg/L Pb
Cianeto Total	1,0 mg/L CN

Cianeto Livre	0,2 mg/L CN
Cobre Dissolvido	1,0 mg/L Cu
Cromo Hexavalente	0,1 mg/L Cr+6
Cromo Trivalente	1,0 mg/L Cr+3
Estanho Total	4,0 mg/L Sn
Ferro Dissolvido	15,0 mg/L Fe
Fluoreto Total	10,0 mg/L F
Manganês Dissolvido	1,0 mg/L Mn
Merúrio Total	0,01 mg/L Hg
Níquel Total	2,0 mg/L Ni
Nitrogênio Amoniacal Total	20 mg/L N
Prata Total	0,1 mg/L Ag
Selênio Total	0,30 mg/L Se
Sulfeto	1,0 mg/L S
Zinco Total	5,0 mg/L Zn

Fonte: Adaptado de CONAMA 430, 2011.

Tabela 2: Valores máximos para os parâmetros orgânicos.

Parâmetros Orgânicos	Valores Máximos
Benzeno	1,2 mg/L
Clorofórmio	1,0 mg/L
Dicloroetano	1,0 mg/L
Estireno	0,07 mg/L
Etilbenzeno	0,84 mg/L
Fenóis Totais	0,5 mg/L C ₆ H ₅ OH
Tetracloroeto de Carbono	1,0 mg/L
Tricloroetano	1,0 mg/L
Tolueno	1,2 mg/L
Xileno	1,6 mg/L

Fonte: Adaptado de CONAMA 430, 2011.

2.4 Alternativa de Tratamento

A escolha do tratamento a ser aplicado na fase líquida do esgoto, é responsável pelo fluxo principal de líquidos na ETE. A fase sólida representa os subprodutos sólidos gerados no tratamento. A Tabela 3 representa uma síntese de operação, processos e sistemas de tratamento para cada tipo de poluente.

Tabela 3: Síntese de tratamento.

Poluente	Operação, processo ou sistema de tratamento
Sólidos em Suspensão	Gradeamento

	Remoção de areia Sedimentação Disposição no solo
Matéria Orgânica Biodegradável	Lagoas de estabilização e variações Lodos ativados e variações Filtro biológico e variações Tratamento anaeróbio Disposição no solo
Patogênicos	Lagoas de maturação Disposição no solo Desinfecção com produtos químicos Desinfecção com radiação ultravioleta
Nitrogênio	Nitrificação e desinfecção biológica Disposição no solo Processos físico-químicos
Fósforo	Remoção biológica Processos físico-químicos

Fonte: Adaptado de Von Sperling (1996).

Segundo Von Sperling (1996) a tecnologia de tratamento de esgoto possui vários processos importantes, como exemplo, áreas alagadas artificialmente, biofiltros aerados, reatores de eixo profundo, e vários outros processos. Os sistemas podem ser projetados da melhor forma para o tipo de afluente, podendo ter a integração entre várias operações e processos listados na Tabela 3.

O autor ainda relata em seu texto, um quadro com os principais sistemas de tratamento de esgoto a nível secundário sendo dividida em lagoas de estabilização, lodos ativados, sistemas aeróbios com biofilme, sistema anaeróbio e a disposição no solo, os quais, foram descritos sucintamente.

Para se ter uma melhor eficiência no tratamento, juntamente com o controle do mesmo, são feitas análises físico-químicas, servindo para a caracterização do esgoto e o monitoramento do efluente tratado (MICHALAKE, 2016). Esses parâmetros podem ser pH, Sólidos Suspensos Totais (SST), Sólidos Suspensos (SS), Demanda Química de Oxigênio (DQO) e DBO, apresentados na Tabela 4.

Tabela 4: Principais parâmetros físico-químicos.

Parâmetros	Descrição
pH	Indica acidez ou basicidade de uma solução

DQO	Representa a quantidade de oxigênio requerida para estabilizar, quimicamente, a matéria orgânica carbonácea
DBO	Representa o consumo total de oxigênio requerida pelos microrganismos para a estabilização bioquímica da matéria orgânica
SST	Fração de sólidos inorgânicos e orgânicos que não são filtráveis
SS	Fração dos sólidos orgânicos e inorgânicos que sedimentam em uma hora no cone Imhoff

Fonte: Adaptado de Von Sperling (1996) e Metcalf e Eddy (2003).

Hambe (2015) em seu estudo demonstrou as dificuldades de se implementar um Sistema de Esgotamento Sanitário (SES) em municípios pequenos, no qual, foi feito com base nos dados do município de Liberato Salzano, com população de 5.780 mil habitantes, sendo mostrado as principais características físico-químicas e microbiológicas de efluentes descritas na Tabela 5.

Tabela 5: Parâmetros físico, químicos e microbiológicas.

Parâmetros	Descrição
Vazão	Volume real das águas residuais
DBO	Quantidade de matéria biodegradável presente no esgoto
DQO	Quantidade de matéria oxidante presente no esgoto
Nitrogênio	Sofre transformação devido ao ciclo do nitrogênio, decompondo diferentes compostos
Fósforo	Nutriente essencial para atividade biológica
pH	Expressa características ácidas do efluente
Bactérias	Responsável pela atividade microbiana e degradação da matéria orgânica

Fonte: Adaptado de Hampe (2015).

A escolha do método de tratamento abordada neste estudo baseou-se em alguns autores como Von Sperling (1997), Jordão e Pessoa (2011), Ferreira (2017), Hampe (2015), dentre outros. O método escolhido foi o de Lodos Ativados, visto que para o uso deste sistema são necessárias pequenas áreas

para implantação da ETE, sendo este o motivo principal para a definição do sistema proposto neste estudo.

2.4.1 Lodos Ativados

A definição de lodos ativados pode ser entendida por um floco produzido em um esgoto, a partir do crescimento de bactérias zoogleias ou outros organismos, tendo a presença de oxigênio na forma dissolvida em concentrações suficientes, graças à recirculação de outros flocos formados anteriormente (JORDÃO E PESSOA, 2011).

O sistema de tratamento de lodos ativados é amplamente utilizado, tanto para despejos domésticos quanto industriais, não tendo a necessidade de grandes quantidades de áreas para sua implementação. No entanto, seu sistema inclui índices de mecanização mais avançado, necessitando uma operação adequada, tendo um consumo maior de energia elétrica (VON SPERLING, 1997)

Seu processo é biológico, tendo o afluente e o lodo ativado misturados, agitados e aerado, para posteriormente separar o lodo ativado do esgoto, sendo que a maior parte do lodo ativado é retornado para o processo, enquanto uma parcela pequena que não vai para a recirculação é tratado ou levado para o destino final (JORDÃO E PESSOA, 2011).

Por conta de os flocos necessitarem elevadas taxas de oxigênio, se faz necessário uma aeração, no qual, são sistemas capazes de introduzir ar diretamente nas unidades do tratamento biológico, tendo assim, uma maior disponibilidade de oxigênio para as bactérias degradarem o substrato (JORDÃO E PESSOA, 2011).

Existem diversas formas de aeração, como por exemplo, injeção de ar puro, sistemas com ar difuso, agitadores mecânicos ou até mesmo, uma combinação dos últimos exemplos. O sistema de aeração mecânica, segundo Jordão e Pessoa (2011), o oxigênio é introduzido no tanque através de uma agitação mecanizada permitindo a sua dispersão e incorporação do ar no meio líquido. Segundo a NBR 12209 (1992) o número mínimo de aeradores para uma vazão entre 20L/s e 50L/s, são de dois aeradores por tanque de aeração ou de três aeradores para vazões superiores a 50L/s, no qual, Jordão e Pessoa (2011) recomendam ainda uma densidade de potência superior a 10W/m³.

Ainda segundo a NBR 12209 (1992) existem alguns parâmetros do tanque de aeração que devem ser observados, como a idade do lodo, relação entre o alimento e microrganismos, taxa de utilização do substrato e o fator de carga. A norma ainda informa os valores de intervalos que cada parâmetro deve estar compreendido.

A idade do lodo deve estar compreendida entre dois e quarenta dias, a relação entre alimento e microrganismos entre 0,07 a 1,1 kg DBO5/kg SSVTA.d, a taxa de utilização de substrato entre 0,06 e 1 kg DBO5/kg SSVTA.d e por fim, o fator de carga compreendido entre 0,05 a 0,9 kg DBO5/kg SSTA.d (NBR 12209, 1992). A Tabela 6 foi montada para demonstrar a definição de parâmetros importantes para o dimensionamento do reator biológico.

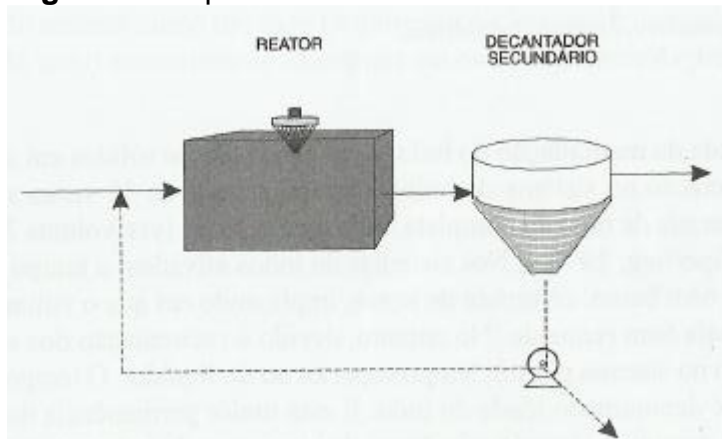
Tabela 6: Definição de parâmetros para dimensionamento do biorreator.

Parâmetros	Definição
DBO5	Quantidade de oxigênio consumido em processos biológicos, através de microrganismos, para oxidar a matéria orgânica para uma forma inorgânica estável. Normalmente é medida durante um período de 5 dias
SSVTA	Sólidos em suspensão voláteis no tanque de aeração
SSTA	Sólidos em suspensão no tanque de aeração
Idade do Lodo	Tempo médio em que uma partícula em suspensão permanece sob aeração
Relação A/M	Define a razão do substrato presente no esgoto e os microrganismos, estando relacionado com a remoção de DBO, ficando em uma taxa de 0,3 e 0,8
Taxa específica de utilização do substrato (U)	Velocidade com que os microrganismos degradam o substrato orgânico presente no efluente
Fator de Carga	Semelhante à relação A/M, que mede a razão entre o alimento presente no esgoto e os sólidos em suspensão no esgoto aerado

Fonte: Adaptado de Von Sperling (2005) e Jordão e Pessoa (2011).

As unidades mais importantes desse sistema, são o tanque de aeração, conhecido como reator, tanque de decantação e a recirculação do lodo, podendo ser visualizado o esquema na Figura 3, sendo o reator o responsável pela atividade microbiana para a remoção da matéria orgânica, no qual, a biomassa utiliza o substrato presente no afluente para se desenvolver. No decantador ocorre a sedimentação dos sólidos, permitindo a saída o efluente clarificado. Os sólidos sedimentados são então recirculados para o reator, aumentando assim, a concentração de biomassa, sendo o responsável pela elevada eficiência no sistema, e pequena parte destes sólidos são destinados para a disposição final (VON SPERLING, 1997).

Figura 3: Esquema do sistema do lodo ativado.



Fonte: Von Sperling (1997).

Devido a recirculação do lodo, a concentração de sólidos em suspensão é mais de 10 vezes superior a uma lagoa aerada de mistura completa, tendo seu tempo de detenção bem baixo, sendo na ordem de horas, tendo assim, um volume do tanque reduzido. A maior permanência dos sólidos no sistema é o que garante a maior eficiência do sistema, pois a biomassa tem tempo suficiente para metabolizar praticamente toda a matéria orgânica. O sistema apresenta então uma alta eficiência na remoção de DBO, com reutilização da biomassa ativa, controle operacional preciso, sem dependência das condições climáticas, removendo nutrientes, nitrogênio e fósforo, e acarretando a estabilização do lodo (VON SPERLING, 1997).

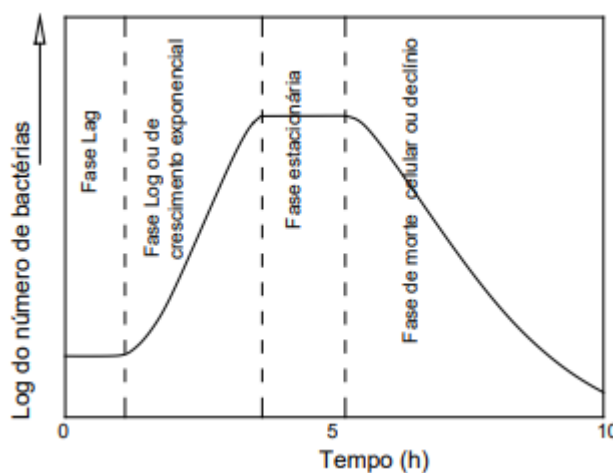
Para que o sistema de lodos ativados tenha sempre a maior eficiência na remoção de matéria orgânica do afluente, um ponto muito importante é o instante

em que os microrganismos devem ser recirculados, ou seja, necessita-se que a reinserção das bactérias seja em fase de crescimento (DEZOTTI, 2008).

Para melhor visualização e entendimento do crescimento bacteriano, pode-se visualizar a Figura 4, na qual, consta as quatro etapas do crescimento microbiano. A fase lag representa o tempo que as células necessitam para começarem a se reproduzirem, após a inserção em um novo meio de cultura. A fase log ou também conhecida como crescimento exponencial, é a fase em que as células iniciam seu processo de divisão celular, sendo o período de maior atividade das mesmas (ASSIS, 2011).

A fase estacionária representa o momento estável do crescimento, pois o número de indivíduos que morrem é o mesmo de indivíduos novos, e por fim, a fase de declínio, conhecida como fase de morte celular, corresponde ao momento em que há um número de mortes maiores que o de células novas, direcionando para o desaparecimento da população (ASSIS, 2011).

Figura 4: Curva de crescimento bacteriano.



Fonte: Adaptado de Assis (2011).

Diante do exposto, objetiva-se a fase log, pois nela os microrganismos já estarão adaptados com o meio e é o período de maior atividade, onde irão consumir uma maior quantidade de substrato para se multiplicarem, necessitando assim, uma quantidade menor de microrganismos para uma grande quantidade de substrato, mostrando assim, que a utilização dos organismos nessa fase, aumentam ainda mais a eficiência na remoção de matéria orgânica do efluente (DEZOTTI, 2008).

Ainda sobre as vantagens do lodo ativado, Jordão e Pessoa (2011) descrevem, a maior eficiência no tratamento, uma maior flexibilidade de operação e a utilização de uma área reduzida. Já sobre as desvantagens descrevem como uma operação mais delicada e necessidade de controle em laboratório, além de um custo mais elevado de operação, em comparação com outros sistemas de tratamento de efluentes com operações mais simples, como é o exemplo de lagoas, e sistemas em que a operação não é complexa, como o caso de reatores UASB.

2.4.2 Remoção de nutrientes

De acordo com Santos (2009) a maioria das bactérias presentes no lodo ativado são heterotróficas facultativas, ou seja, bactérias que usam o material orgânico como fonte de energia, utilizando o oxigênio como acceptor final de elétrons. Em caso da ausência de oxigênio, as bactérias podem utilizar outro oxidante como acceptor final de elétrons, como por exemplo, nitrato ou nitrito.

Quando o nitrato ou nitrito são usados como oxidantes, ocorre a remoção de nitrogênio em forma gasosa (N₂), denominado desnitrificação. Este processo contribui para mitigar o problema de eutrofização nos corpos receptores (SANTOS, 2009).

A desnitrificação segundo Santos (2009) é precedida pela nitrificação, sendo um processo realizado por organismos autotróficos nitrificantes, sendo recomendável para os sistemas de lodo ativado pelas suas vantagens econômicas e operacionais, sendo elas, menor produção de lodo de excesso, menor gasto de energia para aeração, melhor sedimentabilidade e recuperação da alcalinidade.

No lodo, os macronutrientes, como nitrogênio e fósforo estão presentes em diversas formas, sendo o fósforo encontrado na forma de fosfatos. O nitrogênio amoniacal e orgânico são as principais fontes de nitrogênio. A concentração de Nitrogênio Total Kjeldahl (NTK, sendo a soma do nitrogênio orgânico e amoniacal) corresponde de 6 a 12% da DQO afluente, sendo cerca de 75% de nitrogênio amoniacal e 25% de nitrogênio orgânico (SANTOS, 2009 e VAN HAADEL E MARAIS, 1999).

O nitrogênio chega sob forma de ureia e proteínas não assimiladas, sendo a ureia hidrolisada rapidamente pelas bactérias, gerando amônia e gás carbônico. As proteínas não assimiladas são convertidas em peptídeos ou aminoácidos (SANTOS, 2009).

