



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE  
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA AGROALIMENTAR  
UNIDADE ACADÊMICA DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA AMBIENTAL  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**PROPOSTA DE DIMENSIONAMENTO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE  
ESGOTO DA COMUNIDADE VILA DO ANTÔNICO/CE**

**PAULO HENRIQUE ALEXANDRE DA SILVA**

**POMBAL-PB**

**2023**

**PAULO HENRIQUE ALEXANDRE DA SILVA**

**PROPOSTA DE DIMENSIONAMENTO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE  
ESGOTO DA COMUNIDADE VILA DO ANTÔNICO/CE**

Trabalho de Conclusão de curso apresentado a Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologias Agroalimentar de Pombal, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador(a): Prof.(a) Dr(a). Rosinete Batista dos Santos Ribeiro

**POMBAL-PB**

**2023**

S586p Silva, Paulo Henrique Alexandre da.  
Proposta de dimensionamento da estação de tratamento de esgoto da comunidade Vila do Antônio/CE / Paulo Henrique Alexandre da Silva. – Pombal, 2023.

98 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia Agroalimentar, 2023.

“Orientação: Prof. Dr. Ribeiro, Rosinete Batista dos Santos”.

Referências.

1. Saneamento básico. 2. Esgotamento sanitário. 3. Sistema Australiano de Tratamento. I. Rosinete Batista dos Santos Ribeiro. II. Título.

CDU 628 (043)

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE  
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA AGROALIMENTAR  
UNIDADE ACADÊMICA DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA AMBIENTAL  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL


PARECER DA COMISSÃO EXAMINADORA DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO.

PAULO HENRIQUE ALEXANDRE DA SILVA

**PROPOSTA DE DIMENSIONAMENTO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO DA COMUNIDADE VILA DO ANTÔNICO**

Trabalho de Conclusão de Curso do discente PAULO HENRIQUE ALEXANDRE DA SILVA **APROVADO** em 27 de Outubro de 2023 pela comissão examinadora composta pelos membros abaixo relacionados como requisito para obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL pela Universidade Federal de Campina Grande.

Registre-se e publique-se.

Documento assinado digitalmente  
 ROSINETE BATISTA DOS SANTOS RIBEIRO  
Data: 08/11/2023 19:33:39-0300  
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

---

Prof<sup>ª</sup>. Dr<sup>ª</sup>. Rosinete Batista dos Santos Ribeiro  
(Orientadora – UACTA/CCTA/UFCG)

Documento assinado digitalmente  
 ERICA CRISTINE MEDEIROS MACHADO  
Data: 08/11/2023 20:22:51-0300  
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

---

Prof<sup>ª</sup>. Dr<sup>ª</sup>. Erica Cristine Medeiros Machado  
(Membro interno - UACTA/CCTA/UFCG)

---

*Lilian de Queiroz Firmino*  
Lilian de Queiroz Firmino  
(Membro externo - Engenheira Ambiental)

*Aos meus pais: Jairo Alexandre da Silva e Francisca Gomes Alexandre da Silva, por tudo que fizeram por mim ao longo de toda a minha vida e por todos os ensinamentos que me direcionaram a ser a pessoa que sou hoje. Sem o apoio incondicional deles essa vitória não seria possível.*

## AGRADECIMENTOS

Primeiramente a ele (Deus), autor e consumidor de minha vida. Pois, nada se consegue ou se alcança sem a tua permissão. Diante dos mais difíceis e impetuosos obstáculos impostos pela vida Deus me segurou e guiou-me até aqui. Tudo é dele, tudo é por ele e para ele (referência bíblica).

À minha família, que sempre esteve ao meu lado e acreditou no meu sonho, fazendo o impossível para que eu pudesse alcançá-lo, vocês são a minha base, estrutura e minha torre forte, amo demais vocês. minha querida mãe (Francisca) e meu pai (Jairo), que são a minha vida e os responsáveis por tudo que sou hoje. Também não poderia deixar de fora minha esposa (Cristina) e meu filho (Enzo), que sempre estiveram ao meu lado, acreditando no meu potencial, na minha capacidade e me motivando a seguir cada dia.

Aos meus amigos e colegas de faculdade (Leonardo e Yves) que permaneceram ao meu lado por todo o curso, enfrentando os obstáculos impostos pela vida acadêmica.

Quero agradecer a minha professora e orientadora Dr<sup>a</sup>. Rosinete Batista dos Santos Ribeiro, que me instruiu e orientou para a execução desse projeto, sendo de suma importância a sua participação nessa etapa.

Por fim, gostaria de agradecer a cada pessoa que passou pela minha vida e que me trouxe algo positivo e que contribuiu de alguma forma para a realização desse sonho.

Muito obrigado!

*“Viver é enfrentar um problema atrás do outro. O modo como você o encara é que faz a diferença.”*

*Benjamin Franklin*

SILVA, P. H. A. **Proposta de dimensionamento da estação de tratamento de esgoto da comunidade Vila do Antônio/CE**. 2023. 98 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Campina Grande, Pombal – PB. 2023.

## RESUMO

A história do desenvolvimento do saneamento básico no Brasil ao longo do tempo ocorreu de forma desordenada e fragmentada, o que resultou no cenário atual de precariedade desse sistema, principalmente quando se trata de esgotamento sanitário. Inúmeras cidades brasileiras não possuem Sistemas de Esgotamento Sanitário (SES) que realizem a coleta, transporte e tratamento do esgoto de maneira a preservar o meio ambiente e promover o bem estar da população. A comunidade Vila do Antônio da cidade de Quixelô/CE é mais um caso entre tantos que apresentam um sistema de tratamento de efluentes ineficiente e inadequado, promovendo consequências como a contaminação do solo, dos corpos hídricos e a potencialização da proliferação de doenças de veiculação hídrica. Diante desse panorama, o presente trabalho teve como objetivo propor uma alternativa viável de Estação de Tratamento de Efluentes (ETE), com todos os elementos necessários para a sua funcionalidade e operação com eficiência além da indicação do local mais apropriado para a destinação final desse efluente. Para a construção desse estudo foi realizado inicialmente um estudo populacional com uma projeção futura de 20 anos, em seguida foi realizado o dimensionamento das unidades de tratamento da ETE, o qual foi escolhido um Sistema Australiano de Tratamento (gradeamento, desarenador, calha Parshall, lagoa anaeróbica e lagoa facultativa), de modo a adequar-se as características da comunidade, por fim foi realizado a análise e estudo do local mais apropriado para o lançamento do efluente tratado. A ETE apresentou dados estimados de remoção de DBO, Coliformes Fecais e ovos helmintos dentro dos padrões exigidos pela legislação ambiental, o que possibilitou o despejo do efluente em corpos hídricos de Classe 2 e 3. O local de implantação da ETE apresentou características favoráveis e adequadas a operacionalização, funcionabilidade, manutenção, acessibilidade ao longo dos anos e proximidade ao corpo receptor.

**Palavras-chave:** Sistema Australiano de Tratamento. Saneamento básico. Esgotamento sanitário.



SILVA, P. H. A. **Design proposal for the sewage treatment plant in the community of Vila do Antônio/CE.** 2023. 98 f. Completion of course work (Graduation in Civil Engineering) – Federal University of Campina Grande, Pombal – PB. 2023.

## **ABSTRACT**

The history of the development of basic sanitation in Brazil over time occurred in a disorganized and fragmented way, which resulted in the current scenario of precariousness of this system, especially when it comes to sanitary sewage. Many Brazilian cities do not have sewage systems (SES) that collect, transport and treat sewage in a way that preserves the environment and promotes the well-being of the population. The Vila do Antônio community in the city of Quixelô/CE is one more case among many that have an inefficient and inadequate effluent treatment system, promoting consequences such as contamination of the soil, water bodies and the potentialization of the proliferation of waterborne diseases. Given this scenario, the present work aimed to propose a viable alternative for an Effluent Treatment Station (ETE), with all the necessary elements for its functionality and efficient operation, in addition to indicating the most appropriate place for the final destination of this effluent. For the construction of this study, a population study was initially carried out with a future projection of 20 years, then the sizing of the treatment units of the ETE was carried out, which was chosen an Australian Treatment System (grating, sand trap, Parshall gutter, lagoon anaerobic and facultative pond), in order to adapt to the characteristics of the community, finally, an analysis and study of the most appropriate place for the release of the treated effluent was carried out. The ETE presented estimated data on the removal of BOD, Fecal Coliforms and helminth eggs within the standards required by environmental legislation, which allowed the effluent to be discharged into Class 2 and 3 water bodies. The ETE implantation site presented favorable and adequate characteristics for operationalization, functionality, maintenance, accessibility over the years and proximity to the receiving body.

**Keywords:** Australian Treatment System. Basic sanitation. Sanitary sewage.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Sistema de lagoa facultativa .....	24
Figura 2: Sistema de lodo ativado convencional .....	25
Figura 3: Esquematização da estrutura de um reator UASB.....	26
Figura 4: Sistema - Lagoa anaeróbia seguida de lagoa facultativa.....	27
Figura 5: Sistema - Reator UASB seguido de lagoa de polimento .....	29
Figura 6: Mapa de localização.....	32
Figura 7: Curvas de nível da área de estudo.....	35
Figura 8: Atual cenário da ETE da comunidade Vila do Antônico/CE .....	63
Figura 9: Lançamento de efluente no corpo receptor .....	64
Figura 10: Localização da comunidade com relação as cidades circunvizinhas .....	65
Figura 11: População de Vila do Antônico (Série histórica 2012-2017-2022) .....	66
Figura 12: Bacias hidrográficas próximas a área de estudo.....	69
Figura 13: Alternativas de locais para implantação da ETE .....	79
Figura 14: Localização do corpo receptor .....	82

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Percentual de esgotamento do Brasil por regiões .....	18
Tabela 2: Comparativo entre a eficiência de remoção de DBO, DQO e fosforo dos sistemas de tratamento.....	29
Tabela 3: População urbana Vila Antônico/CE .....	33
Tabela 4: Dimensões adotadas para o gradeamento .....	39
Tabela 5: Taxa de aplicação volumétrica.....	47
Tabela 6: Eficiência de remoção de DBO em lagoas anaeróbias.....	50
Tabela 7: Coeficientes de remoção de DBO.....	54
Tabela 8: Coeficientes de temperatura.....	55
Tabela 9: Projeção populacional da comunidade Vila do Antônico/CE para o ano de 2043.....	67
Tabela 10: População de início de fim de plano .....	68
Tabela 11: Velocidades médias mensais do vento (Km/h) .....	69
Tabela 12: Temperaturas médias mensais (°C) - série histórica (2019 a 2023).....	70
Tabela 13: Resultados obtidos no dimensionamento do gradeamento .....	71
Tabela 14: Dimensionamento do desarenador .....	72
Tabela 15: Dimensões da calha Parshall padrão .....	73
Tabela 16: Alturas de lâmina líquida e rebaixo da calha de Parshall.....	74
Tabela 17: Dimensionamento da lagoa anaeróbia .....	74
Tabela 18: Dados complementares de dimensionamento .....	75
Tabela 19: Dimensionamento das lagoas facultativas.....	76
Tabela 20: Dados complementares ao dimensionamento das lagoas.....	77
Tabela 21: Estimativas das eficiências das lagoas facultativas .....	77

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Impactos ambientais devido ao despejo inadequado de esgoto .....	19
Quadro 2: Métodos matemáticos de estimativa populacional .....	34
Quadro 3: Parâmetros de projeto .....	36
Quadro 4: Equações das vazões de dimensionamento da ETE .....	38
Quadro 5: Fatores de análise para definição do local de implantação da ETE .....	61
Quadro 6: Comparativo entre as alternativas de localização da ETE .....	81

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ANA – Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico  
CAGECE – Companhia de Água e Esgoto do Estado do Ceará  
CE – Ceará  
CF – Coliformes Fecais  
CODEVASF – Companhia de Desenvolvimento dos Vales do São Francisco e do Parnaíba  
CONAMA – Conselho Nacional do Meio Ambiente  
DBO – Demanda Bioquímica de Oxigênio  
ETE – Estação de Tratamento de Efluentes  
FUNASA – Fundação Nacional de Saúde  
FUNCENE – Fundação Cearense de Meteorologia e Recursos Hídricos  
IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística  
INPE – Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais  
INMET – Instituto Nacional de Meteorologia  
OMS – Organização Mundial da Saúde  
NBR – Norma Brasileira  
NTS – Norma Técnica  
MDE – Modelo Digital de Elevação  
PLANASA – Plano Nacional de Saneamento  
PLANSAB – Plano Nacional de Saneamento Básico  
PNSB – Pesquisa Nacional de Saneamento Básico  
PV – Poço de Visita  
PVC – Policloreto de Vinila  
SAAE – Serviço Autônomo de Água e Esgoto  
SABESP – Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo  
SANESUL – Empresa de Saneamento de Mato Grosso do Sul  
SES – Sistema de Esgotamento Sanitário  
SNIS – Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento  
SUS – Sistema Único de Saúde  
UASB – *Upflow Anaerobic Sludge Blanket*

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>13</b>
1.1. Justificativa.....	15
1.2. Objetivos.....	16
1.2.1. Geral.....	16
1.2.2. Específicos .....	16
<b>2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA</b> .....	<b>16</b>
2.1. Esgotamento Sanitário – conceitos básicos .....	16
2.2. Esgotamento Sanitário no Brasil .....	17
2.3. Impactos ambientais causados pelo inadequado lançamento de esgoto.....	19
2.4. Legislação.....	20
2.5. Tipos de sistema de esgotamento sanitário.....	22
2.6. Composição dos sistemas de esgotamento .....	22
2.7. Sistemas de tratamento de esgoto.....	23
2.7.1. Lagoa facultativa.....	23
2.7.2. Lodo ativado convencional .....	25
2.7.3. Reator UASB .....	26
2.7.4. Lagoa anaeróbia seguida de facultativa.....	27
2.7.5. Reator UASB seguido de lagoas de polimento.....	28
2.8. Localização da ETE .....	30
2.9. Corpo receptor .....	30
<b>3. METODOLOGIA</b> .....	<b>31</b>
3.1. Área de estudo .....	31
3.2. Caracterização do SES da comunidade Vila do Antônio/CE .....	32
3.3. Dimensionamento do sistema de tratamento de efluentes .....	33
3.3.1. Projeção populacional .....	33
3.3.2. Levantamento Topográfico .....	35
3.3.3. Traçado da rede coletora.....	36
3.3.4. Parâmetros de projeto .....	36
3.4. Dimensionamento das unidades de tratamento.....	37
3.4.1. Dimensionamento das unidades preliminares de tratamento .....	38
3.4.1.1. Gradeamento .....	38
3.4.1.2. Desarenador .....	43
3.4.1.3. Calha Parshall.....	46

3.4.2. Dimensionamento da unidade de tratamento primário .....	47
3.4.2.1. Lagoa anaeróbia .....	47
3.4.3. Dimensionamento das unidades de tratamento secundário.....	51
3.4.3.1. Lagoas Facultativas .....	51
3.5. Determinação do local de implantação da ETE e do corpo receptor .....	60
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	62
4.1. Caracterização do SES da comunidade Vila do Antônico/CE .....	62
4.2. Sistema de tratamento proposto .....	65
4.2.1. Estudos de concepção .....	65
4.2.2. Estudos demográficos.....	66
4.2.3. Estudo pedológico e hidrográfico.....	68
4.2.4. Estudo climatológico .....	69
4.2.5. Dimensionamento das unidades de tratamento .....	70
4.2.5.1. Gradeamento .....	70
4.2.5.2. Caixa de areia .....	71
4.2.5.3. Calha Parshall.....	72
4.2.5.4. Lagoa anaeróbia .....	74
4.2.5.5. Lagoas facultativas em série .....	76
4.2.6. Local de implantação da ETE.....	78
4.2.7. Corpo receptor .....	82
5. CONCLUSÃO.....	83
REFERÊNCIAS.....	85
ANEXO A – CARACTERÍSTICA DE VAZÃO DAS CALHAS PARSHALL PADRÃO .....	92
ANEXO B – CALHA PARSHALL .....	93
APÊNDICE A – ETE DA COMUNIDADE VILA DO ANTÔNICO/CE.....	94
APÊNDICE B – REDE DE COLETA DA VILA DO ANTÔNICO/CE.....	95

## 1. INTRODUÇÃO

O saneamento básico é o controle de todos os fatores ambientais que podem exercer efeitos nocivos sobre o bem-estar físico, mental e social dos indivíduos (OMS, 2018). No Brasil, é um direito assegurado a população pela Lei nº 11.445:2007 (que estabelece as diretrizes e bases para o saneamento básico).

De acordo com a Lei 11.445:2007, o saneamento básico é definido como um conjunto de serviços e infraestruturas operacionais que se dividem em: Sistema de abastecimento de água potável;; Sistema de esgotamento sanitário;; Sistema de drenagem das águas pluviais;; Limpeza urbana e manejo dos resíduos sólidos. Todavia, o crescimento urbano adensado e desordenado tem promovido graves crises a esse sistema que tem por finalidade garantir proteção a saúde pública e a preservação ambiental.

No Brasil, é ainda mais evidente a dificuldade em promover a prestação desses serviços, haja vista, o histórico do país de desigualdade social e de reduzido acesso a esse sistema para com a população. De acordo com o Sistema Nacional de Informações Sobre Saneamento (SNIS, 2021), no país, apenas 55,8% da população era atendida com coleta de esgoto sanitário e apenas 51,2% dispunha de tratamento de esgoto, dados esses que corroboram as afirmações iniciais. Além disso, em relação as regiões Norte e Nordeste o déficit do Sistema de Esgotamento Sanitário (SES) é ainda mais precário, que segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatísticas (IBGE, 2020), menos de 50% dos municípios dessas regiões são atendidos por esse sistema.

Ademais, o SES pode ser descrito como: “um conjunto de instalações destinadas a realizar o afastamento, o transporte, o tratamento e a destinação final dos esgotos de forma adequada do ponto de vista sanitário e ambiental” (CODEVASF, 2015). O SES é composto por vários elementos funcionais, que, no entanto, podem variar dependendo das conformidades do local de implantação, mas de maneira usual, de acordo com Tsutiya e Além Sobrinho (1999), esse sistema é composto por: rede coletora, interceptor, emissário, sifão invertido, estação elevatória, estação de tratamento e corpo receptor.

A negligência do poder público em relação ao sistema de esgotamento sanitário tem como consequências, a degradação do meio ambiente e impactos na saúde pública, logo que, grande parcela do esgoto gerado é lançado ao meio ambiente sem



um pré-tratamento, promovendo impactos negativos em corpos hídricos, no solo e na potencialização da proliferação de vetores de doenças (Carneiro, 2020). De acordo, com Arioaldo Nuvolari (2014), o lançamento de esgoto sanitário sem prévio tratamento, num determinado corpo d'água, pode causar a deterioração da qualidade dessa água, que passaria então a ser uma ameaça à saúde pública e fauna aquática.

Um dos elementos de grande importância do sistema, é a etapa de tratamento, na qual são realizados processos que buscam minimizar os componentes poluidores presentes na água, que ocorrem nas Estações de Tratamento de Efluentes (ETE). Dessa forma, o tratamento de esgoto possui grande responsabilidade no que tange a proteção da saúde pública e preservação dos recursos ambientais, uma vez que, sem o tratamento adequado esse efluente pode causar danos à saúde da população, contaminação do ambiente e favorecimento da proliferação de doenças de veiculação hídrica (SANESUL, 2020). Existem diversos métodos de tratamento de efluentes que possuem grande eficácia, a exemplo reatores UASB seguido de lagoas aeradas, lagoa anaeróbia seguida de facultativa, sistema de lodo ativado convencional, biodisco, entre diversos outros sistemas capazes de promover esse tratamento.