O processo de amonificação é a conversão do nitrogênio orgânico em íon amônio, sendo o processo inverso chamado de assimilação. O processo de amonificação é rápida, começando no sistema de coleta e interceptação do esgoto, já encontrando concentrações de amônia antes do tratamento (VON SPERLING, 2002).

Antes do despejo do efluente em corpos hídricos, se faz necessário uma padronização do mesmo segundo as normas, porém, quando se é ausente destas normativas de adequamento, pode-se utilizar a Resolução nº 357/2005, a qual, abrange a classificação de corpos d'água e atribui padrões para lançamento de esgoto, atribuindo uma concentração máxima de 20 mg/L de nitrogênio total amoniacal. Caso o corpo hídrico não possuir enquadramento, o mesmo é considerado classe II, recebendo as atribuições da classe (CONAMA, 2005).

Segundo Santos (2009) as concentrações de nitrogênio amoniacal e fósforo, para sistemas de lodo ativado que tratam de esgoto doméstico, devem estar na faixa de 2 a 3,7 mgN₂/L e 0,03 a 0,05 mgP/L, respectivamente.

Com novos estudos, se tem novas tecnologias para remoção de nutrientes, como é o caso do sistema Bardenpho e UCT, no qual o primeiro sistema remove os macronutrientes pela sequência de nitrificação e desnitrificação e o fósforo apenas pelo descarte do lodo. No sistema UCT é evitada a entrada de nitrato na zona anaeróbia devido ao fluxo de recirculação, já a concentração de nitrato é controlada a um baixo nível, devido o fator de recirculação do lodo (SANTOS, 2009).

2.4.2.1 Nitrificação

O processo de nitrificação é a conversão da amônia em nitrato, causada pela ação das bactérias que utilizam o CO₂ como fonte de carbono e adquirem energia para sua assimilação a partir da oxidação dos compostos nitrogenados. Ela pode ocorrer em duas etapas consecutivas, nitritaço e nitratatço. No

primeiro caso, a amônia é oxidada a nitrito e na nitratação o nitrito é oxidado a nitrato (SANTOS, 2009; METCALF e EDDY, 2003).

No processo, há um consumo de alcalinidade e um consumo ainda maior de oxigênio na fase de nitrificação. A energia liberada nas reações é usada pelos organismos nitrificantes para síntese de carbono inorgânico (BARNES e BLISS, 1983).

Segundo Santos (2009) a velocidade máxima de nitrificação ocorre com concentrações de Oxigênio Dissolvido (OD) acima de 2 mgO₂/L. O aumento da concentração de biomassa nitrificante aumenta também a taxa de nitrificação, tendo que, fatores ambientais influenciam a taxa de crescimento dos organismos nitrificantes e conseqüentemente a taxa de oxidação da amônia.

2.4.2.2 Desnitrificação

O processo de desnitrificação pode ser realizada por bactérias quimiorganotróficas, fototróficas e por alguns fungos. (SCHIMIDT *et al.*, 2003). Mercalf e Eddy (2003) comentam que é possível haver a retirada de nitrato mesmo na presença ou ausência de oxigênio, tendo assim processos aeróbios e anóxicos, respectivamente.

Conforme Wiesman (1994) quase todas as bactérias desnitrificantes conseguem utilizar nitrito substituindo o nitrato como acceptor final de elétrons, além de usar compostos orgânicos diferentes como doadores de elétrons ou fonte de energia. Santos (2009) mostra em seu trabalho que na desnitrificação, o nitrogênio passa por vários níveis de oxidação, saindo do NO₃, passando para NO₂, posteriormente NO, N₂O e por fim N₂. Comenta ainda que o doador de elétrons pode se originar da matéria orgânica do afluente, matéria orgânica do material celular bacteriano e de fontes externas exógenas de carbono.

Segundo Santos (2009) a desnitrificação consegue recuperar metade da alcalinidade consumida pela nitrificação, tendo sua taxa afetada por fatores ambientais como temperatura, pH e concentração de OD. Quando a fonte de energia é orgânica, a água presente no afluente que será desnitrificada deve conter carbono suficiente para promover a conversão de nitrato em nitrogênio gasoso, sendo o carbono promovido por fonte interna ou externa.

2.4.2.3 Fósforo

A remoção biológica de fósforo pode ser feita por organismos chamados de acumuladores de polifosfato (PAO), possuindo fisiologia complexa, envolvendo a formação e consumo de polímeros intracelulares (MURNLEITNER *et al.*, 1997).

A seleção dos PAOs pode ser obtida por condições anaeróbias e aeróbias alternadas, sendo que, em anaerobiase os organismos são aptos a metabolizar fontes de carbono, como ácidos graxos voláteis, e armazená-los como polímeros intracelulares, sendo a energia para sua metabolização adquirida da quebra das cadeias de polifosfato e liberação de fosfato da célula para o meio (REISMAN, 2017).

Já em fase aeróbia, tendo a presença do aceptor de elétrons e o substrato ausente, os PAOs utilizam o polihidroxialcanoatos (PHA) acumulado, formados em anaerobiase, como fonte de energia para absorver o fosfato, recuperar as reservas de glicogênio, polifosfato e crescer. Com o crescimento das bactérias a remoção líquida de fósforo é positiva, sendo removida do reator (VAN LOOSDRECHT *et al.*, 1997).

Um ponto importante que Murnleitner *et al.*, (1997) trazem é que o crescimento dos organismos que removem o fósforo não é relacionado com a disponibilidade de substrato, sendo este, destinado para a recuperação das reservas de polifosfato, glicogênio e manutenção celular. Seu crescimento resulta da diferença entre a taxa de consumo de PHA e o consumo desse substrato intracelular para os processos acima citados.

A remoção físico química do fósforo pode ser feita por precipitação química, que segundo Rittmann *et al.*, (2011) envolve a adição de um sal causando a precipitação de um fosfato de metal insolúvel, que é separado por sedimentação, no qual, Henze *et al.*, (1996) complementam que o processo pode ser obtido em estágios de precipitação, coagulação, floculação e separação.

O processo de precipitação química utilizando hidróxido é de simples operação sendo amplamente utilizado (ALVAREZ-AYUSO *et al.*, 2003). A remoção de metais pesados de águas residuais pode ser conseguida controlando o pH com baixo custo e facilidade de entrega de produtos químicos. Já Xie *et al.*, (2012) descreve que a precipitação usando sulfeto também é

eficiente para remoção de metais pesados, no qual, a reação entre H₂S e íons de metais é predominante. Em comparação do processo de precipitação com hidróxidos e sulfetos, os precipitados com sulfetos resultam na obtenção de um alto grau de remoção dos metais pesados, além do lodo de sulfeto de metal ser mais fácil de tratar, devido a sua espessura.

Outra forma de precipitação descrita por Kartic *et al.*, (2018) é de quando o cloreto de bário reage com sulfato de sódio, no qual, o precipitado é formado pelo sulfato de bário. Assim, os íons sulfato podem ser removidos através da adição de cloreto de bário.

Segundo Maroneze *et al.*, (2014) a precipitação química tem por vantagens a flexibilidade de aplicação, agilidade do processo, facilidade de controle operacional e tolerância a compostos biologicamente tóxicos. Já Dou *et al.*, (2017) aponta que a principal desvantagem da precipitação química é a grande quantidade de lodo gerado, necessitando uma destinação final adequada, devido ao seu potencial de toxicidade.

2.4.2.4 Cloração

A cloração é um processo de desinfecção, sendo o cloro o produto mais utilizado, aplicado nas formas de cloro gasoso, hipoclorito de sódio ou de cálcio, tendo como vantagem o baixo custo de implantação e operação, sendo um tratamento bem conhecido e possuindo altas taxas de eficiências na remoção de microrganismos (MARCONDES, 2012).

Segundo Jordão e Pessoa (2005) a concentração típica de coliformes fecais em esgoto bruto está na ordem de 10⁸ NMP/100 mL, sendo que um tratamento de desinfecção deve reduzir mais de 99,999% a concentração de coliformes fecais, no qual, é possível ter essa eficiência com a cloração. Sendo um dos métodos mais empregados devido ao seu baixo custo e a alta eficiência como biocida. Entretanto deve se ressaltar que a aplicação do cloro em águas residuárias com presença de matéria orgânica, pode propiciar a formação de composto organoclorados, desta forma é necessário se ter eficiência nas etapas anteriores ao processo de desinfecção, a fim de garantir a segurança para aplicação do cloro.

2.4.3 Disposição final

Conforme a NBR 10004 (2004) é possível determinar a classificação dos resíduos, no qual, os resíduos gerados em estações de tratamento de esgotos domésticos são considerados como perigosos, devido a patogenicidade. Dessa forma, a escolha do melhor método de disposição final do lodo deve ter em conta a sua classificação, a qual, determina suas características.

As alternativas mais comuns que envolvem a destinação do lodo são em solo, aterros sanitários, landfarming, incineração, além das alternativas do uso benéfico, como é o exemplo da reciclagem agrícola e uso na construção civil (BATISTA, 2015).

2.4.3.1 Disposição no solo

De acordo com Santos (2007) a disposição do efluente no solo pode se dar na forma de infiltração lenta ou rápida, infiltração sub superficial e escoamento artificial. Na infiltração lenta, ou irrigação, o esgoto é aplicado no solo de forma a fornecer água e nutrientes para o crescimento vegetal, sendo o sistema que requer maior área superficial por unidade de esgoto. Na infiltração rápida o esgoto é disposto em bacias construídas em terra, rasas e sem revestimento, para o líquido percolar em direção as bacias hidrográficas.

Para o sistema de infiltração sub superficial o esgoto tratado é disposto abaixo do nível do solo, sendo os lacais escavados e dispostos com meio poroso, fazendo com que o esgoto penetre no solo, ocorrendo o tratamento complementar. Já para o escoamento artificial, o esgoto é distribuído por terrenos com certa declividade, sendo coletados por valas, tendo com características, um solo com baixa permeabilidade, tendo assim, uma baixa percolação (SANTOS, 2007).

2.4.3.2 Disposição em aterro sanitário

Sua disposição consiste em aplicação em trincheiras, previamente impermeabilizadas, que são compactados e recobertos com solo ou material inerte. Sua degradação é normalmente anaeróbia, lenta e com produção de

metano. Sua implementação requer estudos ambientais e o delineamento de controle ambiental, pois ocorre a produção de um líquido, chamado de lixiviado ou chorume, que contem elevadas concentrações de contaminantes, incluindo metais pesados e poluentes orgânicos. (BATISTA, 2005).

2.4.3.3 Disposição em landfarming

Alternativa de tratamento em que o substrato orgânico é degradado biologicamente, pelos microrganismos presentes no perfil do solo, normalmente presentes até 20 cm de profundidade. Os íons metálicos liberados são incorporados neste perfil, não ocorrendo a contaminação do lençol freático (BATISTA, 2005).

Ferreira (1999) comenta que as doses do lodo aplicados no solo, em que não possuem impermeabilização na camada inferior, variam de 60 a 70 toneladas por ano, e quando a camada possui impermeabilização na camada solo a 60 e 80 cm de profundidade, as doses aplicadas variam de 300 a 600 toneladas por ano.

Assim como na disposição em aterro sanitários, segundo Batista (2005), o mesmo, deve ser desidratado e estabilizado previamente.

2.4.3.4 Incineração

Seu processo consiste na destruição das substâncias orgânicas presentes no lodo através da combustão controlada, resultando em um teor de cinzas, sendo um valor inferior a 4% do lodo alimentado ao incinerador, ou seja, já desidratado com teor de sólidos mínimos de 25% e macerados (LUDUVICE, 2001).

Em processos de incineração são importantes o controle odorífico, tempo de resistência, e o conhecimento da composição e poder calorífico do lodo, sendo necessário uma rotina de disposição final das cinzas em aterros sanitários. Os impactos ambientais negativos desse processo são devido ao impacto visual e a fumaça produzida, poluição sonora e ar, pelo lançamento de diversos poluentes, compostos orgânicos complexos e particulados (ANDREOLI, 1999).

2.4.3.5 Alternativas sustentáveis

A constituição do lodo apresenta elementos que lhe agregam valor, possibilitando seu uso como matéria prima, no caso da construção civil ou insumos de processos agrícolas (PEGORINI, 2006)

Para Batista (2015) o uso agrícola do lodo possibilita a recuperação de nutrientes, a promoção de melhorias físicas, sendo considerado uma solução definitiva para a disposição do lodo, transformando-o em insumo agrícola. No entanto, existem diversos estudos para avaliar sua segurança e os benefícios da sua aplicação no solo, sendo uma alternativa de baixo custo.

A compostagem é uma das melhores alternativas de melhoria do lodo, pois consegue torna-lo livre de patógenos e assim ter as aplicações para fins agrícolas de forma segura, podendo substituir os adubos convencionais (PELEGRINO, 2008). Já para o caso de uso do lodo em áreas de reflorestamento, Lira (2008) avaliou que o esgoto altera os estoques de C e N, concluindo que o biossólido foi capaz de fornecer nitrogênio as plantações, tanto quantos as outras adubações.

Batista (2005) comenta que o uso de lodo para recuperação de áreas degradadas tem mostrado resultados promissores, podendo ajudar a revegetação de áreas contaminadas com resíduos altamente tóxicos. Os solos que foram explorados possuem deficiências e carências, que o lodo consegue suprir, por possuir elevadas concentrações de matéria orgânica e nutrientes, melhorando a capacidade de retenção de água e promovendo o fornecimento de nutrientes por um longo período.

Gomes (2019) relata que pode se ter um reaproveitamento do lodo na área industrial da construção civil, tendo a fabricação de tijolos e cerâmicas, a produção de agregado leve e cimento. Para a produção de materiais cerâmicos, o lodo é incorporado junto às argilas, auxiliando na correção de umidade, podendo ser feito manualmente (ANDREOLI, 2006).

O lodo de esgoto pode ser utilizado na substituição da matéria prima do cimento, o clínquer, assim como outros produtos, como é o caso da cinza volante e escória de alto forno, no qual, segundo Onaka (2000), o lodo era introduzido juntamente com a matéria prima do cimento e queimados juntos, no qual, a

matéria orgânica era utilizada como fonte complementar de calor e parte da matéria inorgânica se ligava com o clínquer.

3. Metodologia

A metodologia aplicada neste trabalho foi definida com base em cálculos de estimativa populacional e dimensionamento de uma ETE, sendo esses cálculos, feitos a partir de literaturas encontrada em livros e artigos, dispostos fisicamente e virtualmente.

Para a obtenção dos dados utilizou-se as plataformas dispostas na Web, sendo essas, a plataforma do IBGE, prefeitura municipal de Gaurama, NBRs, ANA e portarias. Com os dados obtidos, foram utilizadas ferramentas para melhor exposição e entendimento, sendo essas, o Excel, utilizado para confecção de quadros, QGIS, utilizado para expor localizações e figuras referentes ao município de Gaurama e o AutoCAD para desenhos das plantas e cortes do dimensionamento da ETE.

3.1 Método para estimativa de crescimento populacional

De posse dos dados disponíveis pelo site da IBGE (2022), para o município de Gaurama, apresenta-se no Tabela 7, confeccionado com o auxílio da ferramenta “Excel”, é possível visualizar a população nos anos 2010 e 2021.

Tabela 7: Crescimento populacional em Gaurama-RS.

Ano	População
2010	5862
2021	5447

Fonte: A autoria própria (2022).

Com os dados apresentados, foi possível determinar a estimativa populacional no ano de 2042, a partir do método de crescimento geométrico.

3.2 Método para estimativa de vazão

Com a população de projeto já estimada, foi realizado o cálculo da vazão, que para Von Sperling (1996) a produção de esgoto corresponde aproximadamente ao consumo de água, sendo então, calculada a partir do consumo de água, como mostrado pela metodologia de Tsutiya (2006).

Em sua metodologia, Tsutiya (2006) utiliza coeficientes de dia e hora para maior consumo, que podem ser retirados da literatura, no qual os valores são mostrados na Tabela 8. Ainda em sua metodologia, se faz necessário o dado de consumo *per capita* de água e a porcentagem do consumo na ETA, podendo ser verificados seus valores na Figura 5 e na referência do Tsutiya (2006), respectivamente.

Tabela 8: Valores dos coeficientes K1 e K2.

Coeficiente	Valor
K1	1,2
K2	1,5

Fonte: Adaptado de Von Sperling (1996).

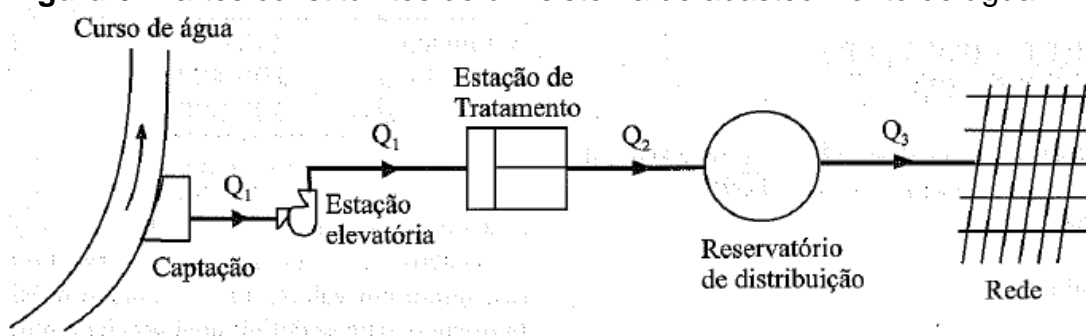
Figura 5: Relação dos habitantes para determinação do consumo *per capita*.

População de Fim de Plano - Habitantes -	Per Capita Litros/Hab. / Dia
Até 6.000	de 100 a 150
de 6.000 até 30.000	de 150 a 200
de 30.000 até 100.000	de 200 a 250
Acima de 100.000	de 250 a 300

Fonte: Unicamp – manual de saneamento cap 2 pag 33_51.

Conforme a Figura acima, foi utilizado a média do consumo *per capita*, referente à população de até 6.000 habitantes, tendo um valor de 125 litros/hab/dia. Tsutiya (2006) sugere um intervalo para o consumo na ETA de 3% a 5%, o qual foi utilizado no trabalho, um valor intermediário, de 4%. Os locais dos cálculos das vazões podem ser visualizados na Figura 6.

Figura 6: Partes constituintes de um sistema de abastecimento de água.



Fonte: Tsutiya (2006).

3.3 Metodologia para o dimensionamento do Tratamento Preliminar

3.3.1 Metodologia para o dimensionamento do gradeamento

O gradeamento deve reter os sólidos mais grosseiros e impedir que os mesmos passem para as etapas seguintes, sendo o gradeamento a primeira barreira dos sólidos grosseiros para o tratamento de efluentes (VON SPERLING, 2005).

Seu dimensionamento foi realizado seguindo a literatura exposta por Jordão e Pessoa (2011), sendo possível determinar a espessura, espaçamentos e o número de barras necessárias para ter a melhor eficiência de remoção de sólidos grosseiros. Juntamente com a literatura, foram utilizados as NBR 12209 (1992), NBR 12208 (1992) e o estudo de Ferreira (2017) para se determinar valores e compara-los com as normas.

Para se iniciar o dimensionamento se faz necessário a escolha prévia de alguns dados, tais como o tipo de grade, que é possível determinar pela Figura 7, a qual foi escolhida uma grade fina com 10mm de abertura. Já para a seção da barra, de acordo com a Figura 8, determinou-se que a barra terá 6,4 x 38,1 mm.

Para o cálculo da perda de carga na grade, foi necessário determinar o valor de “ β ”, no qual, foi utilizada a Figura 9 da literatura de Jordão e Pessoa (2011).

Figura 7: Espaçamento entre as barras.

Tipo de grade	Polegadas	Milímetros
Grades grosseiras	Acima de 1½	40 a 100
Grades médias	¾ a 1½	20 a 40
Grades finas	¾ a ¾	10 a 20
Grades ultrafinas ou peneiras	¼ a ¾	3 a 10

Fonte: Jordão e Pessoa (2011).

Figura 8: Seção transversal típica das barras.

Tipo de grade	Polegadas	Milímetros
Grade grosseira	3/8 x 2	9,5 x 50,0
	3/8 x 2½	9,5 x 63,5
	1/2 x 1½	12,7 x 38,1
	1/2 x 2	12,7 x 50,0
Grade média	5/26 x 2	7,9 x 50,0
	3/8 x 1½	9,5 x 38,1
	3/8 x 2	9,5 x 50,0
Grade fina	1/4 x 1½	6,4 x 38,1
	5/16 x 1½	7,9 x 38,1
	3/8 x 1½	9,5 x 38,1

Fonte: Jordão e Pessoa (2011).

Figura 9: Fator β em função da seção da barra.

SEÇÃO TRANSVERSAL DAS BARRAS	VALOR DE β
FLUXO →	2,42
FLUXO →	1,83
FLUXO →	1,79
FLUXO →	1,67
FLUXO →	1,03
FLUXO →	0,92
FLUXO →	0,76

Fonte: Jordão e Pessoa (2011).

3.3.2 Metodologia para o dimensionamento do desarenador

O desarenador é a etapa seguinte do gradeamento, tem por finalidade a remoção da areia (VON SPERLING, 2005), composta por sua maioria de areia, pedrisco, silte, escória e cascalho (JORDÃO E PESSOA, 2011).

O tipo de caixa de areia optada para o projeto foi a prismática retangular por gravidade, sendo este, um tipo simples e convencional, com limpeza manual, pois não se faz necessário uso de limpeza mecanizada segundo a NBR 12209 (1992).

De acordo com Jordão e Pessoa (2011), esse tipo de desarenador está sujeito ao comportamento do fluxo do esgoto na câmara de sedimentação, sendo influenciado por dois tipos de velocidades induzidas aos sólidos. Uma dessas

velocidades é a velocidade de sedimentação de partículas menores que 0,2 mm, a qual, é avaliada a partir de testes de 0,02 m/s e a velocidade crítica do fluxo longitudinal, no qual, a NBR 12209 (1992) traz como valor médio de 0,3 m/s, não podendo ser superior a 0,4 m/s e inferior a 0,2 m/s.

Os cálculos de dimensionamento da caixa de areia foram realizados a partir da literatura proposta por Jordão e Pessoa (2011), utilizando valores dispostos por Di Bernardo e Dantas (2005), juntamente com a NBR 12209 (1992).

3.3.3 Metodologia para a seleção e dimensionamento da calha Parshall

A calha Parshall é usada para se ter um controle da vazão e também é usada como misturador, para aplicar o método de mistura rápida, no qual, no momento em que o efluente passa, é despejado acima dele soluções que auxiliam na coagulação para auxiliar na próxima etapa, sendo esta, de decantação (VON SPERLING, 2005).

Para sua seleção, foi adotada a calha de 3 polegadas, levando em consideração a vazão máxima de 9,83 l/s para a população de 2021, podendo ser visualizada na Tabela 9 todas as medidas necessárias para os cálculos, juntamente com a Tabela 10.

Tabela 9: Dimensões da calha Parshall.

W	A	B	C	D	E	F	G	L	K	Vazão (l/s)		Massa Kg	N mm
										Min	Máx		
3	467	457	179	259	610	152	305	914	25	0,8	53,8	12	57

Fonte: Adaptado de Vianna (2019).

Tabela 10: Largura e valores de K e n da calha Parshall.

Largura		K	n
Polegadas	Metros		
3"	0,075	3,704	0,646

Fonte: Adaptado de Vianna (2019).

Os cálculos a seguir foram determinados a partir da literatura proposta por Di Bernardo e Dantas (2005), juntamente com a conferência dos valores pela

NBR 12216 (1992). O esquema referente ao tratamento preliminar está no Anexo A.

3.4 Dimensionamento do Tratamento Primário

De acordo com Von Sperlin (2005), o tratamento primário é utilizado para a remoção de sólidos suspensos sedimentáveis e sólidos flutuantes, podendo o esgoto, possuir sólidos em suspensão não grosseiros, sendo uma parte destes sólidos sedimentáveis compostos por matéria orgânica em suspensão.

Seu tratamento se dá a partir de um decantador primário, sendo este, alocado após a calha parshall, utilizado como um medidor de vazão, no entanto, como a vazão de projeto é baixa, optou-se para o estudo, a não utilização do decantador primário, tendo na sequência do medidor de vazão, o reator biológico e posteriormente o decantador primário, que em modelo convencional, seria o decantador secundário, por já existir um decantador antes do reator.

3.5 Dimensionamento do Tratamento Secundário

O tratamento secundário tem por objetivo, a remoção de matéria orgânica do efluente, o qual, pode estar presente na forma de matéria orgânica dissolvida (DBO), podendo ser solúvel ou filtrada, e matéria orgânica em suspensão (DBO), podendo ser suspensa ou particulada, sendo esta (VON SPERLING, 2005).

Esta etapa é utilizada para acelerar o processo de degradação da matéria orgânica que ocorreria naturalmente no corpo receptor, sendo esta, uma etapa biológica, ocorrendo processos bioquímicos realizados por microrganismos. Este processo ocorre através do contato do material orgânico do efluente com os microrganismos, utilizando como fonte de alimento, convertendo assim, a matéria orgânica em água, gás carbônico e material celular (VON SPERLING, 2005).

3.5.1 Metodologia para o dimensionamento do reator aeróbico

Para o dimensionamento do reator aeróbico, foi dividido em 22 subitens, no qual foi utilizado referências para valores e comparação com as normas. As

referências utilizadas foram Matcalf e Eddy (1991), Von Sperling (1997), Jordão e Pessoa (2011), Silva (2019), IBGE (2022), CONAMA 357 (2005), NBR 12209 (1992), Von Sperling (2005) e Ferreira (2017), sendo seus valores comparados com a NBR 12209 (1992).

3.5.1.1 Taxa de utilização máxima de substrato

Dimensionado segundo Matcalf e Eddy (1991) e alguns dados obtidos por Von Sperling (1997).

3.5.1.2 Constante de saturação (K_s)

De acordo com Matcalf e Eddy (1991), esta constante representa o valor da concentração do substrato, sendo que a taxa de crescimento microbiano é a metade da taxa de crescimento máximo. Normalmente este valor encontra-se na faixa de 25 a 100 mgDBO₅/L, adotando-se assim, um valor dentro da faixa limite, de 60 mgDBO₅/L.

3.5.1.3 Coeficiente de respiração endógena (K_d)

Sua faixa de variação, segundo Jordão e Pessoa (2011), varia entre 0,05 a 0,1 mgSSV/mgSSVd. Portanto, foi determinado um valor médio dentro da faixa, sendo 0,075 mgSSV/mgSSVd, sendo igual a 0,075 d⁻¹

3.5.1.4 Concentração afluenta DBO (S_0)

De acordo com Silva (2019) a concentração típica de DBO₅ no corpo receptor equivale a 300 mg/L.

3.5.1.5 Atitude da cidade de Gaurama – RS (H)

Segundo IBGE (2022) a altitude média do município de Gaurama é de 700 metros.

3.5.1.6 Tempo de detenção hidráulico (t)

Dimensionado segundo Matcalf e Eddy (1991) e alguns dados obtido pelo CONAMA 357 (2005) e a NBR 12209 (1992).

3.5.1.7 Relação alimento/microrganismos (A/M)

Dimensionado segundo Matcalf e Eddy (1991), no qual, para Von Sperling (2005) esta relação pode ser conhecida como carga do lodo, sendo que quanto maior o valor da sua razão, menor será a sua eficiência, pois terá uma quantidade maior de alimentos para uma proporção menor de microrganismos, sendo que, para uma maior eficiência, se faz necessário, um maior número de microrganismos.

3.5.1.8 Volume do tanque de aeração

Dimensionado segundo Matcalf e Eddy (1991).

3.5.1.9 Profundidade, comprimento e largura do tanque de aeração

Para a determinação da profundidade, foi considerado a faixa de valores indicado por Von Sperling (1997), na qual, deve ser de 3,5 a 4,5 metros de profundidade, sendo determinado uma profundidade de 4 metro. Já o comprimento e largura do tanque foram determinados com o valor do volume e da profundidade.

3.5.1.10 Taxa de utilização do substrato

Conforme Jordão e Pessoa (2011) esta taxa representa a velocidade que os microrganismos consomem o substrato.

3.5.1.11 Idade do lodo

Conforme Jordão e Pessoa (2011) a idade do lodo representa o tempo médio de uma partícula em suspensão permanece sobre aeração, sendo conhecido também como tempo médio de residências dos organismos ou até mesmo, tempo médio de detenção celular.

3.5.1.12 Carga de DBO aplicada

De acordo com Von Sperling (1997) a carga aplicada de DBO se dá pela razão da concentração de DBO do afluente no sistema pelo tempo de detenção hidráulica.

3.5.1.13 Oxigênio requerido

Conforme Von Sperling (1997) a equação que expressa o consumo de oxigênio, pela síntese e a respiração da biomassa. Sendo necessário o fornecimento da quantidade suficiente de oxigênio para atender a demanda de nitrificação da matéria orgânica carbonácea.

Seu consumo, de acordo com Von Sperling (1997) pode ser calculado baseada na demanda para oxidação do substrato e para a respiração endógena.

3.5.1.14 Produção Líquida de lodo

Segundo Jordão e Pessoa (2011) a produção líquida do lodo também pode ser vista como a própria produção de lodo..

3.5.1.15 Relação de recirculação do lodo

A recirculação do lodo é praticada de forma controlada e de acordo com parâmetros já estabelecidos no projeto (JORDÃO E PESSOA, 2011). Foi utilizado valores de referência dos autores Ferreira (2017) e Jordão e Pessoa (2011).

3.5.1.16 Descarte do lodo

O lodo excedente pode ser retirado de dois locais distintos, sendo eles, diretamente do reator ou da linha de recirculação, na qual, será retirada da linha, sendo a concentração do lodo excedente igual à concentração dos sólidos sedimentáveis, sendo a vazão de descarte função das concentrações de sólidos recirculado e no tanque de aeração (VON SPERLING, 1997). Calculada segundo Jordão e Pessoa (2011).

3.5.1.17 Eficiência efetiva na transferência de oxigênio

Em seu livro, Von Sperling (1997) comenta que, para uma melhor digestão da biomassa, a eficiência pode ser calculada pela potência dos aeradores, no entanto, a eficiência irá depender da temperatura e do clima, juntamente com a altitude do local em que irá ser instalada a estação, já que quanto maior a altitude, menor a pressão atmosférica, sendo menor a pressão para que o gás consiga se dissolver na água, por este motivo, se faz necessário uma equação para correção de concentração de OD.

Foi utilizado ainda, valores para os cálculos segundo Von Sperling (1997), Metcalf e Eddy (1991) e Ferreira (2017). A concentração de saturação de oxigênio pode ser vista na Figura 10.

Figura 10: Concentração de saturação de oxigênio.

Temperatura (°C)	Altitude (m)			
	0	500	1000	1500
10	11,3	10,7	10,1	9,5
11	11,1	10,5	9,9	9,3
12	10,8	10,2	9,7	9,1
13	10,6	10,0	9,5	8,9
14	10,4	9,8	9,3	8,7
15	10,2	9,7	9,1	8,6
16	10,0	9,5	8,9	8,4
17	9,7	9,2	8,7	8,2
18	9,5	9,0	8,5	8,0
19	9,4	8,9	8,4	7,9
20	9,2	8,7	8,2	7,7
21	9,0	8,5	8,0	7,6
22	8,8	8,3	7,9	7,4
23	8,7	8,2	7,8	7,3
24	8,5	8,1	7,6	7,2
25	8,4	8,0	7,5	7,1
26	8,2	7,8	7,3	6,9
27	8,1	7,7	7,2	6,8
28	7,9	7,5	7,1	6,6
29	7,8	7,4	7,0	6,6
30	7,6	7,2	6,8	6,4

Fonte: Von Sperling (1997).

3.5.1.18 Potência dos reatores

A potência dos aeradores foi determinada a partir do estudo de Ferreira (2017) e conferida com a NBR 12209 (1992).

3.5.1.19 Determinação dos aeradores

Para atender a potência necessária calculada, optou-se por utilizar dois aeradores de 8 Cv.

3.5.1.20 Eficiência na remoção de DBO

A eficiência foi baseada entre os estudos dos autores Von Sperling (2005), João e Pessoa (2011) e Ferreira (2017).

3.5.1.21 Tubulação de entrada e saída

Neste trabalho não obtivemos informações sobre o projeto de coleta de esgoto do município, como por exemplo, os diâmetros dos tubos que levarão o afluente até a estação de tratamento. Por esse motivo, se utilizou como base o trabalho de Ferreira (2017), o qual, possui uma população de projeto muito próxima a dimensionada no trabalho, sendo esta de 3.596 pessoas.

Conforme Ferreira (2017) estuda em seu trabalho, as tubulações devem ficar centralizadas para facilitar a circulação e aumentar o trajeto dos materiais flutuantes, dando oportunidade para ocorrer a estabilização parcial antes de chegar nas margens do reator.

Para que se tenha uma vantagem construtiva e econômica, segundo Ferreira (2017) a entrada de esgoto no reator se deu de forma afogada, necessitando de um diâmetro, suficiente para atingir velocidade de entrada menor ou igual a 0,5 m/s, afim de que a areia depositada no fundo não seja arrastada do desarenador.