Assim sendo, este estudo visa propor um projeto de uma Estação de Tratamento de Efluentes (ETE) para a comunidade Vila do Antônio/CE localizada na região centro-sul cearense, que a exemplo de inúmeros municípios brasileiros ainda enfrentam dificuldades na eficiência dos seus SES. A sua metodologia se divide em: caracterização da área em estudo, análise do crescimento populacional, dimensionamento da ETE com base nas normas vigentes e livros técnicos, além da determinação do local de implantação da estação, com o intuito de promover uma melhoria na qualidade de vida da população do local, sobretudo no que diz respeito à saúde pública e a conservação do meio ambiente.

## 1.1. Justificativa

A deficiência no sistema de saneamento básico de uma determinada localidade tem influência direta na saúde pública, na educação e economia. A precariedade apresentada pelo sistema de saneamento básico pode acarretar no aumento do índice de doenças de veiculação hídrica (diarreia, dengue, malária, esquistossomose, entre outras), promovendo um aumento de internações hospitalares, resultando em impactos nas mais diversas áreas da sociedade como: afastamentos do trabalho que culmina na redução da eficiência dos trabalhadores no ambiente profissional, falta dos alunos na escola o que reduz a produtividade dos discentes e potencializa a evasão escolar, além do aumento dos gastos com tratamento hospitalares (INSTITUTO TRATA BRASIL, 2019).

Ademais, a disposição desse efluente no meio ambiente pode causar inúmeros impactos negativos, principalmente na saúde pública. De acordo, com os dados do Sistema Único de Saúde (SUS), em 2019 no Brasil houveram mais de 273 mil internações hospitalares devido a doenças de veiculação hídrica gerando gastos ao país de cerca de R\$ 108 milhões de reais. Ainda sobre saúde pública, as unidades de federação que apresentaram os maiores índices de internações gerais por veiculação hídrica no ano de 2020 foram Norte e Nordeste com cerca de 51,22% e 46,28% respectivamente, o que demonstra a necessidade de mais investimento no SES dessas regiões (DATASUS, 2020).

Desse modo, a ineficiência do sistema de tratamento da comunidade Vila do Antônico/CE assemelha-se a realidade dessas regiões, conforme os dados apresentados anteriormente. O lançamento do esgoto dessa localidade ocorre no meio ambiente sem que haja um tratamento adequado sobre o efluente, o que pode acarretar na contaminação do solo, redução da qualidade da água dos corpos hídricos afetando diretamente a vida aquática e a população que utiliza desse recurso para suas necessidades.

Sob essa perspectiva, tendo em vista a importância da atuação de um sistema de tratamento eficiente, é de grande notoriedade que toda cidade necessita de um serviço de esgotamento adequado. Sendo assim, esse estudo tem o objetivo de propor um sistema de tratamento de efluentes para a comunidade Vila do Antônico/CE, de modo a melhorar as condições de vida da população e reduzir os impactos ambientais.

## **1.2. Objetivos**

### **1.2.1. Geral**

Propor um sistema de tratamento de esgoto para a comunidade Vila do Antônico da cidade de Quixelô/CE, tendo em vista minimizar os impactos ambientais e a melhoria da saúde pública

### **1.2.2. Específicos**

- Identificar as adversidades decorrentes do atual sistema de tratamento de esgoto sanitário da comunidade Vila do Antônico da cidade de Quixelô/CE;
- Apresentar solução de tratamento de esgoto para minimizar os danos causados ao meio ambiente e à saúde pública da comunidade;
- Indicar o local para a disposição final do efluente tratado.

## **2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA**

### **2.1. Esgotamento Sanitário – conceitos básicos**

A importância do Sistema de Esgotamento Sanitário parte da premissa de suas funções para com, o bem-estar físico e mental da sociedade, assim como, a preservação das características naturais do meio ambiente. De certo, o SES é o conjunto de elementos e acessórios destinados a proporcionar: a coleta, o transporte, o tratamento e disposição final de forma sanitária e ambientalmente adequada (Von Sperling *et al.*, 1995).

O esgotamento sanitário é um dos entraves para o alcance da universalização do saneamento básico. De acordo com a Fundação Nacional de Saúde (FUNASA, 2017) sua implantação visa o controle de doenças e outros agravos, assim como, busca reduzir a taxa de morbidade relacionada a doenças de veiculação hídrica, e para aumentar a expectativa e qualidade de vida da população.

O esgoto sanitário é constituído normalmente em sua maioria pelo volume doméstico e industrial. A sua composição é basicamente 99,9% de água e apenas 0,1% de sólidos, sendo que 75% desses sólidos são matéria orgânica em decomposição (Nuvolari, 2011). O esgoto sanitário também é definido pela NBR 9648:1986 (Estudo de concepção de sistemas de esgotamento) como o “despejo líquido constituído de esgoto doméstico e industrial, água de infiltração e a contribuição pluvial parasitaria” (ABNT NBR 9648:1986).

## **2.2. Esgotamento Sanitário no Brasil**

O sistema de Saneamento Básico no Brasil foi construído ao longo dos anos, de forma irregular e fracionada, sem um planejamento agregado. A primeira obra relacionada ao saneamento básico no Brasil é datada do ano de 1561, em que houve a construção de um poço de abastecimento de água para a população na região da bacia de Guanabara no Rio de Janeiro (INSTITUTOS NACIONAIS DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA, 2019).

Com o passar do tempo evidenciaram empecilhos que dificultaram a implantação e desenvolvimento deste sistema no Brasil, entre eles destacam-se: a falta de planejamento adequada e a deficiência das gestões das companhias de saneamento e reduzido investimento. A principal fonte de investimentos no setor de saneamento básico advém das tarifas e não do orçamento governamental (Cunha, 2011). De modo que, devido aos reduzidos valores disponibilizados para investimentos no setor as tarifas por si só possuem grandes dificuldades para promover recursos financeiros capazes de expandir os sistemas de saneamento básico do país.

Somente na década de 1970 que no Brasil iniciou a implementação de um Plano Nacional de Água e Saneamento (PLANASA), que tinha como objetivos e metas principais o fornecimento de água potável e esgotamento sanitário a população. No início da década de 1970, antes da implementação do PLANASA menos de 35% da população possuía acesso ao abastecimento de água e menos de 15% a rede geral de coleta de esgoto, porém após a iniciativa do plano nacional aproximadamente 55% da população passou a possuir acesso ao abastecimento de água e cerca de 29% a rede geral coletora de esgoto, havendo dessa maneira um aumento nos índices (Saiani e Júnior, 2010).

Apesar de toda a iniciativa do PLANASA, não conseguiu atingir a universalização dos sistemas no país, de modo que, em 2007 foi estabelecido a Lei 11.445/2007, que instituía um novo Plano Nacional de Saneamento Básico (PLANSAB), que diferentemente do PLANASA objetiva a universalização do sistema de abastecimento de água, de esgotamento sanitário, gerenciamento dos resíduos sólidos e sistemas de drenagem de águas pluviais urbanas (Brasil, 2007).

No ano de 2020 foi criada a Lei nº 14.026:2020 (novo marco legal do saneamento básico), que busca assegurar a universalização dos sistemas de saneamento básico impondo metas de atendimento de água potável de 99% da população e de 90% de coleta e tratamento de esgoto até o ano de 2033, sendo passível de prorrogação até 2040, ainda por cima, essa atribuiu a Agência Nacional das Águas e Saneamento Básico (ANA) um papel regulamentador, onde terá a competência para editar normas de referência sobre os serviços de saneamento básico (Brasil, 2020).

Na Tabela 1 encontra-se o atual cenário brasileiro em relação ao que tange sobre o sistema de esgotamento sanitário do país, ou seja, o percentual de coleta e de tratamento de esgoto gerado.

Tabela 1: Percentual de esgotamento do Brasil por regiões

<b>Região</b>	<b>Coletado (%)</b>	<b>Tratado (%)</b>
Norte	22,8	20,6
Nordeste	38,1	35,5
Sul	48,8	46,7
Sudeste	75,6	58,6
Centro-Oeste	68,9	60,5
<b>Brasil</b>	<b>79,8</b>	<b>51,2</b>

Fonte: Adaptado SNIS e Instituto Trata Brasil, 2021.

A universalização do sistema de esgotamento no país pode promover benefícios a vida da população relacionados à saúde pública, educação, turismo e valorização de imóveis (INSTITUTO TRATA BRASIL, 2018). Em pesquisas e estudos do já supracitado instituto, o Brasil no ano de 2020 apresentou mais de 167 mil internações devido a doenças de veiculação hídrica, obteve economia com os gastos

hospitalares de 1,7 bilhões de reais, com a melhoria dos sistemas de saneamento do ano de 2004 a 2016 (INSTITUTO TRATA BRASIL, 2020). Esses dados comprovam uma certa melhoria no sistema, no entanto há muito ainda a se desenvolver no setor, sendo necessário mais investimento para que se possa ser assegurado a universalização desse sistema.

### 2.3. Impactos ambientais causados pelo inadequado lançamento de esgoto

A vazão de esgoto sanitário é constituída da vazão doméstica, vazão industrial e da vazão de águas de infiltração (Von Sperling, 2005). De fato, as divergências nas origens e tipos de efluentes podem causar danos diversificados ao ambiente, dependendo do tipo de efluente que está sendo despejado na natureza (Von Sperling *et al.*, 1995).

Levando em consideração as variações na composição e qualidade dos efluentes e os danos causados sob o meio ambiente, apresentam-se alguns dados no Quadro 1.

Quadro 1: Impactos ambientais devido ao despejo inadequado de esgoto

Tipo de efluente	Poluentes	Danos ao meio ambiente
Doméstico e industrial	Sólidos em suspensão	Podem formar bancos de lama nos rios promovendo o assoreamento e nas canalizações de esgoto podem obstruir a passagem de efluente. Normalmente provocam decomposição anaeróbia da matéria orgânica.
Doméstico e industrial	Nutrientes	Principalmente nitrogênio e fósforo, aumentam a eutrofização dos lagos e dos pântanos.
Doméstico e industrial	Matéria orgânica biodegradável	Provoca a redução considerável do oxigênio dissolvido, contido na água de rios e estuários.

Fonte: Nuvolari, 2011.

### Continuação do Quadro 1

Tipo de efluente	Poluentes	Danos ao meio ambiente
Doméstico e industrial	Matéria orgânica biodegradável	Provoca a redução considerável do oxigênio dissolvido, contido na água de rios e estuários.
Doméstico	Patogênicos	Causam o desenvolvimento de doenças oriundas de veiculação hídrica.
Industrial	Metais pesados	Apresentam problemas de toxicidade, tanto às plantas quanto aos animais e ao homem, podendo serem transferidos pela cadeia alimentar pelo que chamamos de bioacumulação.
Reutilizados	Sólidos inorgânicos dissolvidos	Podem promover toxicidade às plantas, prejuízos a plantações agrícolas, e interferir no processo de permeabilidade do solo.
Industrial	Temperatura elevada	Provoca o aquecimento dos corpos hídricos levando ao esgotamento de oxigênio dissolvido na água.

Fonte: Nuvolari, 2011.

Dessa maneira, é evidente os impactos negativos causados pelo lançamento *in natura* desse despejo no ambiente. Dependendo da relação entre a vazão de esgoto lançada e a capacidade de autodepuração do corpo receptor pode haver na maioria das vezes, severos danos a qualidade da água, desarmonização dos aspectos visuais, redução da quantidade de oxigênio dissolvido no corpo hídrico, exalação de gases fétidos e contaminação da fauna e dos seres humanos pelo consumo ou contato com essas águas (Nuvolari, 2011).

#### 2.4. Legislação

A Constituição Federal de 1988 certifica o direito que todos os cidadãos possuem de ter direito a salubridade ambiental adequada em seu 225º artigo:

Todos têm direito ao meio ambiente ecologicamente equilibrado, bem de uso do povo comum e essencial à sadia qualidade de vida, impondo-se ao Poder Público e à coletividade o dever de defendê-lo e preservá-lo para as presentes e futuras gerações (Brasil, 1988, cap. VI, art. 225).

A Lei nº 11.445/2007 (Lei do Saneamento Básico), estabelece os princípios básicos para o fornecimento de saneamento a população, desde o abastecimento de água potável, sistema de esgotamento sanitário, rede de drenagem de águas pluviais, e até a gestão e planejamento dos resíduos sólidos. Ela, definiu as competências referentes a gestão e coordenação dos responsáveis por promover o desenvolvimento e aplicação do saneamento, demonstrando a necessidade do desenvolvimento do Plano Nacional de Saneamento Básico (PLANSAB) no país, tendo sua primeira edição publicada em 2013 (Brasil,2007). Este plano de início fez a análise dos sistemas de esgotamento sanitário, abastecimento de água potável, redes de drenagem urbana, gerenciamento dos resíduos sólidos, com objetivo de implantar metas progressivas de desenvolvimento dos sistemas em busca de uma universalização dos sistemas no país. Analisando especificamente o cenário do esgotamento sanitário, o plano prevê uma margem de coleta de 92% do esgoto das zonas rurais e de 93% das zonas urbanas, tendo um índice de 93% de esgoto tratado do montante recolhido para o ano de 2033 (Brasil,2013).

Por mais que a Lei nº 11.445/2007 defina as diretrizes e bases fundamentais para a universalização do saneamento básico no Brasil, na realidade isso não ocorreu efetivamente, sendo que o desenvolvimento deste setor se deu de forma lenta e desintegrada, e para o enfrentamento dessa problemática foi criada no ano de 2020 a Lei nº 14.026/2020 conhecida como novo marco legal do saneamento básico. Lei essa que visa assegurar o cumprimento dos critérios de universalização estabelecidos pela legislação (Lei nº 11.445:2007, com a nova redação trazida pela Lei nº 14.026:2020), de modo a atingir objetivos de atendimento de 99% da população com abastecimento de água potável e 90% com coleta e tratamento de esgoto até o ano de 2033 (Brasil, 2022).

Para garantir a conservação dos recursos hídricos, utilizados como corpos receptores de efluentes, a resolução nº 430/2011 do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA), estabelece que para o lançamento de efluente nos corpos hídricos, faz-se necessário realizar o tratamento para enquadrá-lo dentro dos padrões e exigências de qualidade dispostos nesta resolução e em outras normas (Brasil, 2011).



## **2.5. Tipos de sistema de esgotamento sanitário**

Os sistemas de esgotamento podem se dividir em dois tipos: “sistema individual (solução local, individual ou para poucas residências) e o sistema coletivo (solução com afastamento dos esgotos da área servida)” (Von Sperling, 2005). Os sistemas individuais possuem atuação localizada, pressupondo um tratamento no próprio local. Desse modo, esses sistemas visam solucionar a depuração no próprio local, geralmente são utilizados para atendimento unifamiliar, embora possam também atender um certo número de residência próximas (Von Sperling, 2005).

Todavia, os sistemas coletivos permitem uma atuação mais abrangente, permitindo o atendimento de uma maior gama populacional e direcionando o efluente por canalizações para locais de tratamento. Logo, sistemas como esse consistem em canalizações que recebem o efluente gerado transportando para o seu destino final de maneira sanitariamente adequada, podendo dividir-se em dois modelos: sistema separador absoluto ou sistema unitário (Von Sperling *et al.*, 1995).

De acordo com a NBR 9648:1986 o sistema separador absoluto é definido como “conjunto de condutos, instalações e equipamentos destinados a coletar, transportar, condicionar e encaminhar, somente esgoto sanitário, a uma disposição final conveniente, de modo contínuo e higienicamente seguro”. Os sistemas unitários ou combinados transportam por suas canalizações tanto o esgoto sanitário como também os volumes de águas pluviais que chegam até o sistema. Segundo Von Sperling (2005), nos sistemas unitários a coleta do esgoto sanitário é veiculada a coleta de águas pluviais que são encaminhadas conjuntamente para o tratamento.

## **2.6. Composição dos sistemas de esgotamento**

Os sistemas de esgotamento sanitário são constituídos por vários elementos que conjuntamente possibilitam a sua funcionalidade, que geralmente são: rede coletora, interceptor, emissário, sifão invertido, corpo de água receptor, estação elevatória, estação de tratamento (Tsutiya e Além Sobrinho, 1999).

## **2.7. Sistemas de tratamento de esgoto**

A principal funcionalidade dos sistemas de tratamento de esgoto é depurar o efluente, tornando possível o seu lançamento direto nos corpos receptores. Logo, o objetivo principal das estações de tratamento é a remoção dos poluentes presentes no esgoto, satisfazendo assim, os critérios estabelecidos pela legislação para o despejo de efluentes em corpos receptores (Von Sperling; Costa; Castro, 1995).

O tratamento de esgoto sanitário é geralmente classificado por meio dos seguintes níveis: preliminar, primário, secundário e terciário. De acordo com Von Sperling (2005), podemos definir os níveis de tratamento da seguinte forma:

- a) Tratamento Preliminar: Objetiva principalmente a remoção de sólidos grosseiros, areia. Essa etapa é constituída geralmente pelos mecanismos mecânicos, gradeamento e caixa de areia.
- b) Tratamento Primário: Consiste na remoção de sólidos sedimentáveis e sólidos flutuantes pelos processos de decantação e flotação.
- c) Tratamento Secundário: Consiste basicamente na atuação de microrganismos para o tratamento dos efluentes conforme o processo natural de “autodepuração” de forma acelerada e em ambiente controlado, com o objetivo principal de remover a matéria orgânica e eventuais nutrientes (fósforo e nitrogênio).
- d) Tratamento Terciário: Objetiva a retirada de poluentes específicos (metais pesados, microrganismos patogênicos, compostos não-biodegradáveis) ou ainda, a remoção de nutrientes não removidos suficientemente no nível anterior.

### **2.7.1. Lagoa facultativa**

As lagoas facultativas promovem processos de “autodepuração” da matéria orgânica em substâncias mais simples estabilizadas, simulando os processos naturais que microrganismos decompositores realizam no meio ambiente, em um sistema controlado (Nuvolari, 2011). Esse sistema consiste basicamente no tratamento do efluente depositado numa lagoa após a etapa de tratamento preliminar.

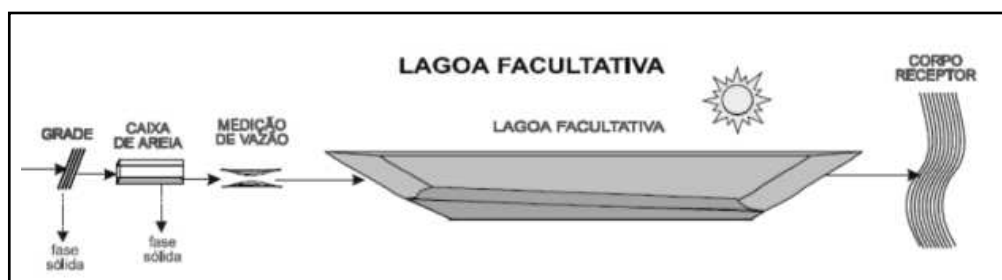
O termo facultativa empregado a essas lagoas refere-se a uma simultaneidade dos processos anaeróbios e aeróbios no sistema. Na camada superior da lagoa está o meio aeróbio e na camada inferior o meio anaeróbio (Melo Júnior *et al.*, 2023).