Com isso, foi determinado para o projeto uma tubulação com diâmetro comercial de DN 200mm. Para se evitar a saída de material flutuante, foi utilizada placas defletoras, sendo uma espécie de cortina. Também foram utilizadas placas de concreto abaixo da tubulação de entrada, para se evitar a erosão no fundo do reator.

3.5.1.22 Comporta de saída

A metodologia seguida para seu dimensionamento, foi feita a partir do estudo de Ferreira (2017), sendo destinada para liberar ou trancar o fluxo de efluente que irá para o decantador.

3.5.2 Metodologia para o dimensionamento do decantador primário

Conforme Von Sperling (1997) o decantador pode ser dimensionado seguindo os passos seguintes, sendo este, posicionado posteriormente ao reator biológico. Estes ocupam um papel muito importante, pois é processada a sedimentação, ocorre a retirada de lodo recirculado para o tanque e do excesso de lodo para a digestão (JORDÃO E PESSOA, 2017).

Para o dimensionamento do decantador primário, foi dividido em 6 subitens, no qual foi utilizado referências para valores e comparação com as normas. As referências utilizadas foram Matcalf e Eddy (1991), Von Sperling (1997), Jordão e Pessoa (2011), NBR 12209 (1992) e Ferreira (2017), sendo seus valores comparados com a NBR 12209 (1992).

3.5.2.1 Área superficial

A vazão de recirculação já foi determinada no reator biológico, sendo a mesma para o decantador. O cálculo da área superficial do mesmo utiliza-se dois parâmetros de comparação, sendo eles calculadas com base na taxa de aplicação hidráulica (TAH) e aplicação de sólidos (TAS).

Conforme coloca Von Sperling (1997), os valores usuais para a taxa de aplicação hidráulica em decantadores com vazões médias e máximas são 0,8 e 1,8 m³/m².h., respectivamente.

Para o segundo parâmetro, sendo ele, a taxa de aplicação de sólidos, segundo Von Sperling (1997), as vazões média e máxima possuem os valores de 5 e 10 kgSS/m².h, respectivamente.

Como a retirada do lodo foi determinada na linha de recirculação, sua vazão excedente é a vazão de recirculação (JORDÃO E PESSOA, 2017).

3.5.2.2 Altura

Conforme Von Sperling (1997) a profundidade mínima do decantador deve ser de três metros, sendo adotada assim, a altura mínima.

3.5.2.3 Volume

Para se determinar o volume, multiplica-se a área superficial com a altura, já determinados, tendo assim, um volume de 115,41 m³.

3.5.2.4 Inclinação do fundo do decantador

O fundo do decantador necessita de uma leve inclinação para que o efluente líquido possa passar para a próxima fase do tratamento sem haver material particulado, ficando retido então, na parte mais baixa do mesmo (FERREIRA, 2017). Para isso, foi atribuída uma inclinação de 1% o fundo do decantador.

3.5.2.5 Tempo de detenção hidráulica

O tempo de detenção hidráulica do efluente no decantador é o tempo em que ele irá permanecer no decantador, para posteriormente, o efluente clarificado ser destinado para o curso hídrico e o lodo ser recirculado, em sua maioria, e parte ser destinado para os leitos de secagem.

A metodologia utilizada para calcular o TDH foi pelo Ferreira (2017) e conferida pela NBR 12209 (1992).

3.5.2.6 Área utilizada pelo decantador

Conforme Ferreira (2017) adota-se uma área 30% maior que a área útil do decantador, tendo assim, a área do decantador multiplicado por 1,3, obtendo uma área utilizada de 50 m².

O esquema da unidade de dimensionamento do tratamento secundário é apresentada no Anexo B.

3.6 Desinfecção

A desinfecção de efluentes é usada quando se quer ter uma redução dos riscos de transmissão de doenças infecciosas, sendo necessária, a avaliação dos requisitos de qualidade da água, referente aos usos previsíveis. O principal objetivo da desinfecção, segundo Lapolli *et al* (2005) é eliminar os

microrganismos patogênicos presentes no efluente tratado, tornando a água segura para uso posterior.

Um dos produtos usados para a desinfecção de água e efluentes domésticos é o dióxido de cloro (ClO₂), o qual, possui excelentes propriedades bactericidas, virucidas, esporocidas e algicidas, além de inibir o crescimento e desenvolvimento de algas (LAPOLLI *et al*, 2005).

3.7 Destinação final

Conforme Bringhenti *et al* (2018) o tratamento e disposição final do lodo podem representar até 60% dos custos operacionais da ETE. Os aterros sanitários são frequentemente utilizados para a disposição final do lodo. Devido às limitações ambientais e sanitárias da recuperação de matéria orgânica do lodo, a disposição em aterros sanitários é uma alternativa interessante, principalmente pelo menor custo.

A disposição de lodo em aterros sanitários é a opção mais utilizada, principalmente pelo menor custo, mas devido às restrições ambientais globais, principalmente no Brasil, e a PNRS, se recomenda que não seja feito o descarte em aterro de materiais com potencial de reciclagem. A implantação de um aterro sanitário foi precedida de um projeto técnico que deve se basear nos seguintes parâmetros, o tamanho, altura da unidade diária e o nível de compactação necessário para o aterro final, equipamentos, a declividade dos taludes e os sistemas de drenagem de águas pluviais, lixiviado e gases gerados (BRINGHENTI *et al*, 2018).

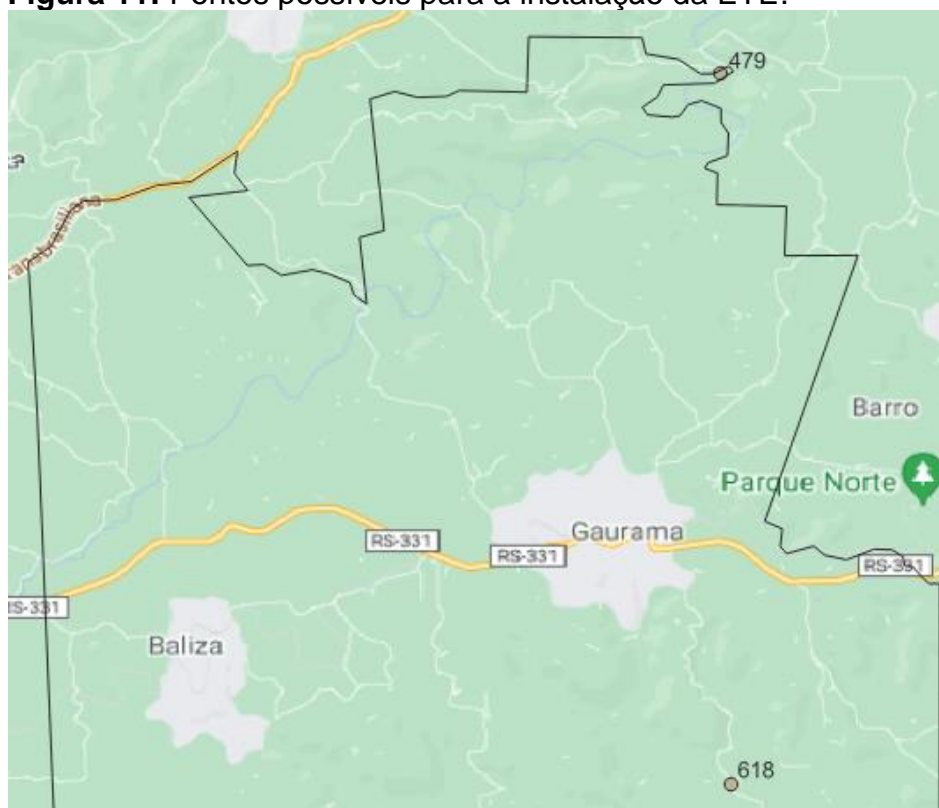
3.8 Escolha do local para instalação da ETE

A determinação do local de instalação da ETE, levou em consideração o critério de que, todo o esgoto chegaria na estação de tratamento via gravidade, para que, não se tenha mais gastos com bombas para o bombeamento do esgoto para uma ETE localizada em um nível mais elevado. O ponto possui um nível de 479 m, além de ser o ponto com nível mais baixo do município, fica localizado próximo ao Rio Suzana, no qual, é possível fazer o desague do efluente líquido tratado.

Foi determinado, além do nível mais baixo do município, um ponto de instalação da ETE mais próximo ao centro do município, com nível de 618 m, pois o nível mais baixo, fica muito distante do centro, tendo assim, uma dificuldade de operação e manutenção da estação. Por esse motivo, é possível visualizar na Figura 11, dois pontos em que a estação de tratamento de esgoto pode ser instalada.

No caso do ponto mais próximo do centro, foi analisado todos os níveis e determinado o ponto em que fosse um nível baixo para que a maioria da rede coletora conduzisse o esgoto por gravidade, sendo necessário, somente os pontos com níveis mais baixos que o determinado, o uso de bombas, fazendo com que o esgoto chegue na estação por bombeamento, devido ao ponto da coleta estar mais baixo que o nível da estação.

Figura 11: Pontos possíveis para a instalação da ETE.



Fonte: Autoria própria (2022).

4. Resultados e discussão

Os cálculos para o dimensionamento do tratamento preliminar e secundário, serão descritos a seguir.

4.1 Determinação do crescimento populacional

O crescimento populacional foi determinado pela Equação 1 e 1.1.

$$P_t = P_0 * e^{K_g * (t-t_0)} \quad (1)$$

$$K_g = \frac{\ln(P_2) - \ln(P_0)}{t_2 - t_0} \quad (1.1)$$

Sendo:

P_t : População no tempo “t” (hab.);

P_0 : População no tempo “t₀” (hab.);

P_2 : População no tempo “t₂” (hab.);

t: Ano 2042;

t₀: Ano 2010;

t₂: Ano 2021;

K_g : Coeficiente.

Substituindo na equação:

$P_0 = 5862$ habitantes;

$P_2 = 5447$ habitantes;

t = 2042 anos;

t₀ = 2010 anos;

t₂ = 2021 anos.

Obtém-se para o ano de 2042, uma população total de 4.735 habitantes.

4.2 Determinação da vazão

$$Q_1 = \left(\frac{K_1 * P * q}{86400} + Q_{\text{esp}} \right) * \text{CETA} \quad (2)$$

$$Q_2 = \frac{K_1 * P * q}{86400} \quad (2.1)$$

$$Q_3 = \frac{K_1 * K_2 * P * q}{86400} \quad (2.2)$$

Sendo:

$Q_{1\text{min}}$: Vazão da captação até a ETA (l/s);

$Q_{1\text{max}}$: Vazão da captação até a ETA (l/s);

$P_{\text{min 2042}}$ = População estimada (hab);

$P_{\text{max 2021}}$ = População estimada (hab);

q = Consumo *per capita* de água (litros/hab/dia)

K_1 = Coeficiente do dia de maior consumo;

Q_{esp} = Vazão específica (l/s);

CETA = Consumo na ETA (%).

Substituindo na equação 2:

K_1 : 1,2;

P : 4735 hab;

q : 125 litros/hab/dia;

Q_{esp} : 0 l/s;

CETA: 4%.

Obtém-se uma vazão de captação até a ETA ($Q_{1\text{min}}$), um valor de 8,55 l/s.

Obtém-se uma vazão de captação até a ETA ($Q_{1\text{max}}$), um valor de 9,83

l/s.

Sendo:

Q2: Vazão ETA até o reservatório (l/s);

P = População estimada (hab);

q = Consumo *per capita* de água (litros/hab/dia)

K1 = Coeficiente do dia de maior consumo.

Substituindo na equação 2.1:

K1: 1,2;

P: 4735 hab;

q: 125 litros/hab/dia.

Obtém-se uma vazão da ETA até o reservatório, um valor de 8,22 l/s.

Sendo:

Q3: Vazão do reservatório até a rede (l/s);

P = População estimada (hab);

q = Consumo *per capita* de água (litros/hab/dia)

K1 = Coeficiente do dia de maior consumo;

K2 = Coeficiente da hora de maior consumo.

Substituindo na equação 2.2:

K1: 1,2;

K2: 1,5;

P: 4735 hab;

q: 125 litros/hab/dia.

Obtém-se uma vazão do reservatório até a rede, um valor de 12,33 l/s.

Como mostrado no cálculo do item 4.1, de dimensionamento do crescimento populacional, a população do município de Gaurama tende a decrescer com o passar do tempo. Por esse motivo, para os cálculos seguintes foi utilizado a vazão máxima, sendo representada por 9,83 l/s, referente ao ano

de 2021. Essa escolha se deu a partir da visualização de vazões, pois se a ETE fosse dimensionada com a vazão no final do projeto (2042), representada pelo valor de 8,55 l/s, haveria um erro.

Esse erro se dá devido as vazões, que iriam operar durante os anos iniciais, até chegar ao respectivo ano de projeto, são maiores que a vazão no ano de 2042, devido ao decréscimo populacional.

Com os dados obtidos acima, foi possível fazer os dimensionamentos para os tratamentos preliminar, primário, secundário e terciário, como serão apresentados na sequência.

4.3 Dimensionamento do tratamento preliminar

4.3.1 Dimensionamento do gradeamento

Para o dimensionamento do gradeamento foi seguido a sequencias de equações, sendo ela, da equação 3 a 3.6.2.

$$E = \frac{a}{a+t} \quad (3)$$

Sendo:

E: Eficiência da grade (%);

a: Espaçamento entre as grades (cm);

t: Espessura das barras (cm).

Substituindo na equação 3:

a: 1 cm;

t: 0,64 cm.

Obtém-se uma eficiência da grade de 60,97%.

$$Au = \frac{Q}{v} \quad (3.1)$$

Sendo:

Au: Área útil (m²);

Q: Vazão de projeto (m³/s);

v: Velocidade de passagem (m/s).

Substituindo na equação 3.1:

Q: $9,83 \cdot 10^{-3}$ m³/s;

v: 1,1 m/s.

Obtém-se uma área útil de $8,94 \cdot 10^{-3}$ m².

Segundo a NBR 12209 (1992) a velocidade máxima que deve passar pela grade deve ser inferior ou igual a 1,2 m/s. Com esse dado, optou-se por usar uma velocidade de passagem de 1,1 m/s.

$$S = \frac{Au}{E} \quad (3.2)$$

Sendo:

S: Área transversal do canal (m²)

Au: Área útil (m²);

E: Eficiência da grade.

Substituindo na equação 3.2:

Au: $8,94 \cdot 10^{-3}$ m²;

E: 0,6097.

Obtém-se uma área de seção transversal de 0,0147 m².

Segundo Jordão e Pessoa (2011) a largura do canal do afluente pode ser ajustada para atender a velocidade de passagem, a qual resulta em uma

velocidade de aproximação (v_0), na seção anterior a grade, tendo de ser menor do que a velocidade “ v ” fixada para o projeto

$$v_0 = \frac{Q}{S} \quad (3.3)$$

Sendo:

v_0 : Velocidade de aproximação (m/s);

S: Área transversal do canal (m²);

Q: Vazão de projeto (m³/s).

Substituindo na equação 3.3:

S: 0,0147 m²;

Q: 9,83*10⁻³m³/s.

Obtém-se uma velocidade de aproximação de 0,669m/s.

De acordo com a NBR 12208 (1992) a velocidade de aproximação deve ser maior ou igual a 0,4 m/s. O valor encontrado está de acordo com a norma.

$$h_f = \beta * \left(\frac{t}{a}\right)^{\frac{4}{3}} * \text{sen}(\theta) * \frac{v^2}{2g} \quad (3.4)$$

Sendo:

h_f : Perda de carga (m);

β : Fator que depende da seção das barras;

a: Espaçamento entre as barras (m);

t: Dimensão máxima transversal das barras (m);

v: Velocidade do fluxo entre as barras da grade (m/s);

g: Aceleração da gravidade (m/s²);

θ : Ângulo da grade com a horizontal (°).

Substituindo na equação 3.4:

β : 1,67

a: 0,01 m

t: 0,0064 m

v: 2,2 m/s

g: 9,81 m/s²;

θ : 45°.

Obtém-se uma perda de carga de 0,161 m.

Segundo a NBR 12208 (1992) quando a vazão de projeto é inferior a 100 l/s, utiliza-se limpeza manual, a qual traz consigo que a inclinação das barras com o eixo horizontal deve estar entre 45° e 60°, o qual, foi atribuído neste projeto, uma angulação de 45°.

Ainda de acordo com a norma citada acima, no cálculo de perda de carga, deve ser feito o dimensionamento com uma obstrução de 50% das grades, por ser limpeza manual. Com isso, a velocidade de fluxo entre as barras é dobrada, sendo a velocidade de passagem atribuída de 1,1 m/s, dobrando esse valor fica-se com uma velocidade de passagem entre as barras de 2,2 m/s.

Para a entrada de esgoto no gradeamento considerou-se um cano com diâmetro de 150 mm, no qual, Ferreira (2017) comenta que a relação entre a altura da lamina de água e o diâmetro do tubo é de no máximo 0,75, sendo esta relação necessária para manter as tubulações trabalhando como condutos livres e totalmente ventilados. Como o diâmetro do tubo foi considerado 150 mm, a altura da lamina da água na entrada da ETE é de 112,5 mm, ou 11,25 cm.

A NBR 12208 (1992) consta que a perda de carga em grades com limpeza manual deve ser superior ou igual a 0,15 m, comprovado com cálculos que o valor está de acordo com a norma.

$$L = \frac{S}{h} \quad (3.5)$$

Sendo:

L: Largura da grade (m);
 S: Área transversal do canal (m²);
 h: Profundidade da lâmina de água (m)

Substituindo na equação 3.5:

S: 0,0147 m²;
 h: 0,1 m

Obtém-se uma largura da grade de 0,147 m.

A profundidade a lâmina de água foi determinada pelas condições do conduto afluente. A largura foi fixada em 0,15 m para arredondamento.

$$N_e = N_b + 1 \quad (3.6)$$

$$(N_e \cdot a) + (N_b \cdot t) = L \quad (3.6.1)$$

$$(N_b + 1) \cdot a + (N_b + 1) \cdot t = L \quad (3.6.2)$$

Sendo:

N_e : Número de espaçamentos;
 N_b : Número de barras;
 a: espaçamento entre as barras (mm);
 t: Espessura das barras (mm);
 L: Largura da grade (mm).

Substituindo na equação 3.6.2:

a: 10 mm;
 t: 6,4 mm;
 L: 150 mm.

Obtém-se para N_b 9 barras de 6,4x38,1 mm. Com o valor de N_b é possível determinar N_e pela Equação 3.6.1, sendo então, 9 espaçamentos de 10mm.

4.3.2 Dimensionamento do desarenador

Para o dimensionamento do desarenador, foi seguido a sequência das equações, sendo apresentados pelas equações 3.7 a 3.13.

$$V1 = \frac{L}{t1} \text{ e } V2 = \frac{h}{t2} \quad (3.7)$$

Sendo:

V1: Velocidade do fluxo (m/s);

V2: Velocidade de sedimentação (m/s);

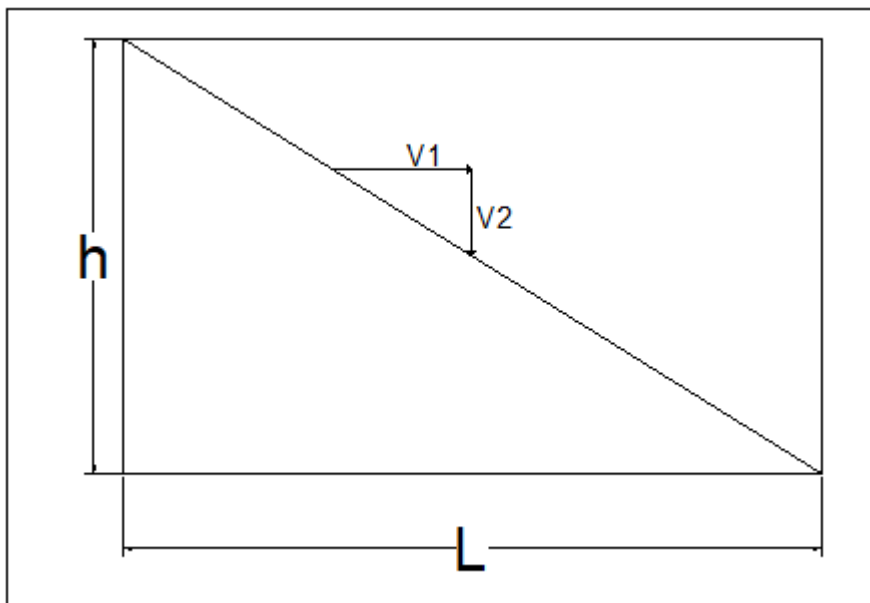
L: Comprimento da caixa de areia (m);

h: Altura d'água na caixa (m);

t1 e t2: Tempo gasto pelas partículas (s).

Como o tempo gasto pelas partículas para percorrer as distâncias de h e L é o mesmo, podendo ser visualizados na Figura 12, ocorre uma simplificação na Equação 2.10.1, apresentada na equação 2.10.2.

Figura 12: Velocidade das partículas relacionando altura e comprimento do desarenador.



Fonte: Adaptado de Di Bernardo e Dantas (2005).

$$V1 \cdot h = L \cdot V2 \quad (3.8)$$

Substituindo na equação 3.8:

V1: 0,3 m/s;

V2: 0,02 m/s;

Obtém-se que o comprimento do desarenador é 15 vezes a altura “h”. Mas Jordão e Pessoa (2011) ainda complementam que deve-se atribuir um fator de garantia decorrente do efeito de turbulência, então adotou-se um valor 50% maior do comprimento, tendo assim um comprimento 22,5 vezes maior que a altura d’água na caixa.

Para determinar o comprimento e a altura da água na caixa de areia se fez necessário uma sequência de equações para se chegar nos valores, sendo necessário, para determinar o comprimento, encontrar a área da caixa, a partir da taxa de escoamento e algumas equações relacionadas à calha Parshall.

Para se achar a altura da caixa de areia, necessita da altura máxima e mínima d’água na calha, juntamente com o rebaixo do Parshall, sendo mostrado nas equações 3.9 e 3.10, respectivamente.

$$Q = 2,2 \cdot W \cdot h^{\frac{3}{2}} \quad (3.9)$$

Sendo:

h2: Altura d’água na calha;

Q: Vazão de projeto (m³/s);

W: Valor tabelado (m) encontrado na Tabela 9.

Como será feita a altura máxima e mínima, utiliza-se as vazões máximas e mínimas.

Substituindo na equação 3.9.

$Q_{\max}: 9,83 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s};$

$Q_{\min}: 8,55 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s};$

$W: 0,076 \text{ m}.$

Obtém-se para a vazão máxima uma altura máxima d'água na calha de 0,1512 m. Para a vazão mínima, uma altura mínima d'água na calha de 0,1378m.

$$\frac{Q_{\max}}{Q_{\min}} = \frac{h_{2\max} - Z}{h_{2\min} - Z} \quad (3.10)$$

Sendo:

h_2 : Altura d'água na calha (m);

Q : Vazão de projeto (m^3/s);

Z : Rebaixo do Parshall (m).

Substituindo na equação 3.10.

$Q_{\max}: 9,83 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s};$

$Q_{\min}: 8,55 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s};$

$h_{2\max}: 0,1512 \text{ m};$

$h_{2\min}: 0,1378 \text{ m}.$

Obtém-se para o rebaixo da calha Parshall um valor de 0,04823m.

Com o rebaixo da calha Parshall e a altura d'água na calha foi possível determinar a altura da caixa de areia a partir da equação 3.11.

$$h_1 = h_2 - Z \quad (3.11)$$

Sendo:

h_1 : Altura da caixa de areia (m);

h_2 : Altura d'água na calha (m);

Z : Rebaixo do Parshall (m).

Substituindo na equação 3.11.

h_2 : 0,1512 m;

Z : 0,0483 (m).

Obtém-se para a altura da caixa de areia um valor de 0,1029 m.

Com a altura foi possível determinar a largura do desarenador a partir da equação 3.12.

$$b = \frac{Q}{V_1 \cdot h_1} \quad (3.12)$$

Sendo:

b : Largura da caixa de areia (m);

h_1 : Altura da caixa de areia (m);

Q : Vazão de projeto (m³/s);

V_1 : Velocidade do fluxo (m/s);

Substituindo na equação 3.12.

Q : $9,83 \cdot 10^{-3}$ m³/s;

h_1 : 0,1029 m;

V_1 : 0,3 m/s

Obtém-se para a largura da caixa de areia um valor de 0,3184 m.

A NBR 12209 (1992) comenta que a largura do desarenador em caso de limpeza manual deve ser superior a 0,3 m, o que pelo cálculo, está de acordo com a norma.

Com a largura foi possível determinar o comprimento a partir da área, mas para determinar a área a NBR 12209 (1992) consta que a taxa de escoamento superficial para desarenador por gravidade, deve ser entre 600 a 1300 m³/m²d.

Com isso, foi atribuído para a taxa de escoamento, o maior valor, por questão de segurança, sendo esta de $1300 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{d}$.

A equação 3.13 mostra como determinar a área do desarenador.

$$qA = \frac{Q}{A} \quad (3.13)$$

Sendo:

qA : Taxa de escoamento superficial ($\text{m}^3/\text{m}^2\text{s}$);

Q : Vazão de projeto (m^3/s);

A : Área do desarenador (m^2).

Substituindo na equação 3.13.

qA : $1300 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{d} = 0,01505 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{s}$

Q : $9,83 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$;

Obtém-se para o comprimento da caixa de areia um valor de 2,052 m.

Como falado a cima, por questões de segurança, o comprimento equivale a 22,5 vezes a altura d'água no desarenador, tendo assim, uma altura de 0,091 m.

A NBR 12209 (1992) ainda comenta que além da altura d'água na caixa de areia, deve-se considerar uma altura de, no mínimo, 0,2 m para o acúmulo do material sedimentado, sendo atribuído uma altura de 0,3 m para o acúmulo de material sedimentado.

4.3.3 Dimensionamento da calha Parshall.

Para o dimensionamento da calha Parshall, foi seguido a sequência das equações, sendo apresentado em sequência o dimensionamento com suas respectivas fórmulas e valores desde a equação 3.14 a 3.27.

$$H_a = K \cdot Q^n \quad (3.14)$$

Sendo:

Ha: Altura da lâmina de água da seção de medição (m);

Q: Vazão de dimensionamento (m³/s);

K: Medida tabelada;

n: Medida tabelada;

Substituindo na equação 3.14:

Q: $9,83 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$

K: 3,704

n: 0,646

Obtém-se uma altura da lâmina de água da seção de medição, determinado como descarga, um valor de 0,187m.

$$D' = 2/3 * (D - W) + W \quad (3.15)$$

Sendo:

D': Largura na seção de medida (m);

D: Medida tabelada;

W: Medida tabelada;

Substituindo na equação 3.15:

D: 25,9 cm

W: 7,6 cm

Obtém-se uma largura na seção de medida um valor de 19,8 cm.

$$V_a = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{D' \cdot H_a} \quad (3.16)$$

Sendo:

Va: Velocidade na seção de medida (m/s);

Q: Vazão de dimensionamento (m³/s);

D': Largura na seção de medida (m);

Ha: Altura da lâmina de água da seção de medição (m);

Substituindo na equação 3.16:

Q: $9,83 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$

D': 0,198 m

Ha: 0,187 m

Obtém-se uma velocidade na seção de medição, um valor de 0,265 m/s.

$$Ea = Ha + \frac{Va^2}{2 \cdot g} + N \quad (3.17)$$

Sendo:

Ea: Energia total disponível (m);

Va: Velocidade na seção de medida (m/s);

N: Valor tabelado (m);

g: Força da gravidade (m/s²)

Ha: Altura da lâmina de água da seção de medição (m);

Substituindo na equação 3.17:

Va: 0,265 m/s;

N: 0,057 m;

g: 9,81 m/s²;

Ha: 0,187 m

Obtém-se uma energia total de 0,248 m.

$$\cos(\theta) = \frac{-g \cdot Q}{W \cdot (0,67 \cdot g \cdot E_a)^{\frac{2}{3}}} \quad (3.18)$$

Sendo:

- Θ: Ângulo fictício (°);
- Ea: Energia total disponível (m);
- W: Valor tabelado (m);
- Q: Vazão de dimensionamento (m³/s);
- g: Força da gravidade (m/s²).

Substituindo na equação 3.18:

- Ea: 0,284 m;
- W: 0,076 m;
- Q: 9,83*10⁻³m³/s;
- g: 9,81 m/s².

Obtém-se o cosseno de -0,4975. Com esse valor, foi possível determinar o ângulo fictício a partir do arc cosseno do valor encontrado, sendo o valor do ângulo de 119,83°.

$$V1 = 2 \cdot \cos\left(\frac{\theta}{3}\right) \cdot \left(\frac{2 \cdot g \cdot E_a}{3}\right)^{0,5} \quad (3.19)$$

Sendo:

- V1: Velocidade da água no início do ressalto (m/s);
- Ea: Energia total disponível (m);
- Θ: Ângulo fictício (°);
- g: Força da gravidade (m/s²)

Substituindo na equação 3.19:

Ea: 0,284 m/s;

Θ : 119,83°;

g: 9,81 m/s²;

Obtém-se um valor de velocidade da água no início do ressalto de 2,09 m/s.

$$y_1 = E_a - \frac{V_1^2}{2 \cdot g} \quad (3.20)$$

Sendo:

y₁: Altura da água no início do ressalto (m);

E_a: Energia total disponível (m);

V₁: Velocidade da água no início do ressalto (m/s);

g: Força da gravidade (m/s²).

Substituindo na equação 3.20:

Ea: 0,284 m/s;

V₁: 2,09 m/s;

g: 9,81 m/s²;

Obtém-se um valor da altura da água no início do ressalto de 0,061 m.

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot y_1}} \quad (3.21)$$

Sendo:

Fr: Número de Froude (adimensional);

y₁: Altura da água no início do ressalto (m);

V₁: Velocidade da água no início do ressalto (m/s);

g: Força da gravidade (m/s²).

Substituindo na equação 3.21:

y_1 : 0,061 m;

V_1 : 2,09 m/s;

g : 9,81 m/s²;

Obtém-se um valor para o número de Froude de 2,70.

Este número representa o tipo de salto, representando, um salto oscilante.

$$y_3 = \frac{y_1}{2} * (\sqrt{1+8*Fr^2} - 1) \quad (3.22)$$

Sendo:

y_3 : Altura total de água no trecho divergente (m);

Fr: Número de Froude (adimensional);

y_1 : Altura da água no início do ressalto (m);

Substituindo na equação 3.22:

y_1 : 0,061 m;

Fr: 2,7.

Obtém-se um valor para a altura total de água no trecho divergente de 0,204m.

$$y_2 = y_3 - N + K \quad (3.23)$$

Sendo:

y_2 : Profundidade no final do trecho divergente (m);

y_3 : Altura total de água no trecho divergente (m);

N: Valor tabelado (m);

K: Valor tabelado (m).

Substituindo na equação 3.23:

y3: 0,204 m;

N: 0,057 m;

K: 0,025 m.

Obtém-se um valor de profundidade no trecho divergente de 0,172m.

$$V2 = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{y2 * C} \quad (3.24)$$

Sendo:

V2: Velocidade no final do trecho divergente (m/s);

y2: Profundidade no final do trecho divergente (m);

C: Valor tabelado (m);

Q: Vazão de dimensionamento (m³/s).

Substituindo na equação 3.24:

y2: 0,172 m;

C: 0,179 m;

Q: 9,83*10⁻³m³/s.

Obtém-se um valor de velocidade no trecho divergente de 0,319 m/s.

$$H_p = H_a + N - y_3 \quad (3.25)$$

Sendo:

H_p: Perda de carga no ressalto hidráulico (m)

H_a: Altura da lâmina de água da seção de medição (m);

y₃: Altura total de água no trecho divergente (m);

N: Valor tabelado (m);

Substituindo na equação 3.25:

y3: 0,204 m;

N: 0,057 m;

Ha: 0,187 m

Obtém-se um valor perda de carga no ressalto hidráulico de 0,04 m.

$$T = \frac{G_{parshall}}{V_m} = \frac{G_{parshall}}{\left(\frac{V_1 + V_2}{2}\right)} \quad (3.26)$$

Sendo:

T: Tempo de residência médio no trecho divergente (s)

V1: Velocidade da água no início do ressalto (m/s);

V2: Velocidade no final do trecho divergente (m/s);

Gparshall: Valor tabelado (m);

Substituindo na equação 3.26:

V1: 2,09 m/s;

V2: 0,319 m/s;

Gparshall: 0,305 m

Obtém-se um tempo de residência médio no trecho divergente de 0,253 s.

$$G = \sqrt{\frac{\gamma * H_p}{\mu * T}} \quad (3.27)$$

Sendo:

G: Gradiente de velocidade (s⁻¹);

T: Tempo de residência médio no trecho divergente (s);

Hp: Perda de carga no ressalto hidráulico (m);

μ : Coeficiente de viscosidade da água (Pa*s);

γ : Peso específico da água (N/m³);

Substituindo na equação 3.27:

T: 0,253 s;

Hp: 0,04m;

μ : $1,002 \cdot 10^{-3}$ Pa*s;

γ : 9810 N/m³.