Logo, esse oxigênio vem das algas que realizam o processo de fotossíntese liberando oxigênio na massa líquida suprimindo a necessidade do meio e favorecendo as condições de ocorrência desse fenômeno natural, ainda por cima, capturam o dióxido de carbono liberado pelas bactérias no seu processo metabólico fechando o ciclo para a realização do processo autotrófico. Contudo, para que ocorra esse processo fotossintético é necessária uma fonte de energia luminosa, por esta razão locais de elevada radiação solar e pouca nebulosidade são mais indicados a implantação desse sistema (Von Sperling, 2005).

No entanto, nas regiões mais profundas da lagoa facultativa não há a incidência de radiação solar, o que impossibilita a existência de algas, tornando assim, essa uma região sem oxigênio dissolvido na massa líquida. Dessa forma, nessas camadas o material que sedimentou ao fundo da lagoa é decomposto majoritariamente por seres anaeróbios, gerando como subprodutos dessa decomposição anaeróbia lenta: CO<sub>2</sub> (gás carbônico), CH<sub>4</sub> (gás metano), H<sub>2</sub>S (gás sulfídrico), (Nuvolari, 2005). Além disso, nas camadas intermediárias predominam a existência de organismos facultativos que conseguem sobreviver em ambientes com ou sem a presença de oxigênio.

As lagoas são muito utilizadas por ser um processo natural de tratamento de esgotos, apresentar baixo custo de manutenção e instalação (quando o valor do terreno é baixo). Além disso, pode atingir excelentes eficiências de remoção de matéria orgânica, nutrientes e patógenos (Melo Júnior *et al.*, 2023). Todavia, esse sistema possui certas desvantagens como: necessitam de grandes áreas para sua implantação, condições de ambiente favoráveis para o desenvolvimento e manutenção dos organismos decompositores. Na Figura 1 é ilustrado as partes constituintes desse tipo de sistema.

Figura 1: Sistema de lagoa facultativa



Fonte: Von Sperling, 2019.

## 2.7.2. Lodo ativado convencional

O sistema de lodo ativado é o mais utilizado nas grandes estações de tratamento e possui inúmeras variações. Nesse sistema, o funcionamento ocorre de forma aeróbia, em que o tanque de aeração é aerado mecanicamente, e ainda por cima esse tratamento ocorre em reatores e decantadores sob um fluxo contínuo de efluentes (Von Sperling, 2016).

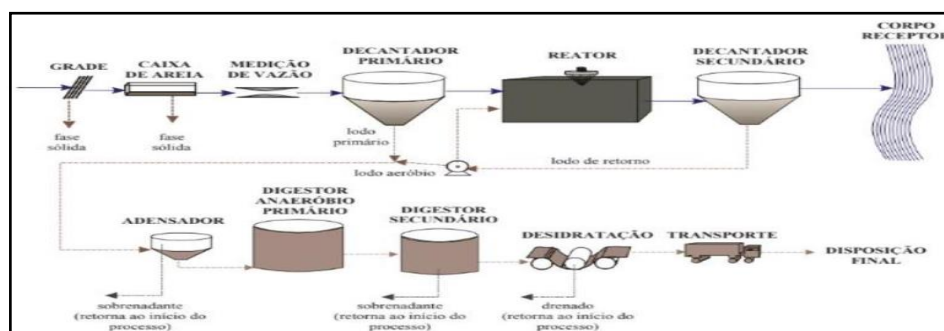
Esse sistema é constituído de duas partes, a fase líquida, em que o esgoto passa inicialmente por um decantador primário (produção de lodo primário), e em seguida é transportado o efluente para o reator aerado, no qual ocorrem reações bioquímicas de remoção da matéria orgânica, por fim é encaminhado o efluente para um decantador secundário (produção de lodo de retorno) em que ocorre a sedimentação dos sólidos, permitindo que o efluente final saia clarificado.

Além disso, os sólidos sedimentados nesse decantador são recirculados de volta para o reator o que justifica a elevada eficiência desse sistema. No entanto, na fase sólida o lodo gerado na fase líquida será submetido a diversas etapas como: adensamento, a digestão anaeróbia, o digestor secundário e a desidratação, para que então possa ser transportado e destinado adequadamente.

Dentre as principais vantagens do tratamento de lodo ativado convencional temos, a reduzida área necessária para implantação, alta eficiência de remoção de matéria orgânica. Entretanto, como desvantagens se destacam-se a sua complexidade operacional, o elevado nível de mecanização e a necessidade de mão de obra especializada (Von Sperling, 2005).

Na Figura 2 são ilustrados os constituintes que fazem parte da fase líquida e sólida do sistema de tratamento de lodo ativado convencional.

Figura 2: Sistema de lodo ativado convencional

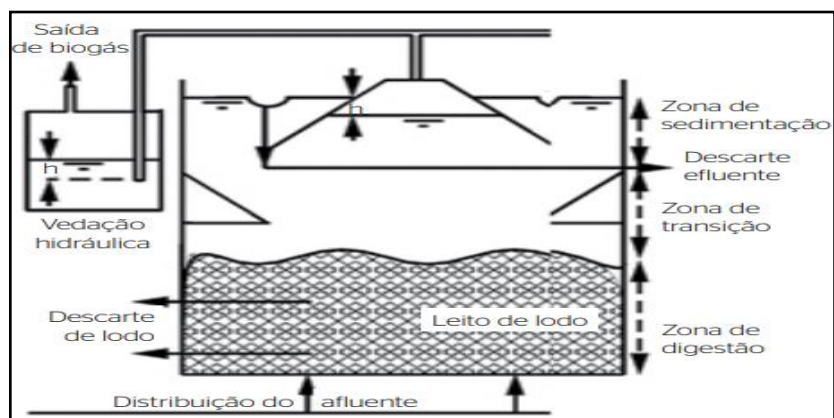


Fonte: Von Sperling, 2005.

### 2.7.3. Reator UASB

Os reatores UASB são sistemas de funcionamento anaeróbico, em que a concentração da biomassa é muito elevada formando uma manta muito densa de lodo, dessa maneira, esse sistema trabalha com a entrada de efluente na parte inferior do reator, que em seguida encontra o leito de lodo, o qual retém grande parcela da matéria orgânica. Contudo, o fluxo desse líquido ocorre de forma ascendente e de maneira que a biomassa saia junto do efluente, na parte superior desse sistema existe um mecanismo de separação chamado de separador trifásico, em que é responsável por separar o líquido, os sólidos e os gases gerados nas reações anaeróbicas (Von Sperling, 2005). Na Figura 3 é demonstrado a estruturação de um reator UASB.

Figura 3: Esquemática da estrutura de um reator UASB



Fonte: Haandel; Santos; Paiva, 2021.

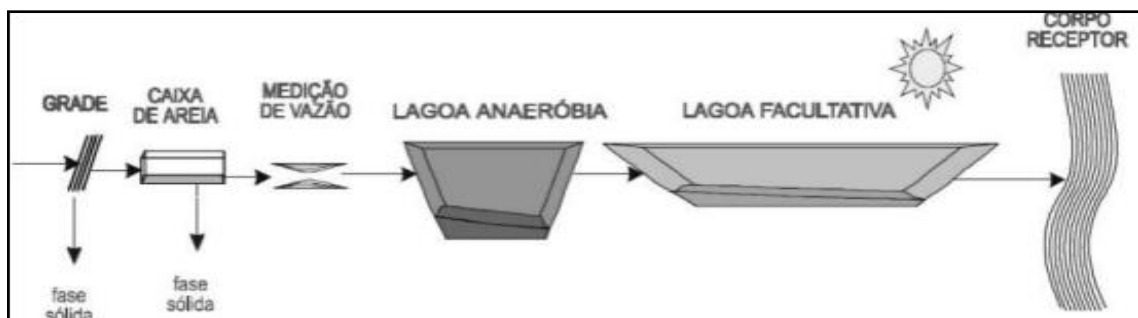
O reator UASB é uma estrutura compacta que demanda pouca área para sua implantação, possui baixo custo de operação, tem um tempo de detenção hidráulica reduzido (da ordem de 6 a 10 horas), produz pouco lodo quando comparado com demais sistemas de tratamento e possui ainda uma eficiência de remoção de DBO que varia de 70 a 80% de acordo com a concentração de DBO em mg/L presente no efluente (Von Sperling, 2005). No entanto, esse sistema possui certas desvantagens como, seu funcionamento ascendente que pode carrear o material sedimentável mais fino, e normalmente é necessário um pós-tratamento do efluente, pois o líquido liberado não possui qualidade microbiológica compatível com o que é exigido pela legislação para lançamento direto nos corpos receptores (Von Sperling, 2005; Nuvolari, 2011; Haandel *et al.*, 2021).

#### 2.7.4. Lagoa anaeróbia seguida de facultativa

Como o sistema de lagoas facultativas requerem grandes áreas para sua implementação e em muitos casos não se disponha desse espaço, surge a necessidade de novas técnicas de tratamento que reduzam a necessidade dessa área requerida. Logo, a implantação de uma lagoa anaeróbia de dimensões consideravelmente reduzidas, antecedendo uma lagoa facultativa obtém-se uma economia de área na ordem de 1/3 se comparado com uma lagoa facultativa única (Von Sperling, 2005). Esse tipo de sistema em que se dá a associação de uma lagoa anaeróbia seguida de uma lagoa facultativa denomina-se sistema australiano de tratamento de esgoto.

A Figura 4 ilustra um sistema composto pela associação de uma lagoa anaeróbia seguida de uma lagoa facultativa (sistema australiano de tratamento).

Figura 4: Sistema - Lagoa anaeróbia seguida de lagoa facultativa



Fonte: Von Sperling, 2019.

O esgoto bruto é lançado em uma lagoa de menores dimensões, no entanto, com uma profundidade elevada (em torno de 4 a 5 m), devido as menores dimensões e a sua alta profundidade a radiação solar não consegue penetrar as camadas mais inferiores, portanto, não ocorrendo praticamente o processo fotossintético e, conseqüentemente, no balanço de produção e consumo de oxigênio o consumo é amplamente maior, dessa maneira nesse ambiente predominam condições anaeróbias. As bactérias anaeróbias desse sistema apresentam uma reação metabólica reduzida quando comparadas com bactérias aeróbias, dessa forma o tempo de detenção hidráulica nessa lagoa deve ser de 3 a 6 dias, antes de passar para a lagoa facultativa (Nuvolari, 2011). A taxa de remoção de DBO nesta primeira etapa gira em torno de 50 a 70%, assim, a matéria orgânica a ser removida pela lagoa

facultativa é em torno de 30 a 50% do total de esgoto bruto, portanto, como a carga recebida pela lagoa facultativa é menor as suas dimensões podem ser reduzidas (Von Sperling, 2005).

As principais vantagens desse sistema são: requerem menores áreas de implantação, facilidade e baixo custo de operação do sistema, a taxa de remoção de DBO é ligeiramente maior do que a das lagoas facultativas únicas. Todavia, esse sistema apresenta as seguintes desvantagens: se o sistema não estiver bem equilibrado pode haver a liberação de maus odores nos arredores e o sistema tem melhor funcionalidade em regiões de temperatura mais elevada.

#### **2.7.5. Reator UASB seguido de lagoas de polimento**

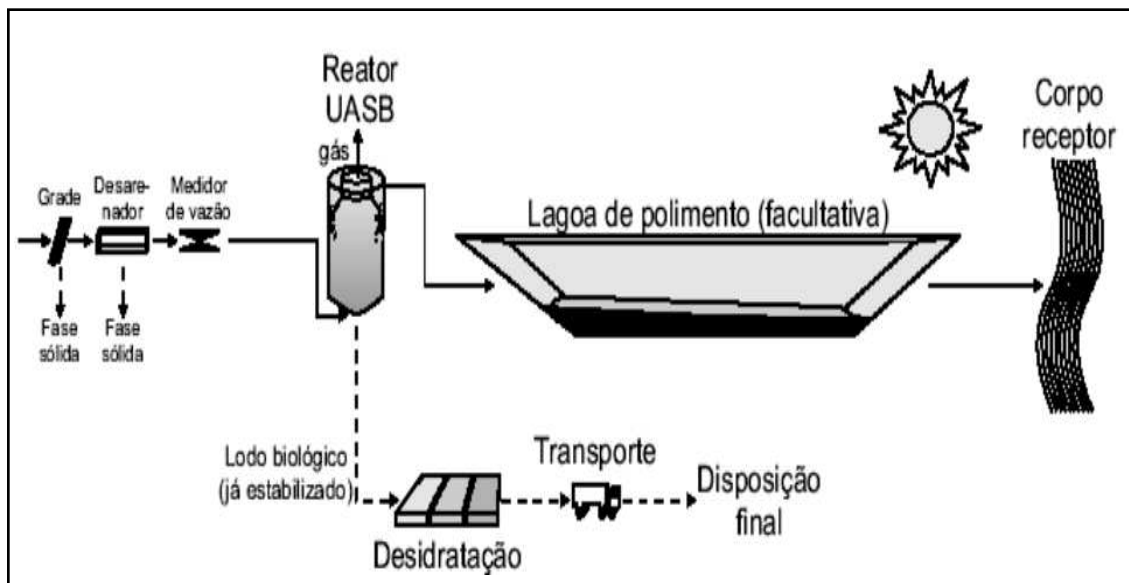
Como o reator UASB gera um efluente tratado que não condiz com a carga microbiológica e padrões de lançamento estabelecida pela legislação é necessário a implantação de um pós tratamento nesse sistema. O pós tratamento objetiva a remoção adicional de DBO, nutrientes e de organismos patogênicos.

Logo, a implantação de lagoas de polimento após o reator se torna uma alternativa viável, devido a eficiência de remoção de poluentes do reator UASB o efluente pode ser lançado direto nas lagoas de polimento sem que haja sobrecarga orgânica na primeira lagoa da série (Catunda, 1994; Cavalcanti, 2001).

A configuração desse sistema de tratamento potencializa a remoção de coliformes e ovos helmintos do efluente (Von Sperling, 2019). Ademais, de acordo com as evidências da atualidade essas lagoas não necessitam ser dimensionadas como lagoas facultativas, mas sim como lagoas de maturação, utilizando dos seus critérios e parâmetros de dimensionamento (Von Sperling, 2019). Esse sistema apresenta como principais vantagens: a economia global nos requisitos de área e a simplicidade operacional.

Na Figura 5 é apresentado um sistema de tratamento de esgoto composto por um reator UASB seguido de pós tratamento de lagoa de polimento.

Figura 5: Sistema - Reator UASB seguido de lagoa de polimento



Fonte: Franci, 2014.

A seguir, na Tabela 2 é apresentado um comparativo entre as eficiências na remoção de DBO, DQO e fósforo dos sistemas de tratamento supracitados até aqui nesse trabalho.

Tabela 2: Comparativo entre a eficiência de remoção de DBO, DQO e fosforo dos sistemas de tratamento

Tipos de tratamento	Eficiência de remoção (%)		
	DBO	DQO	P
Lagoa facultativa	75-85	65-80	< 35
Lodo ativado convencional	85-93	80-90	< 35
Reator UASB	60-75	55-70	< 35
Lagoa anaeróbia - lagoa facultativa	75-85	65-80	<35
Reator UASB - lagoa de polimento	75-85	65-80	<35

Fonte: Von Sperling, 2005.



## 2.8. Localização da ETE

De acordo com a metodologia de Azevedo Netto (1998), a determinação do local de implantação de uma ETE deve ser precedida de estudos e análises cautelosas para se garantir flexibilidade ao sistema, economia e conformidade com a vizinhança, para só então decidir o local de instalação. Geralmente, são instaladas em locais com topografia pouco acidentada sem riscos de inundações, de acesso facilitado, e em terrenos de baixo custo, distante de áreas urbanas e próximo a corpos hídricos para facilitar a disposição do efluente tratado.

Para a escolha do local de implantação da estação de tratamento na comunidade será tomado a decisão com base na metodologia de Von Sperling (2005, p. 394), em que se deve levar em consideração vários fatores que são:

- Disposição de área para implantação do sistema;
- Condições geológicas e topográficas do local;
- Nível do lençol freático;
- Distancia de interceptação;
- Acessibilidade;
- Proximidade de residências;
- Impactos ambientais e econômicos.

## 2.9. Corpo receptor

Segundo Azevedo Netto (1998) o corpo receptor pode ser descrito como: “Coleção de água ou solo que recebe o esgoto sanitário em estágio final”. Para que seja assegurada a manutenção da qualidade dos corpos receptores é necessário que os efluentes lançados obedçam às exigências e padrões de lançamentos estabelecidos pela legislação ambiental, através das resoluções nº 430 e nº 357 do Conselho Nacional do Meio ambiente (CONAMA), que preconizam os padrões de lançamento de efluentes e a classificação dos corpos receptores, respectivamente.

A resolução nº 357 de 2005 (CONAMA) é responsável pela classificação dos corpos hídricos de água doce, variando sua classificação desde a água de maior exigência de qualidade até a de menor exigência de qualidade. Desse modo, essa resolução classifica os corpos hídricos doces da seguinte forma:

- Classe especial: Destinada ao abastecimento para consumo humano, com desinfecção e a preservação do equilíbrio natural das comunidades aquáticas;
- Classe 1: Destinadas ao abastecimento para consumo humano após um tratamento simplificado, a proteção das vidas aquáticas, recreação de contato primário, irrigação de hortaliças e de frutas que se desenvolvem rente ao chão;
- Classe 2: Destinadas ao abastecimento para consumo humano após tratamento convencional, a proteção da comunidade aquática, recreação de contato primário, aquicultura, atividade de pesca;
- Classe 3: Destinadas ao abastecimento para consumo humano após tratamento convencional ou avançado, à irrigação de culturas arbóreas, cerealíferas e forrageiras, à pesca amadora, à recreação de contato secundário;
- Classe 4: Águas destinadas a navegação e a harmonização paisagística.

### **3. METODOLOGIA**

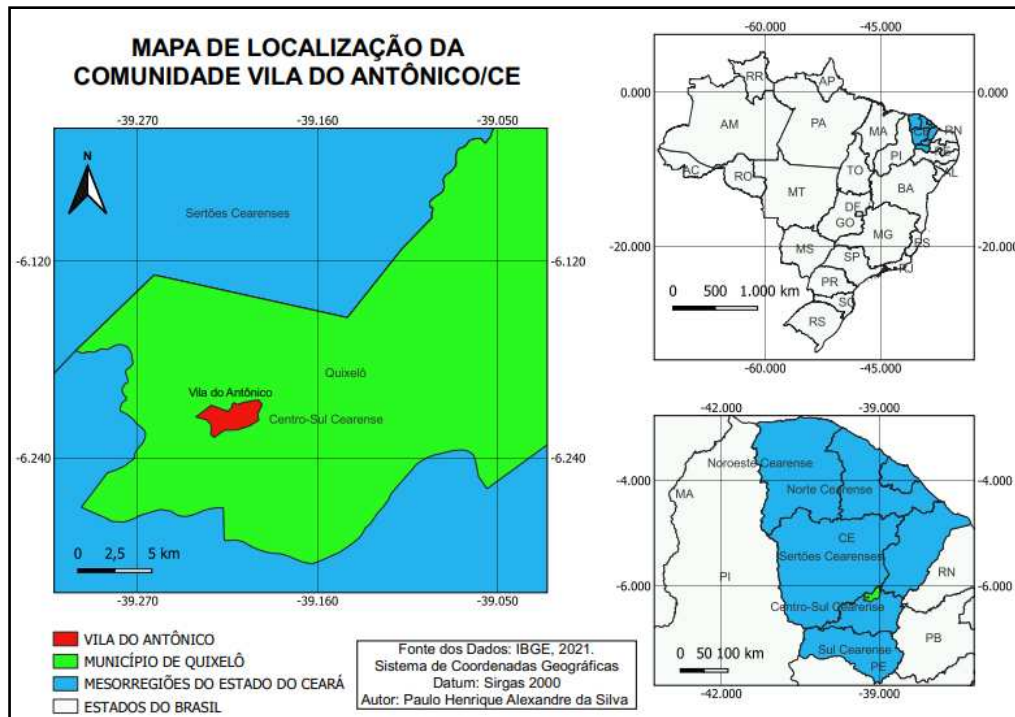
A metodologia aplicada a este trabalho foi baseada e fundamentada em pesquisas bibliográficas por meio de livros, publicações, teses e outras fontes científicas. O estudo contou com visitas *in loco* e utilização de softwares gratuitos para elaboração dos projetos, como: Excel, Qgis e o Autocad versão estudante.