Obtém-se um gradiente de velocidade de 1244,14 s⁻¹.

A NBR 12216 (1992) estabelece condições ideais para a mistura rápida, no qual, segundo a norma, o gradiente de velocidade deve ser superior a 1000 s⁻¹. Com isso, confirma-se que o gradiente foi projetado da forma correta.

4.4 Dimensionamento do Tratamento Secundário

4.4.1 Dimensionamento do reator aeróbio

4.4.1.1 Taxa de utilização máxima de substrato

Metcalf e Eddy (1991) determinam que a taxa de utilização máxima de substrato pode ser definida pela Equação 4.28

$$q_{\text{máx}} = \frac{\mu_{\text{máx}}}{Y} \quad (4.28)$$

Sendo:

$q_{\text{máx}}$: Taxa de utilização máxima, em d⁻¹;

$\mu_{\text{máx}}$: Taxa de crescimento específico máximo. Por não existirem dados disponíveis específicos para a cidade de Gaurama, adotou-se o valor médio entre os limites fixados por Von Sperling ($1,5 < \mu_{\text{máx}} < 5,0$ d⁻¹);

Y: Coeficiente de produção celular (massa de sólidos em suspensão voláteis produzidos por unidade de massa de DBO removida). Segundo Von Sperling (1997), pode-se adotar para este coeficiente valores entre 0,4 a 0,8 gSSV/gDBO5 removida.

Substituindo na equação 4.28:

$\mu_{\text{máx}}$: 3,25 d⁻¹;

Y: 0,6 gSSV/gDBO5.

Obtém-se uma taxa de utilização máxima de 5,42 d⁻¹.

4.4.1.2 Tempo de detenção hidráulico (t)

Para se determinar o tempo de detenção hidráulico pode ser utilizada a Equação 4.29.

$$t = \frac{(S_o - S_e) \cdot (K_s + S_e)}{q_{\text{máx}} \cdot X_v \cdot S_e} \quad (4.29)$$

Sendo:

t: Tempo de detenção hidráulica (dias);

S_o: Concentração de DBO afluente no sistema (mg/L);

S_e: Taxa de lançamento de DBO5 no corpo receptor (mg/L);

K_s: Constante de saturação (mgDBO₅/L);

q_{máx}: Taxa de utilização máxima (d⁻¹);

X_v: Concentração de sólidos em suspensão voláteis (mgSSV/L).

Substituindo na Equação 4.29

S_o: 300 mgDBO5/L

S_e: 7 mgDBO5/L

K_s: 60 mgDBO5/L;

qmáx: 5,42 d⁻¹;
Xv: 3000 mgSSV/L.

Obtém-se um tempo de detenção hidráulico de 0,172 dias, equivalente à 4,128 horas.

Como não foram encontrados dados a respeito da classe dos córregos presentes no município de Gaurama, supõe-se que, devido a sua utilização, o rio é de classe 3 (rios de águas doce que podem ser destinados: ao abastecimento e consumo humano, após tratamento convencional, à irrigação, à pesca amadora, à recreação etc) (CONAMA 357, 2005). Logo, o rio deve atender as seguintes características: DBO 5 dias a 20°C até 10 mg/L O₂, e oxigênio dissolvido (OD) em qualquer amostra não inferior a 4 mg/L O₂. Assim, adotou-se Se = 7,0 mg/L (valor médio).

Segundo a NBR 12209 (1992), a concentração de sólidos em suspensão deve estar compreendida no intervalo de 1500 a 4500 mg/L. Portanto, foi adotado o valor médio de 3000 mgSSV/L.

Como a NBR 12209 (1992) descreve que o tempo de detenção hidráulico não deve ser um parâmetro para o dimensionamento do tanque de aeração, a mesma propõe alguns parâmetros para o dimensionamento, no qual, foi adotado a relação A/M.

4.4.1.3 Relação alimento/microrganismos (A/M)

Seu valor pode ser determinado pela Equação 4.30.

$$\frac{A}{M} = \frac{S_o}{t \cdot X_v} \quad (4.30)$$

Sendo:

A/M: Carga de lodo fornecida por dia (kgDBO₅/kgSSV.d);

S_o: Concentração de DBO afluente no sistema (kgDBO₅/L);

T: Tempo de detenção hidráulica (dias);

X_v: Concentração de sólidos em suspensão voláteis (kgSSV/L).

Substituindo na Equação 4.30:

S_0 : $300 \cdot 10^{-6}$ kgDBO5/L;

t : 0,172 dias;

X_v : $3 \cdot 10^{-3}$ kgSSV/L.

Obtém-se um valor para a relação A/M de 0,58 kgDBO5/kgSSV.d.

Segundo a NBR 12209 (1992) o intervalo de valores para a relação A/M é de 0,07 a 1,1 kgDBO5/kgSSV.d.

4.4.1.4 Volume do tanque de aeração

Para o cálculo do volume do tanque, foi considerado a Equação 4.31.

$$V_{\text{tanque}} = Q_{\text{máx}} \cdot t \quad (4.31)$$

Sendo:

V_{tanque} : Volume do tanque de aeração, em m^3 ;

$Q_{\text{máx}}$: Vazão máxima afluyente (m^3/d);

T : Tempo de detenção hidráulica (dias).

Substituindo na Equação 4.31:

$Q_{\text{máx}}$: 849,312 m^3/d ;

t : 0,172 dias.

Obtém-se um valor para o volume do tanque de 146,08 m^3 .

4.4.1.5 Profundidade, comprimento e largura do tanque de aeração

Para o cálculo da área do tanque, foi considerado a Equação 4.32.

$$V_{\text{tanque}} = A_b \cdot H \quad (4.32)$$

Sendo:

V_{tanque} : Volume do tanque de aeração (m^3);

A_b : Área da base do tanque (m^2);

H : Altura do tanque (m).

Substituindo na Equação 4.32

V_{tanque} : 146,08 m^3 ;

H : 4 m;

Obtém-se uma área da base de 36,5 m^2 .

Determinando que a base do tanque de aeração será prismática retangular, atribuiu-se uma proporção de 1-3 de largura e comprimento, tendo assim, um comprimento de 10,5 metros e uma largura de 3,5 metros, chegando a uma área de 36,75 m^2 .

4.4.1.6 Taxa de utilização do substrato

Pode ser calculado pela Equação 4.33.

$$U = \frac{S_o - S_e}{X_v \cdot t} \quad (4.33)$$

Sendo:

U : Taxa de utilização do substrato ($\text{kgDBO}_5/\text{kgSSVTA} \cdot \text{d}$);

S_o : Concentração de DBO afluente no sistema (kgDBO_5/L);

S_e : Taxa de lançamento de DBO5 no corpo receptor (kgDBO_5/L);

T : Tempo de detenção hidráulica (dias);

X_v : Concentração de sólidos em suspensão voláteis (kgSSV/L).

Substituindo na Equação 4.33

S_0 : $300 \cdot 10^{-6}$ kgDBO5/L;

S_e : $7 \cdot 10^{-6}$ kgDBO5/L;

t : 0,172 dias;

X_v : $3 \cdot 10^{-3}$ kgSSV/L.

Obtém-se uma taxa de utilização do substrato de 0,568 kgDBO5/kgSSVTA.d.

4.4.1.7 Idade do lodo

Calculado com a Equação 4.34.

$$\Theta_c = \frac{1}{\mu - K_d} = \frac{1}{(q \cdot Y) - K_d} \quad (4.34)$$

Sendo:

Θ_c : Idade do lodo ou tempo de detenção da biomassa (dias);

q : Taxa de utilização do substrato (kgDBO5/kgSSVTA.d);

Y : Coeficiente de produção celular (kgSSV/kgDBO5);

K_d : Taxa específica de redução de biomassa (d^{-1}).

Substituindo na Equação 4.34.

q : 0,568 kgDBO5/kgSSVTA.d;

Y : 0,6 kgSSV/kgDBO5;

K_d : 0,075 d^{-1} .

Obtém-se para a idade do lodo um valor de 3,76 dias.

Conforme a NBR 12209 (1992) a faixa imposta para a idade do lodo foi de 2 a 40 dias, estando dentro da faixa estipulada pela NBR.

4.4.1.8 Carga de DBO aplicada

Calculada pela Equação 4.35.

$$\text{Carga DBO} = \frac{S_o}{t} \quad (4.35)$$

Sendo:

Carga DBO: Carga de DBO5 aplicada por metro cúbico em um dia (kgDBO5/m³.d);

S_o: Concentração de DBO afluente no sistema (kgDBO5/m³);

t: Tempo de detenção hidráulico (dias).

Substituindo na Equação 4.35

S_o: 0,3 kgDBO5/m³

t: 0,175 dias

Obtém-se uma carga de 1,71 kgDBO/m³.d de DBO.

Segundo Von Sperling (1997) a faixa de valores para a carga de DBO aplicada fica entre 0,8 e 2 kgDBO/m³.d. Tendo o valor encontrado, presente dentro da faixa exposta.

4.4.1.9 Oxigênio requerido

Calculada pela Equação 4.36.

$$RO = (a' \cdot \left(\frac{S_o - S_e}{t}\right)) + (b' \cdot X_v) \quad (4.36)$$

$$a' = 1,46 - (1,42 \cdot Y) \quad (4.36.1)$$

$$b' = 1,42 \cdot f_b \cdot K_d \quad (4.36.2)$$

$$f_b = \frac{f_b'}{1 + ((1 - f_b') \cdot K_d \cdot \theta_c)} \quad (4.36.2.1)$$

Sendo

RO: Concentração de oxigênio ($\text{kgO}_2/\text{m}^3\cdot\text{d}$);
 Se: Taxa de lançamento de DBO5 no corpo receptor ($\text{kgDBO}_5/\text{m}^3$);
 So: Concentração de DBO afluente no sistema ($\text{kgDBO}_5/\text{m}^3$);
 Xv: Concentração de sólidos em suspensão voláteis (kgSSV/m^3);
 Y: Coeficiente de produção celular ($\text{kgSSV}/\text{kgDBO}_5$);
 Kd: Taxa específica de redução de biomassa ($\text{mgSSV}/\text{mgSSVd}$);
 Θ_c : Idade do lodo ou tempo de detenção da biomassa (dias);
 fb: Fração biodegradável dos SSV gerados no sistema submetidos a uma idade de lodo θ_c (adimensional);
 fb': Fração biodegradável de sólidos solúveis imediatamente após a sua geração no sistema ($\Theta_c=0$) (%).

Substituindo na Equação 4.36.2.1

Kd: 0,075 $\text{mgSSV}/\text{mgSSVd}$;

Θ_c : 3,76 dias;

fb': 80%

Obtém-se um valor para fb de 0,757.

Segundo Von Sperling (1997) o valor usualmente utilizado para a fração biodegradável dos sólidos solúveis é de 80%.

Substituindo na Equação 4.36.2

Fb: 0,757;

Kd: 0,075 $\text{mgSSV}/\text{mgSSVd}$.

Obtém-se um valor para b' de 0,081 $\text{kgSSV}/\text{kgSSVd}$.

Substituindo na Equação 4.36.1

Y: 0,6 $\text{kgSSV}/\text{kgDBO}_5$.

Obtém-se um valor para a' de 0,608 kgSSV/kgDBO5.

Substituindo na Equação 4.36

a' : 0,608 kgSSV/kgDBO5;

S_o : 0,3 kgDBO5/m³;

S_e : 0,007 kgDBO5/m³;

t : 0,175 dias;

b' : 0,081 kgSSV/kgSSVd;

X_v : 3 kgSSV/m³.

Obtém-se para a concentração de oxigênio, um valor de 1,261 kgSSV/m³.d.

Neste estudo adotou-se um aumento de 50% no valor de concentração de oxigênio, tendo-se assim, 1,89 kgSSV/m³.d.

Conforme a NBR 12209 (1992) a concentração mínima de oxigênio é 1,5 mgO₂/L.d, podendo ser apresentado como 1,5 kgSSV/m³.d, estando assim, de acordo com a norma.

4.4.1.10 Produção Líquida de lodo

Calculada pela Equação 4.37.

$$\Delta X = (Y.Q.(S_o - S_e)) - (K_d.X_v.V) \quad (4.37)$$

Sendo:

ΔX : Produção de lodo estimada (kgSSV/d);

Q : Vazão máxima afluyente (m³/d);

Y : Coeficiente de produção celular (kgSSV/kgDBO5);

S_o : Concentração de DBO afluyente no sistema (kgDBO5/m³);

S_e : Taxa de lançamento de DBO5 no corpo receptor (kgDBO5/m³);

K_d : Taxa específica de redução de biomassa (d⁻¹);

X_v : concentração de sólidos em suspensão voláteis (kgSSV/m³);

V : Volume do tanque de aeração (m³).

Substituindo na Equação 4.37

Q : 849,312 m³/d;

Y : 0,6 kgSSV/kgDBO₅;

S_o : 0,3 kgDBO₅/m³;

S_e : 0,007 kgDBO₅/m³;

K_d : 0,075 d⁻¹;

X_v : 3 kgSSV/m³;

V : 146,08 m³.

Obtém-se uma produção de lodo de 116,44 kgSSV/d.

4.4.1.11 Relação de recirculação do lodo

Pode ser dimensionada pela Equação 4.38

$$R = \frac{Q_r}{Q} = \frac{X_v}{X_u - X_v} \quad (4.38)$$

Sendo:

R = Razão de recirculação (adimensional);

X_v = Concentração de sólidos em suspensão voláteis (mgSSVTA/L);

X_u : Concentração de biomassa na linha de recirculação (mgSSVTA/L).

Substituindo na Equação 4.38

X_v : 3750 mgSSVTA/L;

X_u : 10000 mgSSVTA/L.

Obtém-se uma razão de 0,6.

Ferreira (2017) descreveu que para efluentes majoritariamente domésticos deve-se utilizar uma concentração de sólidos em suspensão voláteis 25% maiores, tendo assim um X_v de 3750 mgSSVTA/L.

No caso da concentração de biomassa na linha de recirculação, Jordão e Pessoa (2011) observaram que a faixa dessa concentração está entre 7.500 e 15.000 mgSSVTA/L, sendo adotado assim, uma concentração de 10.000 mgSSVTA/L.

A NBR 12209 (1992) orienta que a razão de recirculação deve ser superior a 0,5.

4.4.1.12 Descarte do lodo

Pode ser calculado pela Equação 4.39

$$Q_w = \frac{V \cdot X_v}{\theta_c \cdot X_u} \quad (4.39)$$

Sendo:

Q_w : Volume de solo a ser descartado diariamente (m^3/d);

V : Volume do tanque de aeração (m^3);

X_v : Concentração de sólidos em suspensão voláteis (mgSSVTA/L);

θ_c : Idade do lodo ou tempo de detenção da biomassa (d);

X_u : Concentração de biomassa na linha de recirculação (mgSSVTA/L).

Substituindo na Equação 4.39

V : 146,08 m^3 ;

X_v : 3750 mgSSVTA/L;

θ_c : 3,76 d;

X_u : 10000 mgSSVTA/L.

Obtém-se um descarte na linha de recirculação de 14,57 m^3/d de lodo.

4.4.1.13 Eficiência efetiva na transferência de oxigênio

A correção de concentração de OD foi determinada pela Equação 3.40.1. Já a eficiência efetiva do sistema pode ser determinada pela Equação 3.40.

$$C_e = C_n \cdot a \cdot \frac{C_{sw} - C_L}{9,17} \cdot 1,02^{(T-20)} \quad (4.40)$$

$$f_H = 1 - \frac{H}{9450} \quad (4.40.1)$$

$$C_{sw} = \beta \cdot C_{s \max} \cdot f_H \quad (4.40.2)$$

$$C_{sw} = \beta \cdot C_{s \min} \cdot f_H \quad (4.40.3)$$

Sendo:

C_e : Eficiência efetiva (kgO₂/kWh);

C_n : Taxa de aeração média (kgO₂/kWh);

a : Coeficiente de transferência de oxigênio;

C_{sw} : Concentração de saturação de oxigênio no líquido do reator (mgO₂/L);

T : Temperatura (°C);

f_H : Fator de correção da concentração de saturação de OD pela altitude (adimensional);

H : Altitude do local (m);

β : Fator de correção para C_{sw} quando na presença de sais, matérias particuladas e agentes tensoativos;

C_L : Concentração de OD mantida no líquido no reator (mg/L);

$C_{s \max}$: Concentração de saturação de OD na água limpa para a temperatura máxima;

$C_{s \min}$: Concentração de saturação de OD na água limpa para a temperatura mínima;

Substituindo na Equação 4.40.1

H : 700 m.

Obtém-se um fator de correção da concentração de saturação de OD de 0,92.

Substituindo na Equação 4.40.2

β : 0,95;

$C_{S \text{ máx}}$: 7,34;

f_H : 0,92.

Obtém-se uma concentração de saturação de oxigênio no líquido do reator para a temperatura máxima de 6,41 mgO₂/L.

Substituindo na Equação 4.40.3

β : 0,95;

$C_{S \text{ min}}$: 10,46;

f_H : 0,92.

Obtém-se uma concentração de saturação de oxigênio no líquido do reator para a temperatura máxima de 9,14 mgO₂/L.

Segundo Von Sperling (1997) o valor de β costuma variar entre 0,70 e 0,98, no entanto, foi definido o valor de 0,95 de acordo com Metcalf e Eddy (1991).

A concentração de saturação de OD na água limpa (C_s) foi proposta por Von Sperling (1997), sendo que, em Gaurama, ao longo do ano, em geral, a temperatura varia entre 10°C e 28°C. Como na figura não se encontrava a altitude de Gaurama, foi feita uma regra de três para se determinar os valores de C_s para a temperatura máxima e mínima à uma altitude de 700 metros.

Tendo assim, a partir da regra de três, os valores para a concentração de oxigênio máxima e mínima, 7,34 mgO₂/L e 10,46 mgO₂/L, respectivamente.

Substituindo na Equação 4.40

C_n : 1,3 kgO₂/kWh;

a : 0,9;

C_{sw} máx: 6,41 mgO₂/L;
 C_{sw} min: 9,14 mgO₂/L;
 CL: 2 mgO₂/L
 T_{máx}: 28°C;
 T_{min}: 10°C.

Obtém-se para uma temperatura máxima e uma temperatura mínima a eficiência efetiva de 0,66 kgO₂/kWh e 0,75kgO₂/kWh, respectivamente.

Ferreira (2017) comenta que deve-se utilizar o menor valor de C_e, sendo então o valor de 0,66 kgO₂/kWh.

Conforme Von Sperling (1997) o coeficiente de transferência de oxigênio (a) é influenciado pelas características do esgoto, juntamente com a geometria do reator e grau de mistura, sendo considerada uma faixa de valores entre 0,6 e 1,2. Com isso, foi determinado o valor médio, sendo este de 0,9.

A concentração de OD mantida no líquido no reator, normalmente está entre os valores de 1 a 2 mgO₂/L (VON SPERLING, 1997). Desse modo, foi adotado para a concentração de OD mantida no líquido no reator (CL) de 2 mgO₂/L.

Para se determinar o valor da taxa de aeração (C_n) foi considerado um aerador que possui uma taxa de oxigenação de até 1,3 kgO₂/kWh.

4.4.1.14 Potência dos reatores

Para determinação da potência dos aeradores utilizou-se a Equação 3.41.

$$P = \frac{RO \cdot V}{24 \cdot C_e} \quad (4.41)$$

Sendo:

P: Potência do aerogerador (kW.d);
 RO: Requisito de oxigênio (kgO₂/m³.d);
 V: Volume do tanque de aeração (m³);
 C_e: Eficiência efetiva na transferência de O₂ (kgO₂/kWh).

Substituindo na Equação 4.41.

RO: 1,261 kgO₂/m³.d;

V: 146,08 m³;

Ce: 0,66 kgO₂/kWh.

Obtém-se uma potência de 11,63 kW ou 15,81 Cv.

A NBR 12209 (1992) coloca que a densidade de potência no tanque de aeração deve ser igual ou superior a 10 kW/m³, sendo este também igual a 4,6 kW. Com isso, adotou-se o maior valor entre o encontrado e o estimado, sendo este de 11,63 kW.

4.4.1.15 Determinação dos aeradores

Para atender a potência necessária calculada, optou-se por utilizar dois aeradores de 8 Cv.

4.4.1.16 Eficiência na remoção de DBO

Para se determinar a eficiência com que se remove a DBO, utilizou-se a Equação 4.42.

$$E = 100 \cdot \frac{S_o - S_e}{S_o} \quad (4.42)$$

Sendo:

S_o: Concentração de DBO afluente no sistema (kgDBO₅/m³);

S_e: Taxa de lançamento de DBO₅ no corpo receptor (kgDBO₅/m³);.

Substituindo na Equação 4.42

S_o: 300 mgDBO₅/L

Se: 7 mgDBO5/L

O sistema possui uma eficiência na remoção de DBO de 97,67%.

4.4.1.17 Tubulação de entrada e saída

O diâmetro da tubulação de entrada foi determinado pela equação da continuidade, segundo a Equação 4.43, sendo relacionada com a velocidade máxima.

Sendo:

$$D_{te} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{méd}}{V_{máx} \cdot \pi}} \quad (4.43)$$

D_{te} : Diâmetro da tubulação de entrada (m);

$Q_{méd}$: Vazão média (m³/s);

$V_{máx}$: Velocidade máxima (m/s).

Substituindo na Equação 4.45

$Q_{méd}$: 9,192. 10⁻³ m³/s;

$V_{máx}$: 0,5 m/s.

Obtém-se um diâmetro da tubulação de entrada e saída do reator de 0,153 metros, portanto o diâmetro comercial será de DN 200mm.

4.4.1.18 Comporta de saída

O dimensionamento da comporta pode ser feito a partir da Equação 4.44

Sendo:

$$A_c = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{V_{m\acute{a}x}} \quad (4.43)$$

A_c : Área da comporta (m^2);

$Q_{m\acute{a}x}$: Vazão máxima (m^3/s);

$V_{m\acute{a}x}$: Velocidade máxima (m/s).

Substituindo na Equação 4.45

$Q_{m\acute{a}x}$: $9,831 \cdot 10^{-3} m^3/s$;

$V_{m\acute{a}x}$: $0,5 m/s$.

Obtém-se uma área para a comporta de $0,0197m^2$.

A geometria da comporta adotada foi quadrada, no entanto, para evitar futuros empecilhos referente à abertura de saída da comporta, adotou-se uma comporta com lados de 20 cm, tendo assim uma área de $400 cm^2$.

4.4.2 Dimensionamento do decantador primário

4.4.2.1 Área superficial

Com o trabalho de Ferreira (2017) e os dados disponibilizados por Von Sperling (1997), foi possível, a partir da Equação 4.43 encontrar as taxas de aplicação hidráulica para a vazão média e vazão máxima.

$$A_{DS} = \frac{Q}{T_{AH}} \quad (4.43)$$

Sendo:

A_{DS} : Área do decantador (m^2);

Q : Vazão (m^3/h);

T_{AH} : Taxa de aplicação hidráulica ($m^3/m^2.h$).

Substituindo na Equação 4.43

$Q_{\text{máx}}$: 35,39 m³/h;

Q_{min} : 30,78 m³/h;

$T_{\text{AHmáx}}$: 1,8 m³/m².h;

T_{AHmin} : 0,8 m³/m².h.

Obtém-se uma área superficial de 38,47 m² e 19,66 m² para as vazões média e máxima, respectivamente.

Para se determinar a área segundo a taxa de aplicação de sólidos, proposto por Ferreira (2017), foi utilizada a Equação 4.44.

$$A_{\text{DS}} = \frac{(Q + Q_{\text{R}}) \cdot X_{\text{V}}}{T_{\text{AS}}} \quad (4.44)$$

Sendo:

A_{DS} : Área do decantador secundário (m²);

Q : Vazão (m³/h);

Q_{R} : Vazão de recirculação (m³/h);

T_{AS} : Taxas de aplicação de sólidos (kgSS/m².h);

X_{V} : Concentração de sólidos em suspensão voláteis (kg/m³).

Substituindo na Equação 4.44.

$Q_{\text{máx}}$: 35,39 m³/h;

Q_{min} : 30,78 m³/h;

Q_{R} : 0,61 m³/h;

$T_{\text{ASmáx}}$: 10 kgSS/m².h;

T_{ASmin} : 5 kgSS/m².h;

X_{V} : 3 kgSS/m³.

Obtém-se uma área superficial de 10,8 m² e 18,83 m² para as vazões de máxima e média, respectivamente.

Para a determinação da área superficial do decantador, o mesmo foi determinado pela maior das quatro medidas, sendo então, o valor de 38,47 m². Com a área, foi determinado um raio de 3,5 metros.

4.4.2.2 Tempo de detenção hidráulica

O tempo de detenção hidráulica pode ser verificado pela Equação 4.46.

$$t = \frac{V_D}{Q_{\text{méd}}} \quad (4.46)$$

Sendo:

t: Tempo de detenção hidráulica (h);

V_D: Volume útil do decantador (m³);

Q_{méd}: Vazão média (m³/h).

Substituindo na Equação 4.46

V_D: 115,41 m³;

Q_{méd}: 33,09 m³/h.

Obtém-se um tempo de detenção hidráulico de 3,49 horas.

Conforme informa a NBR 12209 (1992) o tempo de detenção hidráulico para o decantador, deve ser igual ou superior a 1,5 horas, atendendo assim, a esse critério.

4.5 Desinfecção

O efluente líquido que será destinado para os cursos hídricos, deve conter parâmetros aceitáveis para seu despejo, sendo necessário, uma eliminação de microrganismos que possam afetar o curso hídrico e até mesmo a saúde pública.

Por esse motivo, optou-se para o trabalho, uma desinfecção a base de dióxido de cloro. Essa substancia foi escolhida pois é abrangente no mercado, sendo encontrado facilmente, além de seu custo ser baixo.

Sua concentração não foi determinada, pois não se tem a caracterização do afluente de entrada, não sendo possível assim, fazer a dosagem correta para remoção de microrganismos patogênicos e outros microrganismos nocivos à saúde humana presentes no efluente líquido.

4.6 Destinação Final

O lodo que sairá do decantador, será destinado para leitos de secagem, para que ocorra a desidratação do mesmo, ou seja, para que ocorra a diminuição da quantidade de água presente no lodo. O leito de secagem será composto por uma laje de tijolos com um coberto, o lodo ficará na superfície da laje, fazendo com que a água escorra pelas frestas dos tijolos, gerando assim, um lodo desidratado.

O lodo gerado pela ETE, após desidratado, será destinado para aterros sanitários. Se optou por essa destinação, devido a quantidade produzida de lodo, sendo uma pequena quantidade, pois a sua maioria irá recircular para o reator. Outro fator que foi levado em consideração, foi que, com o lodo desidratado, após a destinação em aterro, o mesmo, não gerará lixiviado, por possuir uma quantidade baixa de água, além de ser uma forma de destinação final de um resíduo que não se faz necessário um custo elevado para destinação.

O anexo C, é apresenta todas as etapas do tratamento que será feito pela ETE.

5. Conclusão

Existem muitas opções para o tratamento de esgoto doméstico, juntamente com a determinação do processo mais adequado, devendo-se analisar, além da eficiência de remoção de DBO, a área útil para sua implantação, seu custo e a complexidade de implantação e operação, a localização da ETE, produção de lodo e a dependência de insumos para manutenção do sistema.

Considerando a eficiência e a área útil para implementação, conclui-se que foi possível determinar um processo de tratamento de esgoto adequado e que supre as necessidades do município de Gaurama, sendo este, o sistema de lodos ativados.

No tratamento preliminar o teve uma eficiência de remoção de sólidos grosseiros de 60,97%, para uma vazão de 9,83 l/s. O desarenador possui 31,84 cm de largura, para cada canal e 2,05 m de comprimento, na qual, a calha Parshall apresentou um gradiente de velocidade de $1244,14 \text{ s}^{-1}$.

O tratamento secundário, composto pelo reator e o decantador, apresentou uma remoção de 97,67% de DBO, com uma recirculação de $14,57 \text{ m}^3/\text{d}$ de lodo, do decantador para o reator. Com isso, o reator possui uma altura de 4 m, comprimento de 10,5 m e largura de 3,5 m, totalizando um volume de 146 m^3 . Já o decantador possui um raio de 3,5 m com 3 m de profundidade.

Por conta de não se ter os dados de caracterização, o lodo, já desidratado, será destinado para aterros sanitários, devido a sua baixa percentagem de água, evitando a formação de lixiviado e também pela sua pequena quantidade produzida, devido à baixa vazão.

5.1 Sugestões para trabalhos futuros

Se faz uma caracterização do afluente gerado pelo município, para se ter uma melhoria na remoção de nitrogênio e fósforo, juntamente com a quantidade ideal de dióxido de cloro para desinfecção do efluente líquido, que será despejado, dentro dos parâmetros das normativas, em cursos hídricos.

Ainda pode ser estudado maneiras de reaproveitamento do lodo produzido, como um bioproduto para agricultura, como um corretivo do solo, fertilizante e uso em áreas degradadas para fornecer os nutrientes necessários

para o solo se recuperar. Ainda é possível o estudo na área civil, para utilização do lodo como bioproduto na substituição de agregados ou até mesmo, na substituição da matéria prima do cimento, sendo este, o clínquer.

O estudo da utilização do lodo como um bioproduto pode gerar um valor agregado ao mesmo, podendo ser comercializado. O valor monetário arrecadado pela venda do bioproduto ainda pode ser utilizado para compensar nas taxas que os municípios terão que pagar pelo tratamento de esgoto, tendo assim, uma aceitação majoritária da população para um tratamento de esgoto.

Um projeto que deve ser feito e estudo é a da rede coletora de esgoto, para que seja levado o afluente para a estação, onde irá ocorrer o tratamento do mesmo. Além de todos os pontos abordados para trabalhos futuros, se faz necessário o levantamento de custos para a instalação e operação da ETE.

6. Referências

_____. NBR 10004. **Resíduos sólidos – Classificação**. Rio de Janeiro, 2004.

_____. NBR 12208. **Projeto de estações elevatórias de esgoto sanitário**. Rio de Janeiro, 1992.

_____. NBR 12209. **Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários**. Rio de Janeiro, 2011.

_____. NBR 12216. **Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público**. Rio de Janeiro, 1992.

Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA). Disponível em: <<https://www.gov.br/ana/pt-br>>. Acesso em 12 jan. 2022.

ALVAREZ-AYUSO, A. E.; García-Sánchez, A.; Querol, X. Purification of metal electroplating wastewaters using zeolites. **Water Research**, v. 37, n. 20, p. 4855-4862, 2003.

ANDREOLI, C. V.; LARA, A. I.; FERNANDES, F. **Reciclagem de biossólidos – Transformando problemas em soluções**. Curitiba: SANEPAR/FINEP. 1999.

ASSIS, A. A. R. et al. Levantamento da curva de crescimento da bactéria m. Phlei para obtenção de biomassa em ensaios de separação sólido-líquido. **XXIV ENTMME**, Salvador, Bahia. 2011.

BARNES, D. e BLISS, P. J. **Biological control of nitrogen in wastewater treatment**. E. e F. N. Spon, New York. 1983.

BATISTA, L. F. **Lodos gerados nas estações de tratamento de esgotos no distrito federal: um estudo de sua aptidão para o condicionamento, utilização e disposição final**. Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. 197 p. 2005.

BRASIL. **Lei nº 11.445**, de 5 de janeiro de 2007. Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico; altera as Leis nos 6.766, de 19 de dezembro de 1979, 8.036, de 11 de maio de 1990, 8.666, de 21 de junho de 1993, 8.987, de 13 de fevereiro de 1995; revoga a Lei no 6.528, de 11 de maio de 1978; e dá outras providências. Brasília, DF: Brasil.

BRINGHENTI, J. R. et al. **Codisposição de lodos de tratamento de esgotos em aterros brasileiros: aspectos técnicos e critérios mínimos de aplicação**. Engenharia Sanitária Ambiental. v. 23, nº5. Vitória. Espírito Santos. 2018.

CESAN. **Tratamento de Esgoto [Apostila]**. 2013.

CONAMA - Conselho Nacional do Meio Ambiente. Dispõe sobre condições, parâmetros, padrões e diretrizes para lançamento de efluentes em corpos de água. Resolução nº 430, 15 de maio de 2011.

CONAMA - Conselho Nacional do Meio Ambiente. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências. Resolução nº 357, 17 de março de 2005.

DEZOTTI, M. Processos e técnicas para o controle ambiental de efluentes líquidos. **E-papers**, 360 p. Rio de Janeiro, 2008.

DI BERNARDO, L. DANTAS, A. Di B. **Métodos e técnicas de tratamento de água**. [S.l: s.n.], 2005.

DOU, W.; Zhou, Z.; Jiang, L.; Jiang, A.; Huang, R.; Tian, X.; Zhang, W.; Chen, D. Sulfate removal from wastewater using ettringite precipitation: Magnesium ion inhibition and process optimization. **Journal of Environmental Management**, v. 196, p. 518-526, 2017.