#### **3.1. Área de estudo**

A comunidade Vila do Antônico-CE está localizada ao nordeste do estado do Ceará, na Mesorregião Centro-sul Cearense às margens da BR-122, à 273 m de altitude, à 5 Km a oeste do Município de Quixelô e 36,5 Km a leste do Município de Acopiara, a 18 Km do município de Iguatu maior cidade dos arredores, como é apresentado na Figura 6.

De acordo com os dados da Secretaria de Governo da Prefeitura Municipal de Quixelô-CE, esta comunidade possui área territorial de 842.684 m<sup>2</sup> e uma população de 1226 habitantes no ano de 2022 e 36% de urbanização das vias públicas, sendo que, esta comunidade é considerada zona urbana, distante 7 Km de Quixelô/CE, cidade sede da região.

Figura 6: Mapa de localização



Fonte: Autor, 2023.

O bioma predominante na comunidade é a caatinga apresentando vegetações como Savana Estépica Arborizada, Savana Estépica Florestada e apresenta ainda vegetações de áreas modificadas devido aos avanços dos processos agropecuário, comuns na região (PREFEITURA MUNICIPAL DE QUIXELÔ, 2023).

O município conta com uma rede de coleta que alcança 95% da população, segundo o Serviço Autônomo de Água e Esgoto (SAAE), no entanto possui um sistema de tratamento sanitário ineficiente composto por uma única lagoa de estabilização. De certo, é importante que a estação de tratamento possua no mínimo os níveis de tratamento preliminar, primário e secundário para se obter uma eficiência de depuração do efluente que obedeça aos padrões de lançamento estabelecidos pela legislação ambiental (Haandel e Marais, 1999).

### 3.2. Caracterização do SES da comunidade Vila do Antônio/CE

A caracterização do sistema de esgotamento da comunidade Vila do Antônio/CE se deu mediante visitas *in loco*, questionários informais a população em diferentes locais da comunidade e a retirada de fotografias de diversos pontos da área

urbana. Ademais, buscou-se dados juntamente às Secretarias de Governo, Meio Ambiente e de Obras e Serviços Urbanos, além da obtenção de dados junto ao Serviço Autônomo de Água e Esgoto (SAAE).

### 3.3. Dimensionamento do sistema de tratamento de efluentes

#### 3.3.1. Projeção populacional

O estudo populacional foi realizado com base nos dados populacionais da comunidade Vila do Antônio/CE (área de estudo). Foram apurados dados da população residente na Secretaria de Governo da Prefeitura Municipal de Quixelô, de três anos diferentes, apresentados na Tabela 3.

Tabela 3: População urbana Vila Antônio/CE

<b>Ano</b>	<b>População (hab)</b>
2012	1091
2017	1182
2022	1226

Fonte: Secretária de Governo – Prefeitura Municipal de Quixelô, 2023.

Para a estimativa populacional futura foi adotado um tempo de projeto de 20 anos (valor usual em projetos desse tipo), estabelecendo dessa forma como ano inicial 2023 (ano de implantação) a 2043 (horizonte de projeto). Dessa maneira, foram utilizados os seguintes métodos matemáticos para a projeção populacional (método aritmético, método geométrico, método da curva logística e método da taxa de crescimento decrescente) (Von Sperling, 2005), conforme no Quadro 2. Para a estimativa da população futura foram adotados 4 métodos, porém, foi escolhida o método que apresentou a maior projeção populacional, para uma margem de segurança dos dados.

Quadro 2: Métodos matemáticos de estimativa populacional

Método	Descrição	Coefficientes	Equações	Forma da Curva
Método Aritmético	Pressupõe um crescimento populacional de forma constante e linear, utilizado para estimativas de menor prazo.	$K_a = \frac{P_1 - P_0}{t_1 - t_0}$	$P_t = P_0 + K_a \cdot (t - t_0)$ (01)	
Método Geométrico	Prevê um crescimento populacional em função da população existente a cada instante, taxa de crescimento geométrico.	$K_g = \frac{\ln P_1 - \ln P_0}{t_1 - t_0}$	$P_t = P_0 \cdot e^{K_g \cdot (t - t_0)}$ (02)	
Método da Curva Logística	Esse método pressupõe um crescimento populacional que segue uma relação matemática, estabelece uma curva em formato de S, e a população tende a um valor assintótico de saturação.	$P_s = \frac{2 \cdot P_0 \cdot P_1 \cdot P_2 - P_1^2 \cdot (P_0 + P_2)}{P_0 \cdot P_2 - P_1^2}$ $c = (P_s - P_0) / P_0$ $K_l = \frac{1}{t_2 - t_1} \cdot \ln \left[ \frac{P_0 \cdot (P_s - P_1)}{P_1 \cdot (P_s - P_0)} \right]$	$P_t = \frac{P_s}{1 + c \cdot e^{K_l \cdot (t - t_0)}}$ (03)	
Método da Taxa de Crescimento Decrescente	Acredita na hipótese que com o crescimento urbano a taxa de crescimento populacional diminui a cada ano, assintótico levando a um valor de saturação.	$P_s = \frac{2 \cdot P_0 \cdot P_1 \cdot P_2 - P_1^2 \cdot (P_0 + P_2)}{P_0 \cdot P_2 - P_1^2}$ $K_d = \frac{-\ln[(P_s - P_2) / (P_s - P_1)]}{t_2 - t_1}$	$P_t = P_0 + (P_s - P_0) \cdot [1 - e^{-K_d \cdot (t - t_0)}]$ (04)	

Fonte: Adaptado de Von Sperling, 2005.

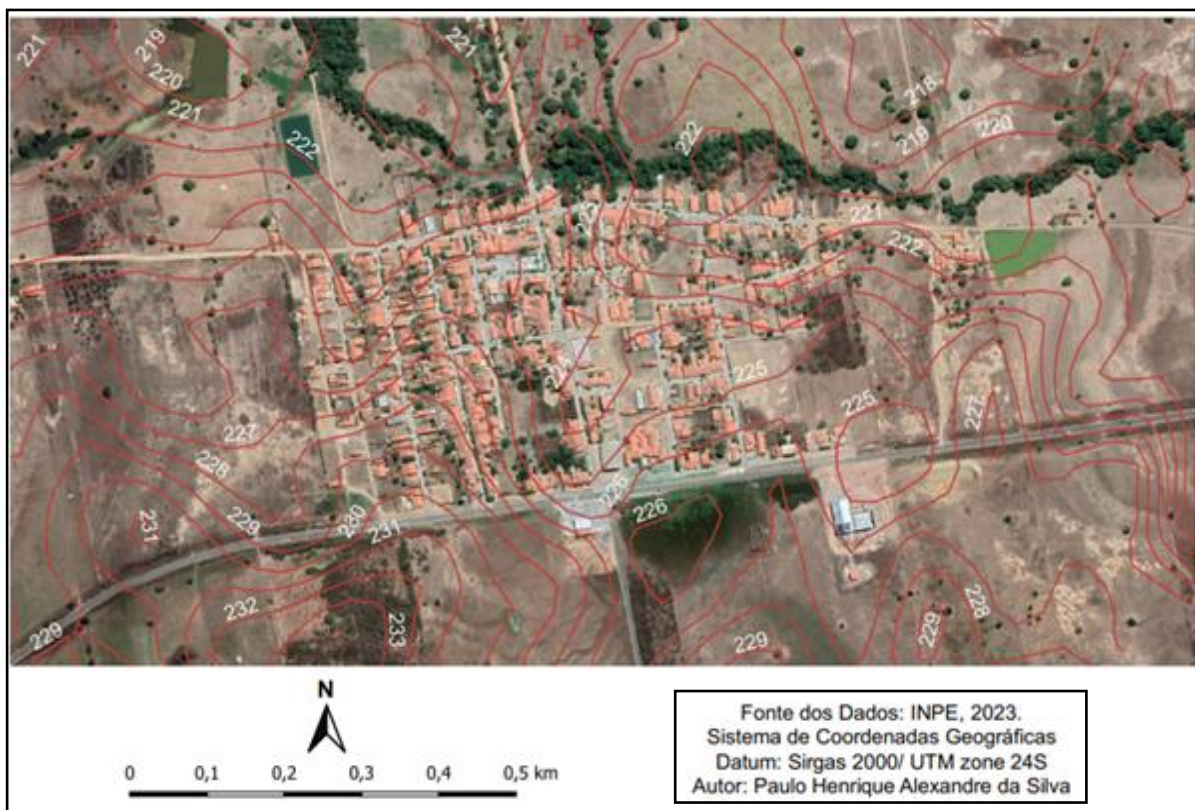
- $P_s$  – População de saturação (hab);
- $P_0, P_1$  e  $P_2$  – População dos anos  $t_0, t_1$  e  $t_2$  (hab);
- $K_a, K_g, K_l, k_d$  e  $c$  – Coeficientes;
- $P_t$  – População futura.

### 3.3.2. Levantamento Topográfico

Para a concepção e execução do projeto de sistema de esgotamento sanitário faz-se necessário o conhecimento planialtimétrico da região, haja vista que, algumas partes do sistema tem seu escoamento por gravidade, afim de reduzir custos. Desta forma, é de suma importância o conhecimento da topografia do local para um dimensionamento assertivo, sendo uma etapa crucial para o projeto.

A obtenção das curvas de nível, se deu por meio de um Modelo Digital de Elevação (MDE) que abrange toda a área de estudo, fornecido gratuitamente pelo Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE), através do Banco de Dados Geomorfológicos do Brasil (TOPODATA). Para a obtenção das curvas de nível foi manipulado o MDE no software Qgis, versão 3.22.10, que culminou na obtenção de curvas de níveis com espaçamento de 1 m, apresentado na Figura 7.

Figura 7: Curvas de nível da área de estudo



Fonte: Autor, 2023.

### 3.3.3. Traçado da rede coletora

A localidade de estudo já possui uma rede de coleta de esgoto funcional e operante, contudo não há o projeto em planta desse sistema, desse modo, todo o traçado representativo da rede foi realizado de acordo com visitas in loco a própria comunidade, além de informações e dados fornecidos pelo Serviço Autônomo de Água e Esgoto (SAAE) do Município de Quixelô/CE, e está apresentado no APÊNDICE B.

### 3.3.4. Parâmetros de projeto

Os parâmetros de projeto (Quadro 3) utilizados para o dimensionamento da estação de tratamento de esgoto da comunidade foram baseados na NBR 12209:2011 (Elaboração de projetos hidráulicos-sanitários de estação de tratamento de esgoto sanitário) e na NBR 9649:1986 (Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário).

Para a determinação do consumo efetivo, levou-se em conta um consumo médio per capita de água potável de 150 L/hab-dia, valor preconizado pela Companhia de Água e Esgoto do Ceará (CAGECE, 2021) e um índice de perda médio estadual adotado para a comunidade de 42,97% de acordo Instituto Trata Brasil (Instituto Trata Brasil, 2021), dessa forma obteve-se um valor para o consumo efetivo per capita de 85,55 L/hab-dia.

Quadro 3: Parâmetros de projeto

Parâmetro	Valor adotado
Consumo efetivo per capita de água ( $q_e$ )	85,55 L/hab.dia
Coeficiente de retorno	0,80
Coeficiente de máxima vazão diária ( $K_1$ )	1,20
Coeficiente de máxima vazão horária ( $K_2$ )	1,50
Coeficiente de mínima vazão horária ( $K_3$ )	0,50
Vazão mínima de projeto	1,5 L/s
Taxa de contribuição de infiltração ( $T_{inf}$ )	0,5 L/s.Km

Fonte: Autor, 2023.

Para a adoção do valor da taxa de infiltração de água na rede coletora de esgoto, a NBR 9649:1986 recomenda um valor que varie entre 0,05 a 1,0 L/s·km. No entanto, para este projeto foi adotado um valor médio em relação aos valores do intervalo recomendado pela norma de 0,5 L/s·Km. Assim como também, os valores dos coeficientes de vazão (K1, K2 e K3), e do valor do coeficiente de retorno (C), foram adotados mediante recomendação da NBR 9649:1986.

A escolha do material da tubulação baseou-se na disponibilidade do material na região, a facilidade de execução e manuseio, dessa forma optou-se por tubos de PVC.

### **3.4. Dimensionamento das unidades de tratamento**

Para o dimensionamento dessa etapa foram utilizados vários livros técnicos que versam sobre o tema, assim como, estudo bibliográficos e normas vigentes sobre dimensionamento de estruturas de tratamento de esgoto sanitário.

Inicialmente, foi definido um sistema de tratamento que mais adequa-se as características da comunidade. Diante disso, foram analisados os sistemas de tratamento mais usuais no Brasil e escolhido o mais compatível com as condições climáticas, eficiência de tratamento, custos de implantação e operação para essa comunidade, assim, optou-se pelo por um sistema australiano de tratamento, composto por: gradeamento, caixa de areia, calha Parshall, lagoa anaeróbia seguida de duas lagoas facultativas em série.

A escolha desse sistema se deu devido as características climáticas da comunidade que está inserida numa região semiárida com as temperaturas acima dos 20 °C o ano todo e baixa taxa de pluviosidade, fazendo com que esse tratamento obtenha a eficiência esperada na depuração do efluente.

Para o dimensionamento do sistema foi utilizada a metodologia de cálculo de Von Sperling (2019) e Jordão e Pessoa (2011). Inicialmente, foram determinadas as vazões de projeto, por meio das equações listadas no Quadro 4.



Quadro 4: Equações das vazões de dimensionamento da ETE

Vazões	Equações
Vazão de infiltração	$Q_{inf} = T_{inf}.L_{rede}$ (05)
Vazão máxima	$Q_{máx} = \frac{C.K_1.K_2.P_f q_e}{86400} + Q_{inf}$ (06)
Vazão mínima	$Q_{mín} = \frac{C.K_3.P_i.q_e}{86400} + Q_{inf}$ (07)
Vazão média de início de plano	$Q_{méd,i} = \frac{C.P_i.q_e}{86400} + Q_{inf}$ (08)
Vazão média de fim de plano	$Q_{méd,f} = \frac{C.P_f.q_e}{86400} + Q_{inf}$ (09)

Fonte: Von Sperling, 2005.

- $T_{inf}$  – Taxa de infiltração (L/s.m);
- $K_1$ ,  $K_2$  e  $K_3$  – Coeficientes de máxima vazão diária, máxima vazão horária e mínima vazão horária;
- $P_i$ ,  $P_f$  – Populações iniciais e finais de plano (hab);
- $q_e$  – Consumo efetivo de médio de água (L/hab.dia);
- $C$  – Coeficiente de retorno;
- $Q_{inf}$  – Vazão de infiltração (L/s);
- $L_{rede}$  – Comprimento da rede coletora (Km)

### 3.4.1. Dimensionamento das unidades preliminares de tratamento

A etapa de tratamento preliminar das ETE's de maneira usual, é composta pelas grades (médias e finas), caixa de areia (desarenador) e calha Parshall (Von Sperling, 2005).

#### 3.4.1.1. Gradeamento

O gradeamento tem por função básica operacional reter as partículas sólidas grosseiras presentes no efluente não tratado, impedindo que cheguem até a etapa de tratamento seguinte, sendo esta, a primeira unidade de tratamento (Von Sperling, 2005).

Para o dimensionamento das grades tomou-se por base a metodologia de Jordão e Pessoa (2011), que determinou o espaçamento, número e espessura de barras necessárias que permitissem a remoção dos sólidos grosseiros. Além disso, foram utilizadas as normas NBR 12209:2011 (Elaboração de projetos hidráulicos-sanitários de estação de tratamento de esgoto sanitário) e NBR 12208:1992 (Projeto

de estações elevatórias de esgoto sanitário) para comparação dos valores obtidos no dimensionamento das grades.

Este estudo indica o uso de duas grades (fina e média), cujo o espaçamento entre as barras é pré-determinado por norma de acordo com o tamanho dos sólidos a serem retidos do efluente.

Tabela 4: Dimensões adotadas para o gradeamento

<b>Tipo de grade</b>	<b>Espaçamento (mm)</b>	<b>Seção transversal (mm)</b>
Média	30	9,5 x 38,1
Fina	15	7,9 x 38,1

Fonte: Jordão e Pessoa, 2011.

Para o dimensionamento do gradeamento foram seguidas as seguintes etapas de acordo com estudo de Jordão e Pessoa (2011) e as características do projeto:

#### 1- Escolha da inclinação das barras

Optou-se para as barras médias e finas uma inclinação mínima de 45° de acordo com o sugerido na metodologia, devido à baixa vazão de projeto e também a facilidade de manutenção manual dessas grades.

#### 2- Eficiência da grade

Para o cálculo da eficiência da grade foi utilizada a Equação (10).

$$E = \frac{a}{a+t} \quad (10)$$

Em que:

E – Eficiência da grade;

a – Espaçamento entre as barras (mm);

t – Espessura das barras (mm).

Como neste estudo optou-se por duas grades uma média e uma fina, para o cálculo da eficiência global das grades foi utilizada a seguinte Equação (11).

$$E_{global} = \left[ 1 - \left( 1 - \frac{E_f}{100} \right) \cdot \left( 1 - \frac{E_m}{100} \right) \right] \cdot 100 \quad (11)$$

Em que:

$E_{global}$  – Eficiência global da grade (%);

$E_f$  e  $E_m$  – Eficiência das grades fina e média, respectivamente (%).

### 3- Dimensionamento do canal afluyente a grade

Para o cálculo da área útil do canal foi utilizada a seguinte Equação (12).

$$Au = \frac{Q}{v} \quad (12)$$

Em que:

$A_u$  – Área útil ( $m^2$ );

$Q$  – Vazão máxima de projeto ( $m^3/s$ );

$v$  – Velocidade de passagem adotada ( $m/s$ ).

É recomendada uma velocidade de passagem entre 0,60 m/s a 1,00 m/s para o cálculo da vazão máxima de projeto (Jordão e Pessoa, 2011). Desse modo, foi adotado um valor médio de 0,80m/s para este projeto.

### 4 – Área da seção transversal e largura do canal

Para a determinação da seção transversal e da largura do canal foram utilizadas as seguintes equações (13) e (14).

$$S = \frac{Au}{E_g} \quad (13)$$

$$d = \frac{S}{h_{m\acute{a}x}} \quad (14)$$

Em que:

S – Seção do canal (m<sup>2</sup>);

A<sub>u</sub> – Área útil (m<sup>2</sup>);

E<sub>g</sub> – Eficiência global das grades (decimais);

d – Largura do canal (m);

h<sub>máx</sub> – Altura máxima da lâmina d'água na calha (m).

#### 4- Determinação da perda de carga na grade

Devido o atrito entre o efluente e o gradeamento há uma perda de carga do fluido que pode ser calculada utilizando a seguinte Equação (15).

$$h_f = 1,43 \cdot \frac{v_f^2 - v_0^2}{2g} \quad (15)$$

Em que:

h<sub>f</sub> – Perda de carga (m);

V<sub>f</sub> – Velocidade final (m/s);

V<sub>0</sub> – Velocidade inicial (m/s);

g – Aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>).

Para o cálculo das velocidades v<sub>f</sub> e v<sub>0</sub> foram seguidas as recomendações de Jordão e Pessoa (2011), admitindo-se uma obstrução do canal de 50% para efeitos de manutenção manual, podemos calcular esses valores pelas seguintes equações (16) e (17).

$$v_f = 2v \quad (16)$$

$$v_0 = \frac{Q_{máx}}{S} \quad (17)$$

Em que:

$v$  – Velocidade de passagem adotada (m/s);

$Q_{\text{máx}}$  – Vazão máxima (m/s);

$S$  – Seção do canal (m<sup>2</sup>).

Para calcular o comprimento das barras foram utilizadas as seguintes equações (18) e (19).

$$x = \frac{h_{ve}}{\sin \theta} \quad (18)$$

$$h_{ve} = h_f + h_{máx} + D + 0,10 \quad (19)$$

Em que:

$x$  – Comprimento da barra (m);

$h_{ve}$  – Altura vertical da grade (m);

$\theta$  – Ângulo horizontal com a grade (45°);

$h_f$  – Perda de carga (m);

$h_{máx}$  – Altura máxima da lâmina do canal (m);

$D$  – Diâmetro da tubulação de chegada (0,20 m).

#### 5- Quantidade de barras na grade

O número de barras das grades foi obtido pela Equação (20).

$$n = \frac{d}{a+t} \quad (20)$$

Em que:

n – Número de barras;

d – Largura do canal;

a – Espaçamento entre barras;

t – Espessura das barras.

### 3.4.1.2. Desarenador

O desarenador tem por função remover a areia presente no efluente visando minimizar os impactos dessa no funcionamento do sistema de tratamento, assim como efeitos adversos nos corpos receptores, como o assoreamento (Jordão e Pessoa, 2011). O dimensionamento da caixa de areia seguiu as recomendações da metodologia de cálculo de Jordão e Pessoa (2011) e da NBR 12209: 1992. Desse modo, seguiu-se as seguintes etapas:

#### 1- Comprimento da caixa de areia

Para o cálculo do comprimento da caixa de areia foi adotada uma velocidade média de escoamento de 0,30 m/s, velocidade de sedimentação média de 0,02 m/s para sólidos em suspensão com diâmetro iguais ou superiores a 0,2 mm, e desarenador com forma retangular prismática com remoção de areia manual (Jordão e Pessoa, 2011). De acordo com as considerações adotadas o cálculo do comprimento foi feito de acordo com a Equação (21).

$$L = 15xh_{máx} \quad (21)$$

Em que:

L – Comprimento (m);

$h_{máx}$  – Altura máxima da lâmina d'água (m).

Levando em conta a segurança da funcionalidade do desarenador, foi majorado em 50% o valor do comprimento, devido ao efeito da turbulência.

## 2- Largura da caixa de areia

Para o cálculo da largura foi utilizada a seguinte Equação (22).

$$b = \frac{Q}{v \cdot h_{m\acute{a}x}} \quad (22)$$

Em que:

Q – Vazão de esgoto (m<sup>3</sup>/s);

v – velocidade média de fluxo (m/s);

h<sub>máx</sub> – Altura máxima da lâmina d'água (m);

b – Largura da caixa de areia (m).

Após a determinação dos valores de b e L verificou-se a relação  $L/b \geq 4$ .

## 3- Verificação da velocidade de escoamento e da taxa de escoamento

A NBR 12209:2011 preconiza que para caixa de areia com fluxo horizontal e seção retangular a velocidade de escoamento deve estar no intervalo de: 0,25 a 0,40 m/s, assim como a taxa de escoamento superficial deve estar compreendida entre: 600 a 1300 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.d. Desse modo, foram utilizadas as seguintes Equações (23) e (24).

$$v = \frac{Q}{b \cdot h} \quad (23)$$

$$T = \frac{Q \cdot 86400}{b \cdot L} \quad (24)$$

Em que:

V – Velocidade de escoamento (m/s);

Q – Vazão de esgoto (m<sup>3</sup>/s);

b – Largura da caixa de areia (m);

L – Comprimento da caixa de areia (m);

T – Taxa de escoamento superficial (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.d)

h – Altura da lâmina d'água (m).

A verificação desses parâmetros foi realizada para a velocidade de escoamento com as vazões mínima, média e máxima de projeto, assim como, para a taxa de escoamento superficial com as vazões médias de fim e início de plano.

#### 4- Profundidade da caixa de areia

A NBR 12209:2011 determina que em desarenadores com fluxo horizontal com seção retangular tipo canal é necessário a existência de espaço no fundo e ao longo do canal para acumulação de material sedimentado de no mínimo 0,20 m. Prosseguindo a metodologia de cálculo de Jordão e Pessoa (2011), para o dimensionamento da profundidade do desarenador para acúmulo de areia, sendo adotada uma periodicidade de limpeza de 14 dias, foi determinada pela seguinte Equação (25).

$$H_{arm} = \frac{(Q_{méd,f} \cdot I \cdot t_{lodo}) / 1000}{b \cdot L} \quad (25)$$

Em que:

H<sub>arm</sub> – Profundidade do desarenador (m);

Q<sub>méd,f</sub> – Vazão média de fim de plano (m<sup>3</sup>/d);

I – Peridiodicidade de limpeza (d);

t<sub>lodo</sub> – Taxa de remoção de areia (0,041 L/m<sup>3</sup>);

b e L – Largura e comprimento do desarenador, respectivamente (m).



### 3.4.1.3. Calha Parshall

A calha Parshall é um dispositivo de medição de vazão que através de sua geometria e componentes consegue estabelecer para uma seção a montante uma relação entre a vazão de fluxo do efluente e a lâmina d'água naquela seção (Jordão e Pessoa, 2011).

O dimensionamento e escolha da calha baseou-se nas recomendações descritas por Jordão e Pessoa (2011), assim como, a NBR 9628:2009 (Medição de vazão de líquido em canais abertos – calhas Parshall e SANIIRI). Com base nos valores de vazão máxima e mínima foi definido o modelo de calha de Parshall mais adequado para o sistema, através da Tabela do ANEXO A.

Após a definição do modelo de calha, adotou-se a equação do cálculo de vazão, apresentada no ANEXO A e calculou-se as alturas de lâminas mínima, média e máxima da calha Parshall. Em seguida, calculou o rebaixo a partir da Equação (26).

$$Z = \frac{Q_{m\acute{a}x} \cdot h_{p,m\acute{i}n} - Q_{m\acute{i}n} \cdot h_{p,m\acute{a}x}}{Q_{m\acute{a}x} - Q_{m\acute{i}n}} \quad (26)$$

Em que:

Z – Rebaixo do canal (m);

$Q_{m\acute{a}x}$ ,  $Q_{m\acute{i}n}$  – Vazões máxima e mínima ( $m^3/s$ );

$h_{p,m\acute{a}x}$ ,  $h_{p,m\acute{i}n}$  – Alturas de lâmina d'água máxima e mínima (m).

Com a definição do rebaixo foram calculadas as alturas das lâminas mínima, média e máxima do canal, pelas Equações (27), (28) e (29).

$$h_{c,m\acute{i}n} = h_{p,m\acute{i}n} - Z \quad (27)$$

$$h_{c,m\acute{e}d} = h_{p,m\acute{e}d} - Z \quad (28)$$

$$h_{c,m\acute{a}x} = h_{p,m\acute{a}x} - Z \quad (29)$$

Em que:

$h_{c,mín}$ ,  $h_{c,méd}$  e  $h_{c,máx}$  – Alturas de lâmina mínima, média e máxima do canal (m).

### 3.4.2. Dimensionamento da unidade de tratamento primário

Na etapa de tratamento primário é onde ocorrem a remoção dos sólidos em suspensão sedimentáveis e dos sólidos flutuantes por meio dos mecanismos de sedimentação e flotação.

#### 3.4.2.1. Lagoa anaeróbia

O dimensionamento da lagoa de estabilização anaeróbia se deu com base na metodologia de cálculo apresentada no livro Lagoas de Estabilização de Marcos Von Sperling (2019) e da norma técnica NTS 0230 - SABESP. Primeiro foi definida a taxa de aplicação volumétrica de acordo com as recomendações do livro, para temperaturas maiores de 25 °C (temperatura média mais fria para o esgoto da comunidade Vila do Antônio/CE). Com relação ao valor da concentração de DBO total afluente foi adotado um valor de 350 mg/L (Von Sperling, 2019). Além disso, foi adotada uma temperatura média do ar no mês mais frio com valor de 26,4 °C de acordo com as condições climatológicas da comunidade (INMET, 2023). Para a modelagem desse projeto as taxas de aplicação volumétrica podem ser encontradas na Tabela 5.

Tabela 5: Taxa de aplicação volumétrica

Temperatura média do ar no mês mais frio (°C)	Taxa de aplicação volumétrica admissível (KgDBO/m <sup>3</sup> .dia)
10 a 20	0,02T - 0,1
20 a 25	0,01T + 0,1
> 25	0,35

Fonte: Von Sperling, 2019.

Após as considerações iniciais para o dimensionamento da lagoa anaeróbia foram seguidos os seguintes passos:

### 1 – Volume da lagoa anaeróbia

Inicialmente foi determinado o valor do volume da lagoa utilizando as seguintes Equações (30) e (31), respectivamente.

$$L = \frac{DBO_{efl} \cdot Q_a}{1000} \quad (30)$$

$$V = \frac{L}{L_v} \quad (31)$$

Em que:

L – Carga de DBO total afluyente (KgDBO<sub>5</sub>/d);

Q<sub>a</sub> – Vazão afluyente (m<sup>3</sup>/d);

DBO<sub>efl</sub> – Concentração de DBO afluyente (mg/L);

V – Volume da lagoa (m<sup>3</sup>);

L<sub>v</sub> – Taxa de aplicação volumétrica (KgDBO/m<sup>3</sup>.d).

### 2 – Tempo de detenção hidráulica

Para o cálculo do tempo de detenção hidráulica da lagoa foi utilizado a seguinte Equação (32).

$$t = \frac{V}{Q_{a,méd}} \quad (32)$$

Em que:

t – Tempo de detenção hidráulica (d);

V – Volume da lagoa (m<sup>3</sup>);

Q<sub>a,méd</sub> – Vazão média afluyente (m<sup>3</sup>/d).

### 3 – Geometria da lagoa

Segundo as recomendações de Von Sperling (2019), os valores para a profundidade variam entre 3,5 a 5 m, nesse trabalho foi adotado uma profundidade de 4 m, de maneira a garantir a predominância das condições anaeróbias nessa lagoa.

Com os dados de volume e profundidade foi calculada a área superficial da lagoa pela seguinte Equação (33).

$$A = \frac{V}{P} \quad (33)$$

Em que:

A – Área da lagoa (m<sup>2</sup>);

V – Volume da lagoa (m<sup>3</sup>);

P – Profundidade (m).

#### 4 – Dimensões da lagoa

Para a determinação do comprimento e largura da lagoa Von Sperling (2019) recomenda uma relação que varia entre 1 a 3, para esse projeto foi adotado uma razão média (Comprimento/Largura) igual a 2. Desse modo, foram calculadas as dimensões espaciais da lagoa pelas seguintes Equações (34) e (35).

$$B = \sqrt{\frac{A}{2}} \quad (34)$$

$$L = 2B \quad (35)$$

Em que:

B – Largura (m);

L – Comprimento (m);

A – Área da lagoa (m<sup>2</sup>).

#### 5 – Eficiência e concentração de DBO efluente

Ainda não existem modelagens para prever a eficiência das lagoas anaeróbias, desse modo, foi utilizado nesse projeto as relações empíricas propostas por Von Sperling (2019), que estabelecem uma eficiência aproximada, apresentada na Tabela 6.

Tabela 6: Eficiência de remoção de DBO em lagoas anaeróbias

Temperatura média do ar no mês mais frio (°C)	Eficiência de remoção de DBO (%)
10 a 25	2T + 20
>25	70

Fonte: Von Sperling, 2019.

De posse da Tabela 6 foi adotada uma eficiência de 65% em função da menor temperatura média do ar no mês mais frio e de forma conservadora visando a segurança do dimensionamento, em seguida foi utilizada a seguinte Equação (36) para o cálculo da DBO efluente.

$$DBO_{efl} = \left(1 - \frac{E}{100}\right) \cdot S_0 \quad (36)$$

Em que:

E – Eficiência (%);

S<sub>0</sub> – Concentração de DBO total afluente (mg/L);

DBO<sub>efl</sub> – Concentração de DBO total efluente (mg/L).

#### 6 – Acúmulo de lodo

De acordo com Von Sperling (2019) a taxa de acúmulo de lodo para as lagoas anaeróbias varia entre 0,03 a 0,10 m<sup>3</sup>/hab.ano, desse modo nesse projeto foi adotado uma taxa igual a 0,04 m<sup>3</sup>/hab.ano em função do clima da região em que a comunidade está inserida.

Para o cálculo foi utilizada as seguintes Equações (37) e (38).

$$A_{lodo} = T_{lodo} \cdot POP \quad (37)$$

$$e_{lodo} = \frac{A_{lodo} \cdot 1}{A} \quad (38)$$

Em que:

$A_{\text{lodo}}$  – Acumulo de lodo anual ( $\text{m}^3/\text{ano}$ );

$T_{\text{lodo}}$  – Taxa de acumulo de lodo ( $\text{m}^3/\text{hab.ano}$ );

POP – População da comunidade (hab).

$e_{\text{lodo}}$  – Espessura do lodo ( $\text{m/ano}$ );

$A$  – Área da lagoa ( $\text{m}^2$ ).

7 – Tempo para a remoção do lodo

Para realizar este cálculo foi utilizada a Equação (39) a seguir.

$$T = \left( \frac{\frac{P}{3}}{e_{\text{lodo}}} \right) \quad (39)$$

Em que:

$T$  – Tempo para se atingir 1/3 da altura útil da lagoa (ano);

$P$  – Profundidade da lagoa (m);

$e_{\text{lodo}}$  – Espessura do lodo ( $\text{m/ano}$ ).

### 3.4.3. Dimensionamento das unidades de tratamento secundário

O nível de tratamento secundário é a principal etapa de tratamento de esgoto, nela ocorre a remoção da matéria orgânica biodegradável solúvel e particulada, por meio de processos biológicos desenvolvidos por microrganismos.

#### 3.4.3.1. Lagoas Facultativas

Para o dimensionamento das lagoas facultativas utilizou-se como referência as metodologias de cálculo de Von Sperling (2019). Adotou-se um sistema em série constituído por três lagoas facultativas em série. O valor adotado para a carga de DBO afluente da lagoa facultativa será igual ao valor obtido da carga de DBO efluente da lagoa anaeróbia predecessora, como é recomendado por Von Sperling (2019). Após

essas considerações, o dimensionamento das lagoas se deu seguindo os seguintes passos:

1 – Cálculo da área

Para o cálculo da concentração de DBO afluente a lagoa facultativa foi levada em consideração uma eficiência de 70% da lagoa anaeróbia e utilizada a seguinte Equação (40).

$$L = \left( \frac{100-E}{100} \right) \cdot \left( \frac{C_{DBO} \cdot Q_a}{1000} \right) \quad (40)$$

Em que:

L – Carga afluente a lagoa facultativa (KgDBO/d);

E – Eficiência da lagoa anaeróbia (%);

C<sub>DBO</sub> – Concentração de DBO afluente (mg/L);

Q<sub>a</sub> – Vazão afluente (m<sup>3</sup>/d).

Para o valor de L<sub>s</sub> foi adotado um valor de 350 KgDBO<sub>5</sub>/ha.d referente a menor temperatura média (maior que 25 °C), de acordo com o recomendado por Von Sperling (2019). Dessa maneira, foi calculada a área seguindo a seguinte Equação (41).

$$A = \frac{L}{L_s} \quad (41)$$

Em que:

A – Área da lagoa (ha);

L – Carga afluente a lagoa facultativa (KgDBO<sub>5</sub>/d);

L<sub>s</sub> – Taxa de aplicação superficial (KgDBO/ha.d).

Para a escolha das dimensões do comprimento e da largura da lagoa foi adotado um valor referente a relação comprimento/largura que varia entre 2 e 4, de acordo com o recomendado por Von Sperling (2019), desse modo o valor adotado foi 2,5.

## 2 – Volume resultante e tempo de detenção

Para a determinação da profundidade da lagoa foi adotado um valor compreendido entre 1,5 e 3 m como recomenda Von Sperling (2019), para que possam coexistir as três zonas (anaeróbia, facultativa e aeróbia), a profundidade dessas lagoas e ligeiramente menor do que nas lagoas anaeróbias. Desse modo, após essas considerações o valor escolhido para a profundidade desse projeto foi de 1,5 m.

Para a determinação do volume da lagoa foi utilizada a seguinte Equação (42).

$$V = A.P \quad (42)$$

Em que:

V – Volume resultante (m<sup>3</sup>);

A – Área da lagoa (m<sup>2</sup>);

P – Profundidade (m).

De acordo com o valor encontrado para o volume resultante da lagoa foi cálculo o tempo de detenção hidráulica da lagoa pelas seguintes Equações (43), (44) e (45).

$$Q_e = Q_a + Q_{precipitação} - Q_{evaporação} - Q_{infiltração} \quad (43)$$

$$Q_{a,média} = \frac{Q_a + Q_e}{2} \quad (44)$$

$$t = \frac{V}{Q_{a,méd}} \quad (45)$$

Em que:

t – Tempo de detenção (d);

V – Volume resultante (m<sup>3</sup>);

Q<sub>a,méd</sub> – Vazão média afluente (m<sup>3</sup>/d).

Q<sub>a</sub> – Vazão afluente (m<sup>3</sup>/d);

Q<sub>e</sub> – Vazão efluente (m<sup>3</sup>/d)

Q<sub>precipitação</sub> – Vazão de precipitação anual média (m<sup>3</sup>/d);



$Q_{\text{evaporação}}$  – Vazão de evaporação anual média ( $\text{m}^3/\text{d}$ );

$Q_{\text{infiltração}}$  – Vazão de infiltração ( $\text{m}^3/\text{d}$ ).

Para o cálculo da vazão efluente foi adotado um valor médio de 759 mm/ano para a precipitação anual de acordo com a Fundação Cearense de Meteorologia e Recursos Hídricos (FUNCEME, 2019) e para a taxa de evaporação foi adotado um valor médio de 2225 mm/ano (Souza Filho, 2018), desprezando a contribuição da vazão de infiltração, haja vista as características do solo da região da comunidade e recomendações da metodologia de Von Sperling (2019).

### 3 – Estimativa de DBO total efluente

Para a estimativa do valor de DBO total efluente foi adotado um valor para o coeficiente de remoção de DBO (Para temperaturas médias iguais a 20 °C), que varia entre 0,25 e 0,32  $\text{d}^{-1}$ , para um modelo de sistema de remoção de DBO de mistura completa, ou seja, um sistema que parte da premissa de que as partículas ao entrarem no sistema são dispersas por todo o reator. Para a modelagem desse projeto os coeficientes de remoção de DBO podem ser encontrados na Tabela 7.