FERREIRA, P. A. S. C. **Dimensionamento e comparação de sistemas de tratamento de esgoto para a cidade de Romaria-MG**. Trabalho de Conclusão de Curso (TCC), Engenharia Civil, FECIV, Uberlândia, Minas Gerais, 2017.

FERREIRA, A. C.; Andreoli, C. V.; Jürgensen, D. **Produção e características dos biossólidos**. In: Uso e Manejo do Lodo de Esgoto na Agricultura. Rio de Janeiro: PROSAB.1999.

GAURAMA, Prefeitura municipal, 2022.

GEHLING, G. **Tratamento de Água e Esgoto** [Apostila], cap. 10. UFRGS. 2017.

GOMES, L. A. **Aproveitamento de lodo gerado em estações de tratamento de esgoto e a relação com o meio ambiente**. Trabalho de conclusão de curso em Especialização: Produção e Gestão do Ambiente Construído. Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. 2019.

HENZE, M., HARREMOËS, P., LA COUR JANSEN, J., ARVIN, E., 1997, **Biological and Chemical Wastewater Treatment**. 2ª ed., Berlin: Springer.

IBGE – **Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística**, 2022. Disponível em: < <https://www.ibge.gov.br>>. Acesso em 10 jan. 2022.

JORDÃO, E. P.; PESSÔA, C. A. **Tratamento de esgotos domésticos**. 4. ed. Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental: Rio de Janeiro, 2005.

KARTIC, D. N.; Narayana, B. C. A.; Arivazhagan, M. Removal of high concentration of sulfate from pigment industry effluent by chemical precipitation using barium chloride: RSM and ANN modeling approach. **Journal of Environmental Management**, v. 206, p. 69-76, 2018.

LAPOLLI, F. R. et al. **Desinfecção de efluentes sanitários através de dióxido de cloro**. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. Vol 10, nº3. Pag 200-208. 2005

LEI Nº 11.445. **Lei Nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007**. Estabelece as diretrizes nacionais para o saneamento básico; cria o Comitê Interministerial de Saneamento Básico; altera as Leis nos 6.766, de 19 de dezembro de 1979, 8.666, de 21 de junho de 1993, e 8.987, de 13 de fevereiro de 1995; e revoga a Lei nº 6.528, de 11 de maio de 1978. Diário Oficial da República Federativa do Brasil, Brasília, DF, 05 jan. 2007. Disponível em: <<https://goo.gl/68RqMS>>. Acesso em: 18 fev. 2022.

LIRA, A. C. S., GUEDES, M. C., SCHALCH, V. Reciclagem de lodo de esgoto em plantação de eucalipto: carbono e nitrogênio, In: **Revista Engenharia Sanitária Ambiental**, 13(2), 207-216. 2008.

LUDUVICE, M.; FERNANDES, F. **Principais tipos de transformação e descarte do lodo**. In: von Sperling, M.; Andreoli, C.V.; Fernandes, F. (eds) Lodo de esgotos: tratamento e disposição final. Belo Horizonte: DESA-UFMG. p.339-423. Princípios do tratamento biológico de águas residuárias, 6. 2001.

MARCONDES, J. G. **Tratamento de efluentes**. Trabalho de conclusão de curso. Fundação Educacional do Município de Assis. Assis, 2012.

MARTINS, Vinícius F. **Comparação do comportamento hidrodinâmico de reatores anaeróbios de manta de lodo e fluxo ascendente (UASB) em diferentes escalas**. 2013. 64 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Ambiental) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Campo Mourão, 2013.

MARONEZE, M. M.; ZEPKA, L. Q.; VIEIRA, J. G.; QUEIROZ, M. I. & LOPES, E. J. 2014. A tecnologia de remoção de fósforo: gerenciamento do elemento em resíduos industriais. **Revista Ambiente e Água** vol. 9 n. 3. p 445-458 - Jul. / Sep 2014.

METCALF & EDDY, INC. **Wastewater engineering: treatment and reuse**. 4rd ed. New York: McGraw-Hill, 2003.

MICHALAKE, A. E., SILVA, C. R., SILVA, F. F. Análise dos parâmetros físico-químicos do esgoto de Curitiba (PR) – Estação Belém. **Ciência e natureza**, Santa Maria, v.38 n.3, 2016.p 1560-1570.

MURNLEITNER, E., KUBA, T., VAN LOOSDRECHT, M.C.M., HEIJNEN, J.J., **An integrated metabolic model for the aerobic and denitrifying biological phosphorus removal**. Biotechnology and Bioengineering, v. 54. 1997.

ONAKA, T. Sewage can make Portland cement: a new technology for ultimate reuse of sewage. In: **Water Science & Technology**, 41(8), p. 93-98. 2000.

OLIVIA, L.C.H.V. **Tratamento de esgotos sanitários com reator anaeróbio de manta de lodo (UASB):** protótipo – desempenho e respostas dinâmicas às sobrecargas hidráulicas. São Carlos. 218 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 1997.

PEGORINI, E. S.; ANDREOLI, C. V. **Alternativas de Uso de Resíduos do Saneamento.** Rio de Janeiro: ABES. 2006.

PELEGRINO, E. C. F.; FLIZIKOWSKI, L. C.; SOUZA, J. B. de. **Compostagem de lodo de estação de tratamento de esgoto.** In: VI Semana de Estudos de Engenharia Ambiental. Unicentro, 2008.

REISMANN, H., VIEIRA, B., RODRIGUES, T. M. **Remoção de nitrogênio e fósforo em efluentes: principais técnicas existentes, características, oportunidades e desafios para o tratamento terciário de efluentes.** Congresso ABES. FENASAN 2017.

RITTMANN, B. E.; MAYER, B.; WESTERHOFF, P. & EDWARDS, M. 2011. **Capturing the lost phosphorus.** *Chemosphere*, v. 84, p. 846-853, 2011.

SABESP. **Tratamento de esgotos.** Disponível em: <<https://goo.gl/d1EMkR>>. Acesso em: 18 fev. 2022.

SANTOS, E. V. M. **Desnitrificação em sistemas de lodo ativado.** Dissertação (Mestrado), engenharia civil e ambiental. UFCG. Campina Grande, 2009.

SANTOS, P. R. **Lagoas de estabilização: solução para o tratamento de esgotos domiciliares.** Trabalho de Conclusão de Curso (TCC), Engenharia Civil. Universidade São Francisco. Itatiba, São Paulo, 2007.

SCHMIDT, I. et al. **New concepts of microbial treatment processes for the nitrogen removal in wastewater.** *FEMS Microbiol. Rev.* 772: 1-12. 1992.

SILVA, C. E. **Tratamento de resíduos e impactos ambientais.** UFSM. 2019.

TONETTI, A. L. *et al.* **Tratamento de Esgotos Domésticos em Comunidades Isoladas:** referencial para a escolha de soluções. Campinas, São Paulo. Biblioteca UNICAMP, 2018.

TSUTIYA, M. T. **Abastecimento de água.** 3ª edição, 643 p. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária. USP, São Paulo, 2006.

VAN HAANDEL, A. C., MARAIS, G. V. R. **O comportamento do sistema de lodo ativado: Teoria e aplicações para projetos operacionais.** Campina Grande: Epgraf, 472p. 1999.

VAN HAANDEL, A. C. e LETTINGA, G. **Tratamento Anaeróbio de Esgotos: Um Manual para Regiões de Clima Quente**. Epgraf. Campina Grande, PB, 1994.

VAN HAANDEL e CATUNDA. **Estudos desenvolvidos com um Reator UASB em escala real**. 1995. Disponível em: <<http://www.dec.ufcg.edu.br/saneamento/UASB02.html>>. Acesso: 21/04/2022.

VIANNA, M. R. **Hidráulica aplicada às estações de tratamento de água**. 6ª edição, 756 p. 2019.

VON SPERLING, M. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos. Princípios do tratamento biológico de águas residuárias**. 3. ed. v. 1. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental - DESA; Universidade Federal de Minas Gerais, 2005, 452 p.

VON SPERLING, M. **Princípios do tratamento biológico de águas residuárias. Vol4. Lodos Ativados**. 2ª ed. Belo Horizonte: DESA-UFMG, 2002. V. 1, 428 p.

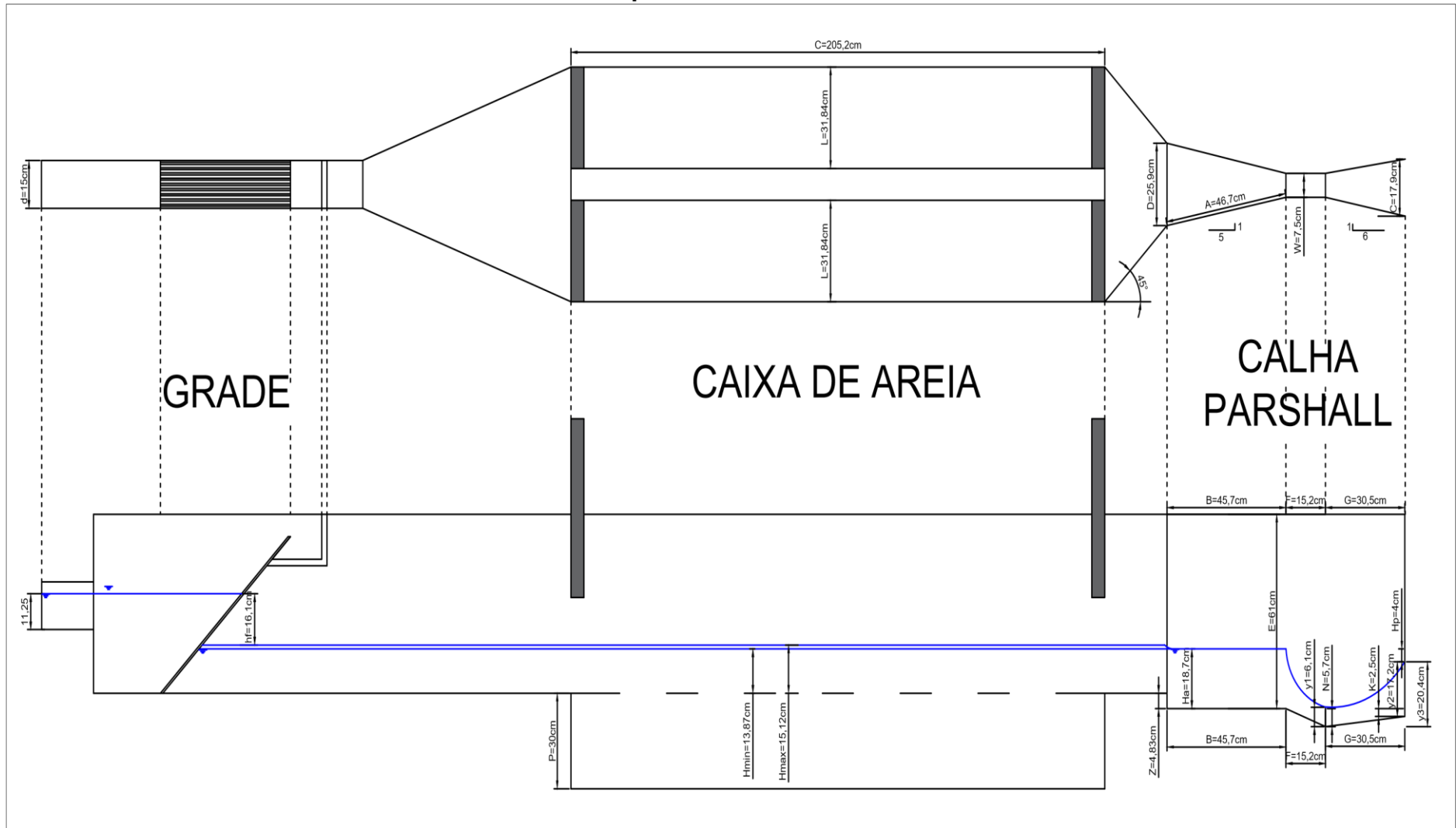
VON SPERLING, M. **Introdução à qualidade das águas a ao tratamento de esgotos**. 2ª ed. v. 1. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental - DESA, Universidade Federal de Minas Gerais, 1996, 243 p.

VON SPERLING, M. **Lodos Ativados**. 2ª ed. v. 4. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental - DESA, Universidade Federal de Minas Gerais, 1997, 428 p.

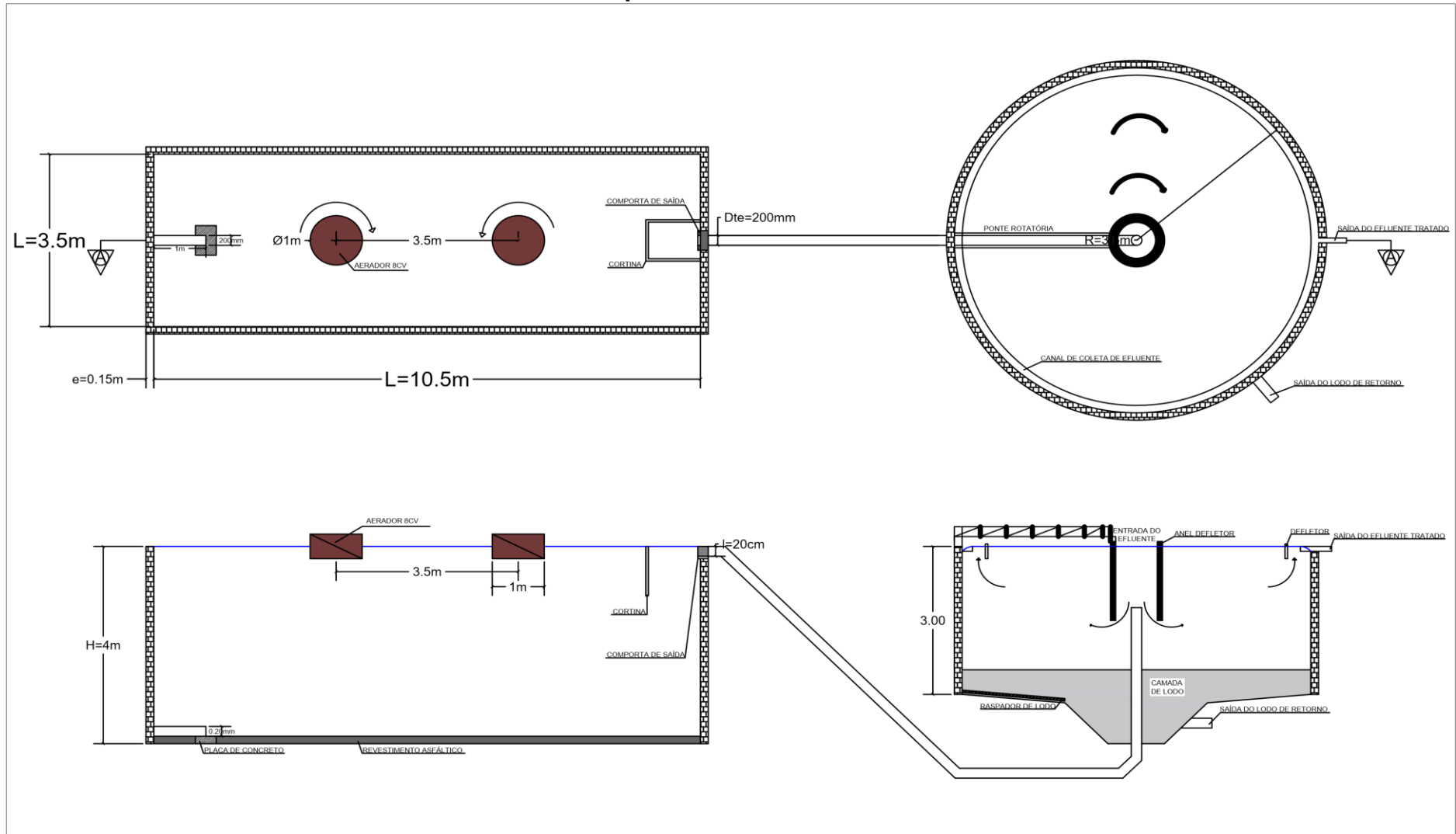
WIESMAN, U. **Biological nitrogenremoval form wastewater**. In: Advances in biochemical engineering/biotechnology, A. Fiechter(ed). Berlin, NY: Springer-Verlag. V. 51, p. 113-154. 1994.

XIE, M.; Price, W. E.; Nghiem, L. D. Rejection of pharmaceutically active compounds by forward osmosis: Role of solution pH and membrane orientation. **Separation and Purification Technology**, v. 93, p. 107-114, 2012.

ANEXO A – Esquema do Tratamento Preliminar



ANEXO B – Esquema do Tratamento Secundário



ANEXO C – Esquema da ETE