Tabela 7: Coeficientes de remoção de DBO

<b>Tipo de lagoa</b>	<b>Coeficiente de remoção de DBO (K) - 20 °C</b>
Lagoa primária (recebe esgoto bruto)	0,30 a 0,40 $\text{d}^{-1}$
Lagoa secundária (recebe efluente de uma lagoa anterior)	0,25 a 0,32 $\text{d}^{-1}$

Fonte: Von Sperling, 2019.

Além disso, esse valor foi utilizado para corrigir o valor do coeficiente de remoção de DBO, para se adequar às condições climatológicas da comunidade, de acordo com a seguinte Equação (46).

$$K_T = K_{20} \cdot \theta^{(T-20)} \quad (46)$$

Em que:

$K_T$  – Coeficiente de remoção de DBO corrigido para a temperatura adequada ( $d^{-1}$ );

$K_{20}$  – Coeficiente de remoção de DBO na temperatura de 20 °C ( $d^{-1}$ );

$\Theta$  – Coeficiente de temperatura (-).

Buscando simplificar o processo de dimensionamento das lagoas, a literatura de Von Sperling (2019) fornece valores para o coeficiente de temperatura K iguais a 0,30 e 0,35  $d^{-1}$ . Esses valores podem ser encontrados na Tabela 8.

Tabela 8: Coeficientes de temperatura

Coeficiente de remoção de DBO (K) - 20 °C	Coeficiente de Temperatura ( $\Theta$ )
0,30	1,085
0,35	1,050

Fonte: Von Sperling, 2019.

Utilizando-se do modelo de mistura completa já que as lagoas não são predominantemente longitudinais (relação comprimento/largura igual a 2,5), para o cálculo da estimativa de DBO solúvel efluente pela seguinte Equação (47).

$$S = \frac{S_0}{\left(1 + K \cdot \frac{t}{n}\right)^n} \quad (47)$$

Em que:

S – Concentração de DBO solúvel efluente (mg/L);

$S_0$  – Concentração de DBO total afluente (mg/L);

K – Coeficiente de remoção de DBO corrigido ( $d^{-1}$ );

t – Tempo de detenção (d);

n – Número de células (-).

Na estimativa de DBO particulada efluente foi adotado um valor para a concentração de sólidos em suspensão igual a 80 mg/L como recomenda Von Sperling (2019). Admitindo-se que em cada 1 mgSS/L implica num valor que varia dentro do intervalo de 0,3 a 0,4 mgDBO<sub>5</sub>/L de acordo com Von Sperling (2019), foi

adotado para esse projeto um valor médio de 0,35 mgDBO<sub>5</sub>/L. Após essas considerações o valor de DBO particulada efluente foi calculada pela seguinte Equação (48).

$$DBO_{5,particulada} = C_{SS} \cdot 0,35 \quad (48)$$

Em que:

DBO<sub>5,particulada</sub> – DBO particulada efluente (mgDBO<sub>5</sub>/L);

C<sub>SS</sub> – Concentração de sólidos em suspensão (mgSS/L).

Para o cálculo da DBO total efluente basta somar as DBO solúvel com a DBO particulada, desse modo foi efetuado o cálculo pela Equação (49) a seguir.

$$DBO_{total} = S_s + DBO_{5,particulada} \quad (49)$$

Em que:

DBO<sub>total</sub> – DBO total efluente (mg/L);

S<sub>s</sub> - Concentração de DBO solúvel efluente (mg/L);

DBO<sub>5,particulada</sub> – DBO particulada efluente (mgDBO<sub>5</sub>/L).

#### 4 – Eficiência de remoção de DBO

Para o cálculo da eficiência das lagoas facultativas foi utilizada a seguinte Equação (50).

$$E = \left( \frac{S_0 - DBO_{total}}{S_0} \right) \cdot 100 \quad (50)$$

Em que:

E – Eficiência (%)

S<sub>0</sub> – Concentração de DBO total afluyente (mg/L);

DBO<sub>total</sub> – DBO total efluente (mg/L);

## 5 – Acumulação de lodo

Para a estimativa de acumulação de lodo nas lagoas facultativas foi adotado uma taxa de acúmulo anual igual a 0,03 m<sup>3</sup>/hab, segundo recomendação de Von Sperling (2019). Desse modo, foi calculado pelas seguintes Equações (51) e (52).

$$A_{lodo} = T_{lodo} \cdot POP \quad (51)$$

$$e_{lodo} = \frac{A_{lodo} \cdot 1}{A} \quad (52)$$

Em que:

$A_{lodo}$  – Acumulo de lodo anual (m<sup>3</sup>/ano);

$T_{lodo}$  – Taxa de acumulo de lodo (m<sup>3</sup>/hab.ano);

POP – População da comunidade (hab).

$e_{lodo}$  – Espessura do lodo (m/ano);

A – Área da lagoa (m<sup>2</sup>).

Considerando que o horizonte de projeto desse trabalho é de 20 anos, para a estimativa da espessura de lodo para este período faz-se a multiplicação da espessura anual encontrada por 20.

## 6 – Dimensões da lagoa

Para a determinação das dimensões foram adotadas três células de lagoas facultativas em série, com uma relação comprimento/largura igual a 2,5. Dessa maneira, após essas considerações foi realizado o cálculo segundo as Equações (53) e (54).

$$B = \sqrt{\frac{A}{2,5}} \quad (53)$$

$$L = 2,5B \quad (54)$$

Em que:

B – Largura (m);

L – Comprimento (m);

A – Área da lagoa (m<sup>2</sup>).

#### 7 – Remoção de coliformes fecais

Determinou-se a eficiência das lagoas na remoção de coliformes fecais baseando-se nas recomendações e metodologias de Von Sperling (2019). Para efeito de projeto foi adotado valores médios de  $1.10^7$  CF/100ml ( $N_0$ ) presentes no esgoto afluente das lagoas (Von Sperling, 2002). Admitindo-se uma taxa de caimento igual ao longo das lagoas em série e tempos de detenção iguais para cada lagoa, a contagem dos CF foi determinada segundo um regime hidráulico de mistura completa, que de acordo com Von Sperling (2019) pode ser calculada pela seguinte Equação (55).

$$N = \frac{N_0}{\left(1 + K_{bT,mist} \cdot \frac{t}{n}\right)^n} \quad (55)$$

Em que:

N – Concentração de coliformes fecais efluentes (CF/100ml);

$N_0$  – Concentração de coliformes fecais afluentes (CF/100ml);

$K_{bT,mist}$  – Coeficiente de caimento bacteriano corrigido (d<sup>-1</sup>);

t – Tempo de detenção (d);

n – Número de lagoas em série (adimensional).

Para determinar o caimento bacteriano corrigido foi adotado um valor médio de  $2,05 \text{ d}^{-1}$  para o número de dispersão (Von Sperling, 2019), referente a lagoas com profundidade entre 1,5 e 2 m e tempo de detenção até 10 dias. Em seguida, para o valor do fator de correção de temperatura foi adotado o valor de 1,07 (7% de aumento em  $K_b$  para o aumento de 1°C na temperatura), como recomenda Von Sperling (2019). Feita as seguintes considerações, foi calculado inicialmente o coeficiente de decaimento para a temperatura de 20°C pelas Equações (56) e (57), e em seguida foi determinado o coeficiente corrigido para a temperatura de 26,4 °C (menor temperatura

média anual da comunidade) adotada para esse projeto, pela equação (58).

$$K_{b;disp} = 0,542 \cdot H^{-1,259} \quad (56)$$

$$K_{b,mist(20)} = K_{b,disp} \cdot \left\{ 1 + \left[ 0,002 \cdot (K_{disp} \cdot t)^{3,0137} \cdot d^{-1,4145} \right] \right\} \quad (57)$$

$$K_{bT,mist} = K_{b,mist(20)} \cdot \theta^{(T-20)} \quad (58)$$

Em que:

$K_{bT,mist}$  – Coeficiente de decaimento bacteriano corrigido ( $d^{-1}$ );

$K_{b,mist(20)}$  – Coeficiente de decaimento bacteriano para a temperatura de 20 °C ( $d^{-1}$ );

$\Theta$  – Fator de correção de temperatura (adimensional);

$K_{b,disp}$  – Coeficiente de decaimento bacteriano segundo fluxo hidráulico disperso ( $d^{-1}$ );

H – Profundidade da lagoa (m);

T – Temperatura (°C).

Por fim, após o cálculo da concentração de CF efluentes as lagoas facultativas foram calculadas a eficiência de cada lagoa pela Equação (59), e definiu-se a eficiência global das duas lagoas em série pela Equação (60), haja vista que as lagoas possuem geometrias iguais.

$$E = \left( \frac{N_0 - N}{N_0} \right) \cdot 100\% \quad (59)$$

$$E_{global,LF} = 1 - (1 - En/100)^n \quad (60)$$

Em que:

E – Eficiência da lagoa (%);

$N_0$  – Concentração de CF afluente (CF/100ml);

N – Concentração de CF efluente (CF/100ml);

$E_{\text{global,LF}}$  – Eficiência global das lagoas facultativas em série (%);

$E_n$  – Eficiências de remoção em qualquer lagoa da série (%).

## 8 – Remoção de ovos helmintos

O processo de remoção de ovos helmintos ocorrem nas lagoas de estabilização por meio da sedimentação desses patógenos (Von Sperling,2019). Inicialmente foi adotado um valor para a concentração de ovos no esgoto bruto que está na faixa de  $10^1$  a  $10^3$  ovos/L como recomenda Von Sperling (2019). Para fins de cálculo desse projeto, foi adotado um valor médio de  $10^2$  ovos/L. Feita as considerações iniciais foram calculadas a eficiência de remoção das lagoas pela Equação (61) e em seguida calculada a concentração efluente de ovos pela Equação (62).

$$E = 100. [1 - 0,41. e^{(-0,49.t+0,0085.t^2)}] \quad (61)$$

$$C = C_0. \left(1 - \frac{E}{100}\right) \quad (62)$$

Em que:

E – Eficiência de remoção de ovos helmintos (%);

t – Tempo de detenção das lagoas (d);

C – Concentração efluente de ovos (ovos/L);

$C_0$  – Concentração afluente de ovos (ovos/L).

### 3.5. Determinação do local de implantação da ETE e do corpo receptor

Para a definição do local ideal de implantação da ETE da comunidade será tomado a decisão com base na metodologia de Von Sperling (2019, p.159-160), que previamente devem ser analisadas para então decidir o local de instalação. Fatores esses que foram definidos previamente no Quadro 5.

Quadro 5: Fatores de análise para definição do local de implantação da ETE

<b>Aspectos analisados</b>	<b>Descrição</b>
Disponibilidade de área	A disponibilidade de área pode conduzir à seleção do tipo de lagoa a ser adotado
Localização da área em relação a geração de esgoto	A maior proximidade reduz os custos com transporte
Localização da área em relação ao corpo receptor	A maior proximidade reduz os custos de transporte dos esgotos tratados ao local de destinação final
Localização da área em relação às residências mais próximas	As lagoas anaeróbias necessitam de um afastamento mínimo em torno de 500 m das residências mais próximas em função da possibilidade de maus odores; as outras lagoas podem ter afastamentos mais reduzidos.
Cotas de inundação	Deve-se verificar se o terreno é inundável, e a que nível chegam as inundações para a definição da altura dos taludes
Topografia da área	O nível do lençol freático pode determinar o nível de assentamento das lagoas e a necessidade de impermeabilização do fundo
Nível do lençol freático	A topografia da área tem grande influência no movimento de terra e, em outras palavras, no custo da obra; topografias pouco íngremes são preferidas
Forma da área	A forma da área influencia o arranjo das diversas unidades em planta; pode-se aproveitar as curvas de nível, desde que de forma suave, evitando-se a criação de zonas mortas
Características do solo	O tipo de solo tem grande influência no planejamento de compensação entre o corte e o aterro, na necessidade de material de empréstimo, na inclinação dos taludes, nos custos da obra e necessidade de impermeabilização.
Ventos	A localização da lagoa deve permitir o livre acesso do vento, o qual é importante para se garantir uma mistura suave na lagoa
Condições de acesso	O acesso das equipes de obra e das futuras equipes de operação e manutenção não deve ser difícil
Facilidade de aquisição de terreno	Dificuldades na desapropriação de áreas podem ser um elemento de inviabilização de locação da lagoa na área pretendida
Custo do terreno	Em áreas urbanas ou próximas a áreas urbanas ou de algum elemento de importância o custo do terreno pode ser bastante elevado, conduzindo à necessidade de se adotar soluções mais compactas.
Distância do corpo receptor	Quanto menor a distância entre a ETE e o corpo receptor menores os custos de transporte

Fonte: Von Sperling, 2019.



Foram selecionadas 3 alternativas para implantação da ETE, uma a montante, outra a jusante e uma numa região mais central a sul da comunidade Vila do Antônico/CE. Para cada uma dessas alternativas realizou-se a análise dos critérios supracitados anteriormente, por meio de uma classificação em notas que equivalem:

- Nota 0: Essa é a nota mais baixa, significa que a localização não atende aos critérios de implantação;
- Nota 5: Essa é uma nota mediana, significa que o terreno atende de maneira razoável ao critério avaliado;
- Nota 10: Essa é nota máxima, significa que as características do terreno com relação ao critério avaliado são perfeitamente compatíveis.

Dentre todas as alternativas a que obteve o maior valor após o somatório das notas avaliadas para cada critério de implantação foi a escolhida para receber a instalação da ETE dessa comunidade.

Para escolha do corpo receptor foi selecionado o principal corpo hídrico mais próximo a comunidade Vila do Antônico/CE. Em seguida, buscou junto aos órgãos responsáveis a classificação do corpo d'água de acordo com o que preconiza a Resolução nº 357 de 2005 do CONAMA. Por fim, com base na análise e verificação dos critérios exigidos pela classificação e da eficiência do sistema de tratamento proposto neste projeto, foi avaliada a viabilidade de disposição do efluente tratado neste corpo receptor.

## **4. RESULTADOS E DISCUSSÕES**

### **4.1. Caracterização do SES da comunidade Vila do Antônico/CE**

O atual sistema de esgotamento sanitário na comunidade Vila do Antônico/CE é administrado pelo Serviço Autônomo de Água e Esgoto (SAAE), que é responsável por promover as melhorias, ampliações e manutenções no sistema. De acordo com SAAE (2023), o sistema foi construído em partes, sendo instalado uma percentagem de 40% no ano de 1997 e ao longo dos anos foram ocorrendo ampliações do sistema de coleta de maneira fragmentada, desse modo, a comunidade atualmente conta com

uma rede de coleta que atende cerca de 95% da população, que é composto basicamente por canalizações de policloreto de vinila (PVC) e poços de visita (PV) feitos com alvenaria convencional e uma estação elevatória responsável por bombear todo o esgoto coletado para a ETE. No entanto, esse sistema não foi dimensionado por profissionais especializados, o que traz inúmeros prejuízos ao funcionamento das instalações que corriqueiramente sofrem com obstruções das tubulações e vazamentos de esgoto para as ruas contaminando o solo e prejudicando a saúde pública.

Desse modo, é notório os impactos causados por esse sistema em relação aos moradores dessa localidade, haja vista que essa comunidade em questão segundo dados da Prefeitura Municipal de Quixelô (2023), apresenta uma incidência de cerca de 0,061 casos de doenças de veiculação hídrica a cada 100 habitantes.

Ademais, inicialmente na implantação do sistema de coleta não foi construído uma ETE, que só veio a ser instalada no ano de 2003. Além disso, essa estação de tratamento atual não possui as etapas de tratamento preliminar e nem primária, contendo apenas uma única lagoa de estabilização com dimensões razoavelmente pequenas (44 m de comprimento, 22 m de largura e 0,60 m de profundidade), o que acaba tornando a ETE incapaz de realizar os processos de depuração do esgoto de maneira adequada e que se encaixe com os padrões de lançamento de efluente estabelecidos pela legislação.

Na Figura 8 é apresentada a situação do atual sistema de tratamento da comunidade Vila do Antônico/CE.

Figura 8: Atual cenário da ETE da comunidade Vila do Antônico/CE



Figura 8a

Fonte: Autor, 2023.



Figura 8b

Fonte: Autor, 2023.

O efluente é lançado no Riacho Antônico de maneira irregular, uma vez que, devido ao processo de tratamento ineficiente esse acaba contaminando o corpo receptor devido as suas altas taxas de poluentes que estão além da capacidade de auto depuração do corpo hídrico, e prejudicando a saúde pública da população que se utiliza desse recurso.

Na Figura 9 é apresentada a atual situação de lançamento de efluente no corpo receptor da comunidade Vila do Antônico/CE.

Figura 9: Lançamento de efluente no corpo receptor



Fonte: Autor, 2023.

Sob esse viés, observando a caracterização do atual sistema de tratamento da comunidade, é notório que a ETE não atende ao que se é estabelecido pela legislação, pois além de não possuir as etapas de tratamento preliminar e primária, uma única lagoa de estabilização não possui a capacidade necessária para produzir uma eficiência de remoção de poluentes do esgoto que satisfaça as exigências legislativa vigentes (Von Sperling, 2019).

Diante disso, se justifica a necessidade do dimensionamento de uma ETE com todos os seus níveis de tratamento e que forneça uma operação de tratamento do esgoto de maneira adequada e eficiente, não sendo possível o aproveitamento do atual sistema de tratamento.



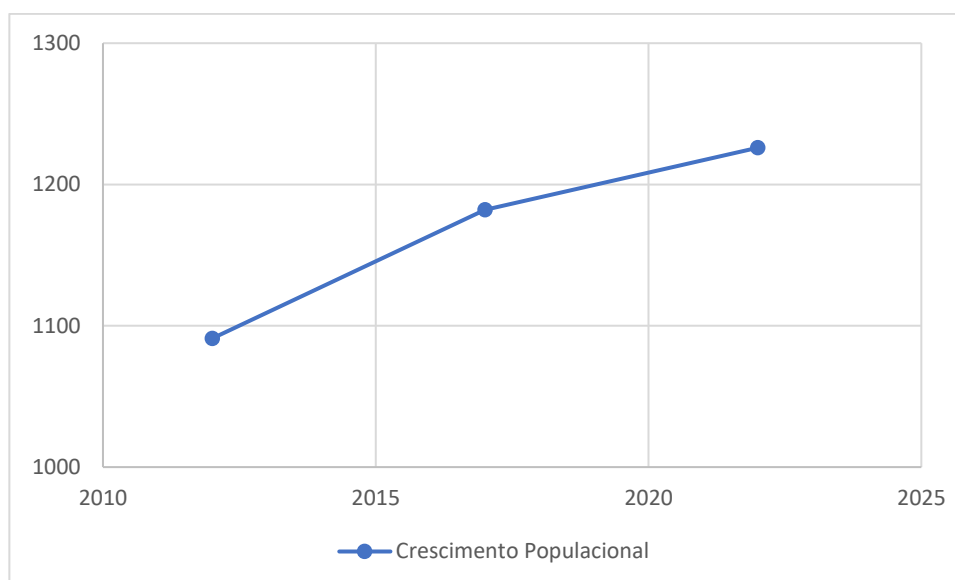
região. A comunidade possui área territorial de 842.684 m<sup>2</sup> e 36% de urbanização das vias públicas.

Em relação a condição econômica dos habitantes dessa comunidade, pode ser caracterizada como uma população de baixo poder aquisitivo, em que o salário mensal médio é de 1,7 salários e apenas 6,5% da população encontra-se ocupada, ficando na 45ª colocação no ano de 2021 em relação aos municípios do estado do Ceará. Além disso, levando em conta os domicílios que recebem até 1,5 salários mínimos, somente cerca de 55,2% da população encontra-se nessa situação (IBGE, 2020).

#### 4.2.2. Estudos demográficos

Na Figura 11 é apresentado o desenvolvimento populacional da comunidade Vila do Antônico nos anos de 2012, 2017 e 2022, com intervalos de 5 anos entre os dados demográficos. É notório o crescimento populacional da comunidade nesses 6 anos, o que tornou mais urgente ainda a necessidade do desenvolvimento e implantação de um sistema de tratamento capaz de depurar o esgoto sanitário gerado pela comunidade de maneira adequada e eficiente.

Figura 11: População de Vila do Antônico (Série histórica 2012-2017-2022)



Fonte: Prefeitura Municipal de Quixelô/CE, 2023.

Utilizando-se dos dados demográficos de 2012, 2017 e 2022, foi realizada uma projeção populacional para o ano de 2043, para toda a região que compõe a comunidade. Ademais, vale salientar que os dados da Prefeitura Municipal de Quixelô do ano de 2023 não foram divulgados até a data de conclusão desse trabalho acadêmico, desse modo as estimativas populacionais tiveram que ser realizadas utilizando um intervalo de 21 anos, de 2022 até 2043. Os métodos de projeção utilizados nesse estudo foram: método da projeção aritmética, geométrica, taxa de crescimento decrescente e curva logística. Na Tabela 9 são apresentados os métodos utilizados e os valores de projeções populacionais obtidos após os cálculos.

Tabela 9: Projeção populacional da comunidade Vila do Antônio/CE para o ano de 2043

<b>Método</b>	<b>População - 2043 (hab)</b>
Aritmético	1.608
Geométrico	1.716
Logístico	1.256
Taxa decrescente de crescente	1.260

Fonte: Autor, 2023.

O método logístico e da taxa decrescente de crescimento apresentaram os menores números de habitantes para essa comunidade no ano de 2043, de 1256 e 1260 habitantes respectivamente, resultando num crescimento populacional de apenas 30 e 34 habitantes num intervalo de 21 anos. Considerando os dados obtidos na Prefeitura Municipal de Quixelô (2023) referentes ao crescimento populacional dessa comunidade que demonstram uma tendência de aumento populacional e a existência de uma vasta área da comunidade ainda não ocupada, esses métodos não representam a realidade de maneira aproximada, desse modo foram descartados, restando apenas a análise dos métodos da projeção aritmética e geométrica.

O método aritmético e o geométrico apresentaram populações futuras para o ano de 2043 de 1608 e 1716 habitantes, respectivamente. Após a análise desses resultados foi escolhido o método geométrico, tendo em vista o dimensionamento do sistema para a realidade mais desfavorável e também por esse método ter apresentado o crescimento populacional mais otimista dentre os quatro.

Dessa forma, aplicando o método geométrico para realização da projeção futura da população da comunidade Vila do Antônico/CE para o ano de início de projeto (2023) e para o final do plano (2043), apresentados na Tabela 10.

Tabela 10: População de início de fim de plano

<b>Tempo</b>	<b>Projeção Populacional (hab)</b>
Início (2023)	1.246
Fim (2043)	1.716

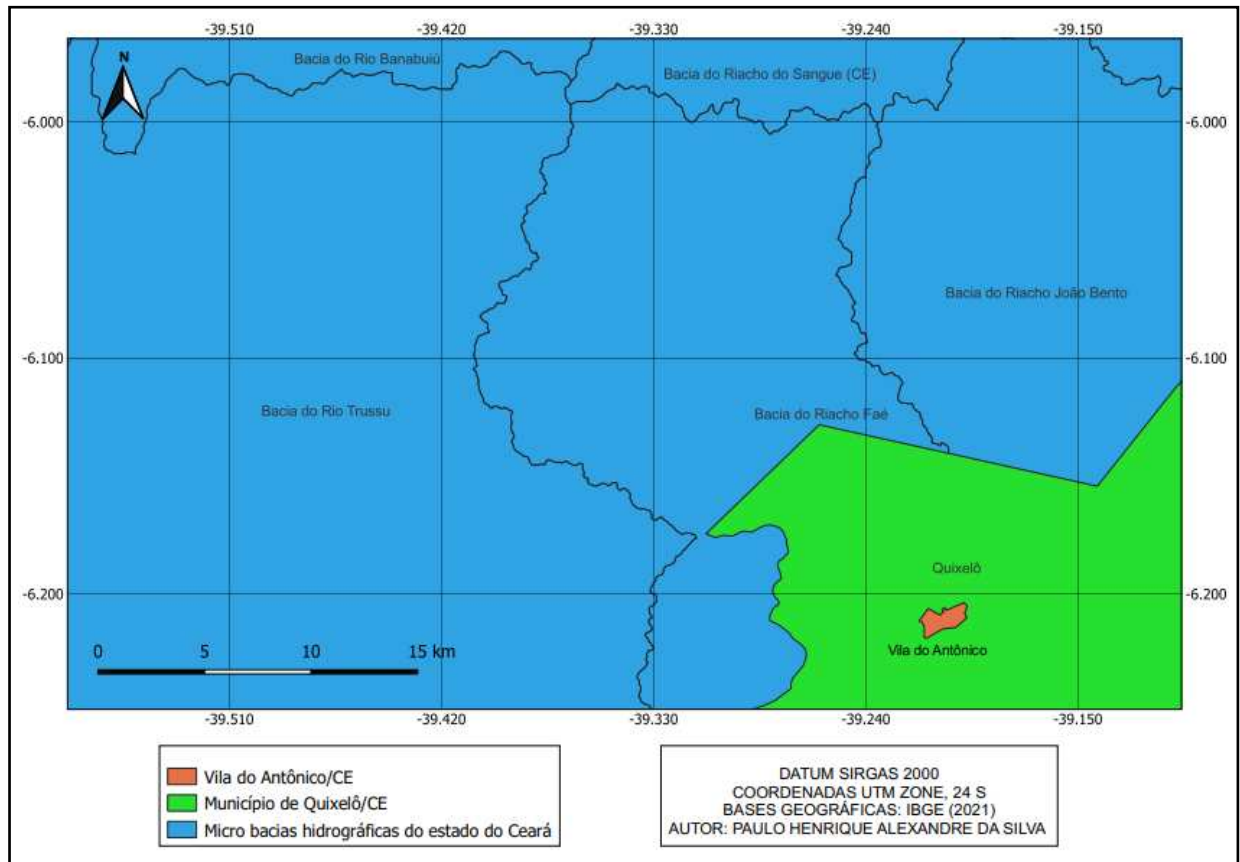
Fonte: Autor, 2023.

#### **4.2.3. Estudo pedológico e hidrográfico**

A comunidade se encontra na região centro-sul cearense, estando inserida em uma área predominantemente composta por planícies ribeirinhas, com presença de solos aluviais, podzólico, vertissolo, vermelho-amarelo e planossolo solódico. O relevo possui altitudes que variam de 221 até 231 metros de altitude, ou seja, uma diferença de nível de 10 m em toda a comunidade (PREFEITURA MUNICIPAL DE QUIXELÔ, 2023).

Em relação aos recursos hídricos, a comunidade está inserida na bacia hidrográfica do rio Jaguaribe, que está localizada grande parte a sudoeste do estado do Ceará, com uma pequena parcela a noroeste do estado de Pernambuco, possuindo capacidade de acumulação de águas superficiais de 2.792.563.000 bilhões de m<sup>3</sup>, num total de 18 açudes públicos monitorados quantitativamente e qualitativamente pela COGERH (COGERH, 2018). A comunidade Vila do Antônico/CE possui cursos d'água intermitentes sendo, o principal o Riacho Antônico. Além disso, a comunidade ainda conta com pequenos açudes com capacidade de armazenamento abaixo dos 100.000 m<sup>3</sup> (PREFEITURA MUNICIPAL DE QUIXELÔ, 2023).

Figura 12: Bacias hidrográficas próximas a área de estudo



Fonte: Autor, 2023.

#### 4.2.4. Estudo climatológico

A comunidade está inserida numa região pouco acidentada, e com altitudes que variam pouco ao longo do seu território o que favorece a propagação do vento pela sua área. No que se refere ao vento, esses tendem a ter maior volume de meados de junho ao início de janeiro, com média de velocidade de 14,9 Km/h, além disso movem-se principalmente na direção leste para oeste. Na Tabela 11 é apresentadas as velocidades médias mensais do vento na região da comunidade de estudo.

Tabela 11: Velocidades médias mensais do vento (Km/h)

Mês	jan	Fev	mar	Abr	Mai	Jun	jul	ago	set	out	nov	Dez
Veloc.	13,9	12,2	11,1	10,6	12,2	14,8	16,8	18,2	18,7	19,2	19,2	17,2

Fonte: Adaptado INMET, 2023.



O conhecimento do volume e direção do vento é de suma importância para projetos de tratamento de esgoto que contam com sistemas anaeróbios, haja vista que, nesses ocorrem reações biológicas que acabam produzindo gases fétidos promovendo zonas com odores desagradáveis, dessa forma o posicionamento desses sistemas em pontos estratégicos pode evitar a propagação desses odores para áreas ocupadas pela população.

A comunidade está inserida numa zona de características climáticas de região semiárida com temperaturas médias que variam de 26,4 °C a 30,0 °C, dessa forma se tornando uma área apta para implantação de sistema de tratamento com lagoas de estabilização, haja vista suas peculiaridades climatológicas. Na Tabela 12 são apresentadas as temperaturas médias mensais da comunidade.

Tabela 12: Temperaturas médias mensais (°C) - série histórica (2019 a 2023)

Mês	Jan	fev	mar	Abr	Mai	Jun	jul	ago	set	out	Nov	Dez
Temp.	26,6	27,3	27,1	26,4	28,2	28,4	28,6	28,9	29,1	30,0	28,9	28,7

Fonte: Adaptado INMET, 2023.

#### 4.2.5. Dimensionamento das unidades de tratamento

##### 4.2.5.1. Gradeamento

Na Tabela 13 são apresentados os resultados obtidos no dimensionamento do gradeamento da estação de tratamento de esgoto. Para esse procedimento preliminar foram considerados dois tipos de grades (média e fina) e operação manual de manutenção, que segundo Chernicharo (2007) é recomendado para localidades de pequeno porte para tratamento de esgoto doméstico, de modo a facilitar e simplificar a operação do sistema.

Tabela 13: Resultados obtidos no dimensionamento do gradeamento

<b>Descrição</b>	<b>Unidade</b>	<b>Valor</b>
Eficiência (fina)	%	65,502
Eficiência (média)	%	75,949
Eficiência global	%	91,703
Área útil	m <sup>2</sup>	0,009
Área da seção transversal	m <sup>2</sup>	0,010
Largura do canal	m	0,207
Comprimento das grades	m	0,609
Quantidade de barras finas	-	10
Quantidade de barras média	-	6
Inclinação das barras	°	45

Fonte: Autor, 2023.

Após realizar os cálculos para o dimensionamento das grades obteve-se valores para suas eficiências individuais menores que 80% (grade média e fina), no entanto quando combinadas passaram a possuir uma eficiência global acima dos 90%, garantindo dessa forma a segurança do funcionamento das outras etapas de tratamento posteriores.

Ademais, visando a praticidade de manutenção e o adequado funcionamento do sistema, a grade média deve ser instalada antecedendo a grade fina e posicionadas a montante do desarenador, e ainda por cima, ambas devem estar dispostas a 45° com a horizontal.

#### **4.2.5.2. Caixa de areia**

O desarenador dimensionado terá um período de autonomia de 14 dias e suas manutenções serão manuais, haja vista que a vazão de projeto é menor que 100 L/s. Todo o dimensionamento dessa etapa seguiu as recomendações feitas pela NBR 12209:1992, dessa forma o modelo possui um fluxo horizontal, seção retangular e a existência de um compartimento reserva. Sob essa perspectiva, serão executadas duas caixas de areia com o propósito de manter o sistema em funcionamento quando houver a necessidade de manutenção de um desses compartimentos. Na Tabela 14 encontra-se os valores obtidos do dimensionamento do desarenador.

Tabela 14: Dimensionamento do desarenador

<b>Descrição</b>	<b>Unidade</b>	<b>Valor</b>
Largura do desarenador	M	0,400
Comprimento do desarenador	M	2,000
Profundidade do desarenador	M	0,300
Taxa de escoamento superficial no início de projeto	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .d	600
Taxa de escoamento superficial no fim de projeto	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .d	600
Velocidade de escoamento com vazão mínima	m/s	0,28
Velocidade de escoamento com vazão média	m/s	0,28
Velocidade de escoamento com vazão máxima	m/s	0,28

Fonte: Autor, 2023.

O desarenador possui largura igual a 0,40 m e comprimento igual a 2 m, respeitando a relação  $L/b \geq 4$ , possui também profundidade igual a 0,30 m, valor esse superior ao valor mínimo preconizado pela norma de 0,20 m.

Os valores obtidos para a taxa de escoamento superficial para início de plano e fim de plano foram 406,08 e 448,20 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.d, respectivamente, ficando abaixo dos limites estabelecidos pela NBR 12209: 1992, desse modo foi adotado o valor mínimo de 600 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.d para ambas as taxas de escoamento superficial. Além disso, todas as vazões (mínima, média e máxima) resultaram em uma velocidade de escoamento de 0,28 m/s, valor esse que se encontra dentro do intervalo estabelecido pela norma de 0,25 a 0,40 m/s. Garantindo que a velocidade de escoamento esteja dentro desse intervalo evita-se a deposição de grandes quantidades de matéria orgânica nesse compartimento (velocidade abaixo do intervalo) ou até mesmo a passagem de areia para as etapas posteriores de tratamento (velocidade acima do intervalo).

#### **4.2.5.3. Calha Parshall**

Com as vazões máxima e mínima do sistema foi possível determinar o modelo da calha de Parshall padronizada pela NBR 9826:2009. Dessa maneira, foi escolhido o modelo de calha nº 1 sendo o mais apropriado para as características do sistema, favorecendo a redução dos custos de implantação e ao atendimento adequado as vazões de projeto. A utilização desse sistema permite a operação com vazões dentro do intervalo de 1,5 L/s a 100 L/s, como descrito na Tabela do ANEXO A.

Na Tabela 15 são apresentadas as dimensões da calha Parshall, assim como preconiza a norma.

Tabela 15: Dimensões da calha Parshall padrão

<b>Calha Parshall n° 1 (dimensões em metros)</b>		
Garganta	b	0,152
	l	0,305
	X	0,050
	Y	0,075
	$h_{p1}$	0,115
Seção de entrada	$b_1$	0,400
	$l_1$	0,610
	$l_e$	0,622
	$l_a$	0,415
	$l_3$	0,500
Seção de saída	$b_2$	0,390
	$l_2$	0,610
	$l_4$	0,400
	$h_{p2}$	0,012
Altura da parede	$h_c$	0,600

Fonte: Autor, 2023.

De posse das dimensões da calha de Parshall e da Equação de vazão, descrita na Tabela do ANEXO A, foi utilizado as Equações (26), (27), (28) e (29) para determinar os valores de lâmina líquida, rebaixo da calha de Parshall e as alturas de lâmina líquida no canal, apresentadas na Tabela 16.

Tabela 16: Alturas de lâmina líquida e rebaixo da calha de Parshall

<b>Descrição</b>	<b>Valor (m)</b>
Altura da lâmina mínima calha ( $H_{cp,min}$ )	0,049
Altura da lâmina média calha ( $H_{cp,méd}$ )	0,057
Altura da lâmina máxima calha ( $H_{cp,máx}$ )	0,066
Rebaixo (Z)	0,021
Altura da lâmina mínima no canal ( $H_{c,min}$ )	0,028
Altura da lâmina média no canal ( $H_{c,méd}$ )	0,036
Altura da lâmina máxima no canal ( $H_{c,máx}$ )	0,046

Fonte: Autor, 2023.

Vale salientar que os valores obtidos para a altura da lâmina máxima no canal e rebaixo foram de 4,6 cm e 2,1 cm, respectivamente, valores esses de suma importância para o dimensionamento dos outros componentes do sistema de tratamento preliminar (gradeamento e desarenador).

#### 4.2.5.4. Lagoa anaeróbia

Para início de dimensionamento é necessário determinar alguns dados.

- Temperatura média do mês mais frio = 26,4 °C
- Concentração de DBO afluente = 350 mg/L
- Eficiência da lagoa = 65%

Na Tabela 17 são apresentados os valores obtidos do dimensionamento da lagoa anaeróbia.

Tabela 17: Dimensionamento da lagoa anaeróbia

<b>Descrição</b>	<b>Unidade</b>	<b>Valor</b>
Carga de DBO total afluente	KgDBO/m <sup>3</sup> *dia	158,459
Taxa de aplicação volumétrica	KgDBO/dia	0,35
Volume da lagoa	m <sup>3</sup>	452,74
Tempo de detenção da lagoa	dias	3
Área da lagoa	m <sup>2</sup>	113
Profundidade	m	4
Relação Comprimento/Largura	-	2
Largura	m	7,60
Comprimento	m	15,20

Fonte: Autor, 2023.

O valor adotado para taxa de aplicação volumétrica foi de 0,350 KgDBO/dia como recomendado na metodologia de Von Sperling (2019), para localidades que apresentam temperaturas superiores a 25 °C, após análise de uma série histórica das temperaturas médias no mês mais frio dos anos de 2019 a 2023, foi determinado que a média do mês mais frio (abril) é de 26,4 °C (INMET, 2023).

Após a determinação do tempo de detenção da lagoa pela razão entre o volume da mesma e a vazão média afluyente foi obtido um valor de aproximadamente 1 dia, devido as altas temperaturas da região que favorecem o acelerado processo biológico de depuração do efluente, no entanto a NBR 12209:1992 preconiza um tempo de detenção para lagoas anaeróbias dentro do intervalo de 2,5 a 3 dias a favor da segurança e também para reduzir a quantidade de bactérias anaeróbias na lagoa, desse modo foi adotado um valor de 3 dias de detenção para essa lagoa.

Na Tabela 18 são apresentados outros dados relevantes a respeito do dimensionamento da lagoa anaeróbia.

Tabela 18: Dados complementares de dimensionamento

<b>Descrição</b>	<b>Unidade</b>	<b>Valor</b>
Eficiência da lagoa	%	65%
DBO efluente	mg/L	122,50
Acumulo de lodo	m <sup>3</sup> /ano	68,64
Espessura do lodo	m/ano	0,61
Tempo necessário para remoção do lodo	Anos	2

Fonte: Autor, 2023.

A determinação da eficiência da lagoa anaeróbia se deu com base no modelo empírico recomendado por Von Sperling (2019), que relaciona a eficiência de remoção de DBO da lagoa com a temperatura do ar da região, valor encontrado seguindo a Tabela 6. Como a temperatura média do mês mais frio (abril) é superior a 25 °C a eficiência adotada foi de 65%, levando em consideração a segurança do dimensionamento não utilizando o valor máximo de 70% para casos como esse (Von Sperling, 2019).

Para o funcionamento adequado da lagoa será necessária uma remoção de lodo gerado nos processos biológicos a cada 2 anos, a fim de evitar maiores prejuízos ao sistema de tratamento.

#### 4.2.5.5. Lagoas facultativas em série

Para início de dimensionamento é necessário determinar alguns dados.

Dados iniciais:

- Temperatura média do mês mais frio = 26,4 °C
- Carga de DBO total afluente = Carga de DBO total efluente da lagoa anaeróbia

Na Tabela 19 são apresentados os valores obtidos para o dimensionamento das lagoas facultativas.

Tabela 19: Dimensionamento das lagoas facultativas

<b>Descrição</b>	<b>Unidade</b>	<b>Valor</b>
Carga de DBO total afluente (L)	KgDBO/m <sup>3</sup> *dia	57,26
Taxa de aplicação superficial (L <sub>s</sub> )	KgDBO <sub>5</sub> /ha.dia	350
Área total requerida	ha - m <sup>2</sup>	0,16 – 1600
Relação Comprimento/ Largura	-	2,50
Profundidade (H)	m	1,50
Volume total requerido (V)	m <sup>3</sup>	2400
Vazão efluente a lagoa	m <sup>3</sup> /dia	447,11
Vazão média afluente	m <sup>3</sup> / dia	449,92
Número de lagoas em série	-	2
Tempo de detenção de cada lagoa (t)	dias	5
Tempo de detenção total	dias	10
Área de cada lagoa	m <sup>2</sup>	800
Largura de cada lagoa	m	17,90
Comprimento de cada lagoa	m	44,80

Fonte: Autor, 2023.

A área total requerida foi de 1600 m<sup>2</sup> bem menor quando comparada com sistema compostos apenas por lagoas facultativas. No entanto, optou-se por 2 lagoas em série para maximização da eficiência e da remoção de patógenos presentes no efluente (Von Sperling, 2019). Desse modo, cada lagoa possui área de 800 m<sup>2</sup>, comprimento de 44,80 m e largura de 17,90 m.

Na Tabela 20 são apresentados outros dados complementares a respeito do dimensionamento das lagoas.

Tabela 20: Dados complementares ao dimensionamento das lagoas

<b>Descrição</b>	<b>Unidade</b>	<b>Valor</b>
Coeficiente de remoção de DBO corrigido	d <sup>-1</sup>	0,506
Coeficiente de temperatura	-	1,085
DBO solúvel efluente	mg/L	17,884
DBO particulada efluente	mg/L	28,000
DBO total efluente	mg/L	45,884
Acumulo de lodo	m <sup>3</sup> /ano	51,48
Espessura do lodo ao fim do plano	m/20 anos	0,64
Coeficiente de decaimento bacteriano corrigido	d <sup>-1</sup>	0,514

Fonte: Autor, 2023.

O acúmulo de lodo é muito baixo nessas lagoas, chegando apenas a 64 cm ao longo de todo o horizonte de projeto, dessa maneira o sistema pode operar por diversos anos sem a necessidade de remoção do lodo, no entanto na composição do lodo existe uma pequena fração de areia que será necessário à sua remoção, devido a sua tendência de se acumular próximo as entradas e na primeira lagoa da série.

Tabela 21: Estimativas das eficiências das lagoas facultativas

<b>Descrição</b>	<b>Unidade</b>	<b>Valor</b>
Eficiência na remoção de ovos helmintos de cada lagoa	%	95,62
Eficiência global de ovos helmintos	%	99,28
Eficiência na remoção de CF de cada lagoa	%	93,76
Eficiência global de CF das lagoas	%	99,99
Coliformes fecais efluentes	CF/100ml	9,89x10 <sup>2</sup>
Ovos helmintos afluente	ovos/L	1,00x10 <sup>2</sup>
Concentração efluente de ovos helmintos	ovos/L	0,72
Eficiência de remoção de DBO das lagoas facultativas	%	67,23
Eficiência global de DBO (Lagoa anaeróbia + facultativas)	%	84,48

Fonte: Autor, 2023.



Para uma estimativa de taxa de 100 ovos/L no esgoto bruto, pode-se observar na Tabela 21 uma eficiência de remoção de ovos helmintos de 95,62% para cada lagoa, no entanto todas as lagoas em conjunto garantem uma eficiência final ao sistema de remoção de 99,99%. Dessa forma, com essa elevada eficiência de remoção o efluente final apresenta uma taxa com menos de 1 ovo/L, o que se encaixa nas exigências normativas. Ademais, esse valor é reforçado quando comparado com os dados descritos por Von Sperling (2019), que descreve a obtenção de eficiências tão altas para lagoas de estabilização com no mínimo tempos de detenção totais iguais a 8 dias e taxas de concentração de ovos afluentes menores que 150 ovos/L.

Na Tabela 21 podem ser observados uma eficiência na remoção de CF para cada lagoa de 93,76%, que quando conjuntas conseguem garantir uma eficiência de remoção de 99,99%. Dessa maneira, essa elevada eficiência possibilita uma grande remoção de CF apresentando valores de concentrações efluentes iguais a  $9,89 \times 10^2$  CF/100ml.

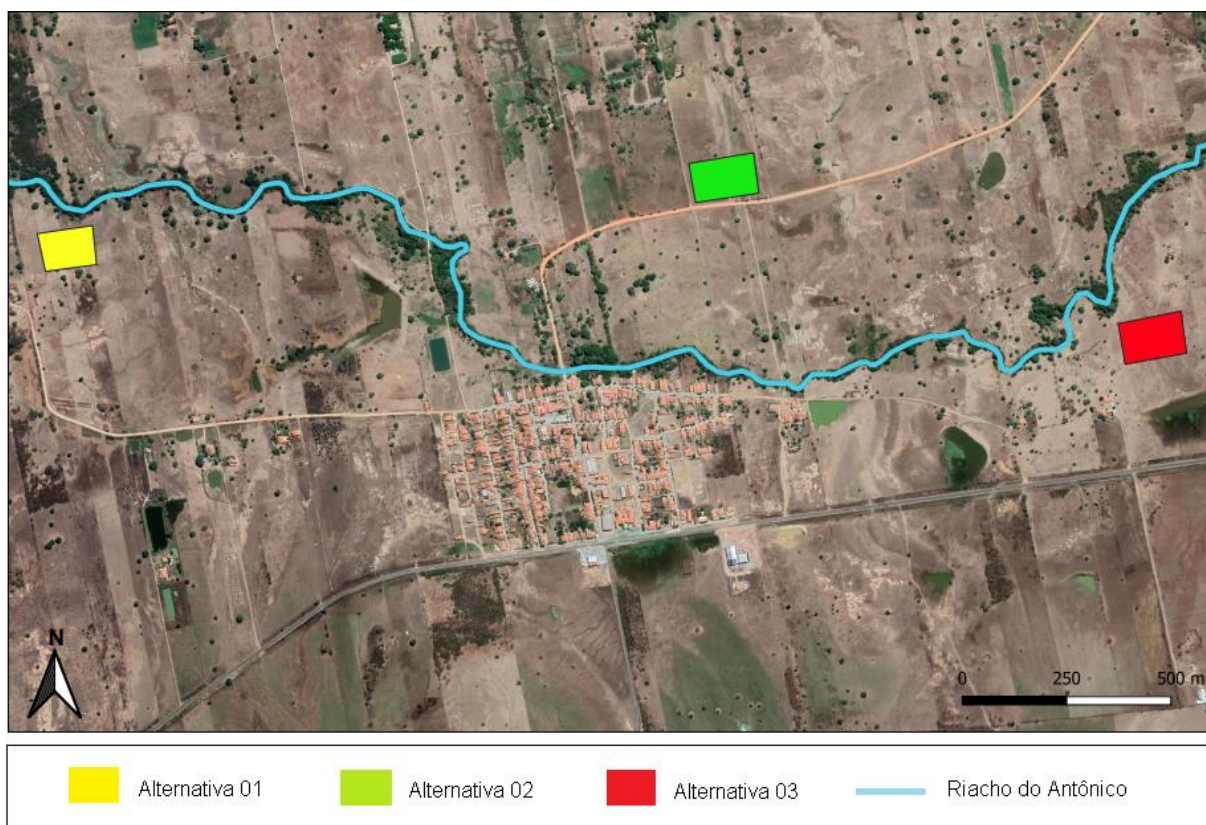
Ademais, é de grande relevância a estimativa e o cálculo da concentração final desses patógenos no efluente tratado, para serem disposto no corpo receptor. A resolução do CONAMA nº 357 de 2005, define os padrões de lançamento microbiológicos de CF de acordo com a classificação dos corpos hídricos: classe 1 – 200 CF/100ml; classe 2 – 1000 CF/100ml; classe 3 – 4200 CF/100ml.

Sob essa perspectiva, o efluente tratado nessa unidade de tratamento poderá ser lançado em corpos hídricos classificados nas classes 2 e 3, uma vez que, a taxa de CF finais está abaixo desses limites, no entanto não poderá ser lançado esse efluente em corpos hídricos classificados na classe 1.

#### **4.2.6. Local de implantação da ETE**

Para a escolha do local de implementação da ETE foram escolhidos três locais estratégicos que se enquadram nas características necessárias para este fim. Na Figura 13 são apresentadas as alternativas de locais de implantação.

Figura 13: Alternativas de locais para implantação da ETE



Fonte: Autor, 2023.

Para determinar a melhor opção foram analisados 3 possíveis locais, nos quais foi realizado uma análise comparativa entre eles (Quadro 6), possuindo como aspectos avaliativos: acessibilidade, disponibilidade de área, distância das residências mais próximas, nível do lençol freático, topografia da área, forma da área, características do solo, ventos e custo do terreno.

Inicialmente em relação a área disponível, as três alternativas oferecem áreas superiores a 10.000 m<sup>2</sup>, o que compreende a área requerida para a unidade de tratamento dimensionada nesse projeto, a localização de duas alternativas (01 e 03), ficam bem próximas ao corpo receptor, no entanto a localização da alternativa 02 é mais distante e fica localizada do outro lado da margem do riacho.

Dentre as alternativas, (01 e 03) estão localizadas próximas a áreas com algumas residências rurais, no entanto foram posicionadas estrategicamente a montante das residências, uma vez que, a direção majoritária do vento é de leste a oeste, afim de evitar a propagação de odores fétidos oriundos da lagoa anaeróbia para as residências mais próximas.

Em relação a topografia das áreas em estudo, as alternativas 1 e 2 apresentam relevo com pouco declive, já a alternativa 3 possui maior índice de declive e históricos de inundações, o que é um ponto negativo para essa opção, haja visto que, uma ETE não pode ser instalada em locais passíveis de inundações, o que resultaria no carreamento do efluente da estação.

As três alternativas estão localizadas próximas a estradas rurais e de tráfego o ano inteiro, o que facilita a acessibilidade a essas áreas, e não inviabiliza a sua visitação em épocas de grandes precipitações.

O custo para aquisição dos terrenos é relativo a localização e o tamanho da área que o mesmo disponibiliza, as alternativas 1 e 2 encontra-se em regiões rurais o que minimiza os custos, entretanto o terreno da alternativa 03 encontra-se margeando a rodovia CE-375, o que pode acarretar em custo oneroso para a compra desse terreno.

O conhecimento da direção e as intensidades das rajadas de ventos é de grande importância, haja vista a necessidade de dispersão dos odores fétidos gerados na lagoa anaeróbia dessa unidade de tratamento, visando isso, as três alternativas encontram-se em áreas que devido as suas posições tendem a evitar a circulação de vento na direção das residências carreando os odores desagradáveis.

Todos os terrenos apresentam áreas com formatos retangulares o que favorece a implantação de lagoas de estabilização retangulares. Ademais, os solos das alternativas 01 e 02 são solos aluviais com pequena presença rochosa, todavia o terreno da alternativa 3 possui solo argiloso com baixa taxa de infiltração, favorecendo inundações da área.

No Quadro 6 é apresentado o comparativo entre as alternativas e o somatório dos pontos analisados para a escolha da alternativa mais adequada para a situação.

Quadro 6: Comparativo entre as alternativas de localização da ETE

Aspectos analisados	Alternativa 01		Alternativa 02		Alternativa 03	
	Descrição	nota	Descrição	nota	Descrição	nota
Área disponível (m <sup>2</sup> )	11.500	10	15.774	10	10.027	10
Acessibilidade	Estrada carroçável com tráfego o ano inteiro	10	Estrada carroçável com tráfego o ano inteiro	10	Estrada carroçável com tráfego o ano inteiro	10
Distância de residências	Próximo a residências rurais, distante a 75 m	5	Está distante de residências em geral, cerca de 485 m	10	Próximo a residências rurais, aproximadamente 50 m	5
Cotas de inundação	Área sem histórico de inundações	10	Área sem histórico de inundações	10	Área com maiores declives e histórico de inundações	0
Topografia da área	Área com pouco declive, plana sem necessidade de aterro	10	Área com pouco declive, plana sem necessidade de aterro	10	Área com maiores declives, com necessidade de pouco aterro	5
Forma da área	Área com formato retangular favorecendo a geometria das lagoas	10	Área com formato retangular favorecendo a geometria das lagoas	10	Área com formato retangular favorecendo a geometria das lagoas	10
Custo do terreno	Terreno em áreas rurais, longe da zona urbana, reduzindo seu preço	10	Terreno em áreas rurais, longe da zona urbana, reduzindo seu preço	10	Terreno em áreas rurais, próximo da zona urbana e margeando a rodovia CE - 375, o que encarece seu preço	5
Distância do corpo receptor	Está a menos de 150 m do corpo receptor	10	Está a aproximadamente 350 m do corpo receptor, do outro lado da margem do riacho	0	Está a aproximadamente 294 m do corpo receptor	10
<b>Total</b>	<b>75</b>		<b>70</b>		<b>55</b>	

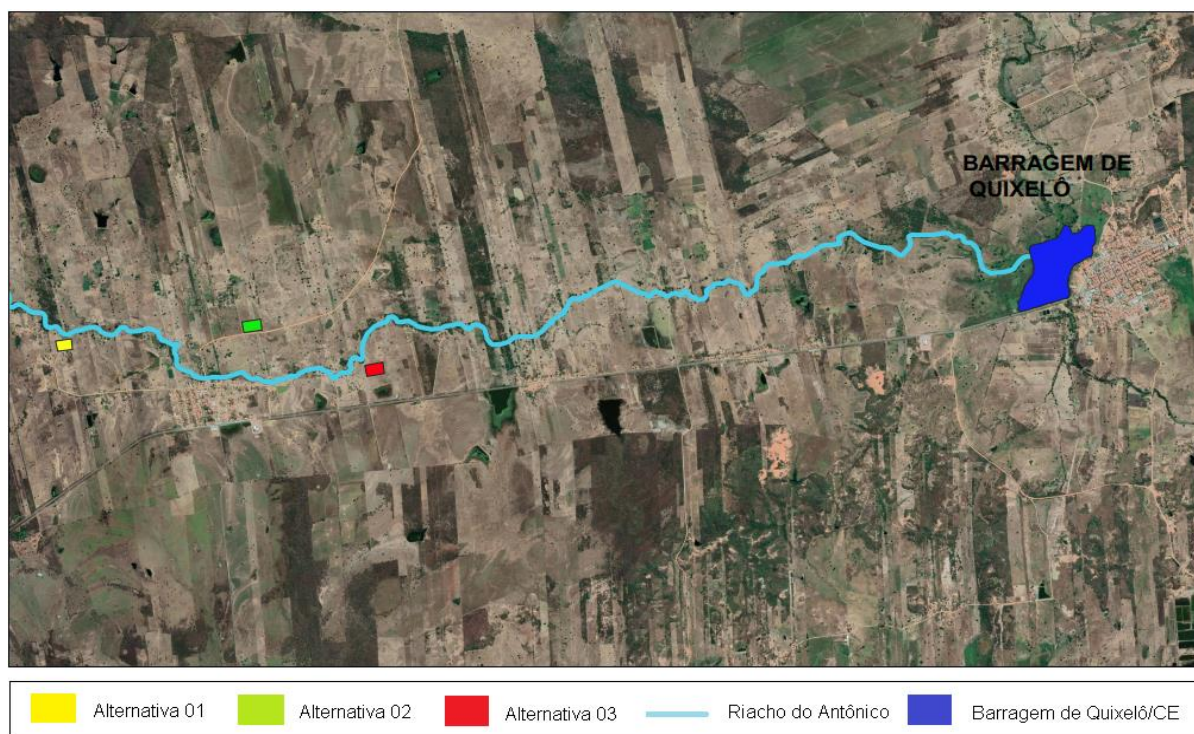
Fonte: Autor, 2023.

Desta forma, após essa análise é observado no Quadro 6 que a alternativa 01 é a que obteve o maior somatório de pontos, dessa maneira essa será a localização escolhida para a implantação da ETE.

#### 4.2.7. Corpo receptor

Após análise para a determinação do principal corpo hídrico mais próximo a comunidade foi definido como corpo receptor o Riacho Antônico que percorre toda a extensão territorial da comunidade, na Figura 14 é apresentada a localização do corpo receptor em relação a comunidade de estudo.

Figura 14: Localização do corpo receptor



Fonte: Autor, 2023.

As águas do Riacho Antônico são utilizadas para irrigação de diversas espécies de produção agrícola, sedentação animal e recreação de contato primário. De acordo com a utilização desse corpo hídrico e também por não haver estudos que classifiquem esse corpo receptor com base na legislação ambiental ele pode ser classificado de acordo com a Resolução nº 357 do CONAMA, como corpo de água doce de classe 2.

Ademais, com base na seção III da Resolução nº 430 de 2011 do CONAMA, essa preconiza que os efluentes tratados devem possuir no máximo 120 mg/L de DBO e eficiência global do sistema de pelo menos 60%, contudo para este projeto obteve-se uma concentração de DBO efluente de 45,88 mg/L e uma eficiência global de 84,48%, o que obedece às exigências normativas. Além disso, em relação a taxa de CF efluentes a Resolução nº 357 de 2005 do CONAMA, preconiza para corpos classificados como classe 2, só poderão receber efluentes tratados contendo no máximo 1000 CF/100ml, todavia, o efluente tratado desta unidade apresentou uma concentração final de 989 CF/100ml se enquadrando dentro das exigências, e tornando possível o lançamento nesse corpo receptor.

## **5. CONCLUSÃO**

A construção desse trabalho ocorreu mediante o objetivo de propor uma alternativa viável de tratamento de esgoto sanitário para a comunidade Vila do Antônio da cidade de Quixelô/CE. Sendo que, essa comunidade assim como inúmeros outros municípios brasileiros não ofertam à sua população um sistema de tratamento eficiente, o qual foi a pauta principal para o desenvolvimento desse estudo.

Além disso, as consequências da ineficiência desse sistema de tratamento atingem diretamente a vida da população dessa comunidade assim como causam danos ao meio ambiente, logo que, esse sistema foi construído de maneira irregular e sem um dimensionamento realizado por um profissional especializado, como também, o efluente é lançado no meio ambiente sem respeitar as exigências normativas da legislação ambiental, dessa maneira esses fatores contribuem para a contaminação do solo e das águas subterrâneas da região, bem como potencializar a proliferação de doenças de veiculação hídrica.

Portanto, com base em todos os impactos e prejuízos causados pela ineficiência do sistema de tratamento de esgoto é perceptível a sua importância no que diz respeito a preservação dos recursos ambientais e a proteção a saúde pública. Diante da relevância desse sistema em relação ao ambiente e os moradores desse local, foi possível desenvolver nesse estudo um sistema de tratamento de esgoto composto por todos os níveis de tratamento (preliminar, primário e secundário) necessários para promover a depuração adequada do efluente, assim como respeitando os padrões de lançamento estabelecidos pela legislação ambiental, que

com base na classificação do corpo receptor indicado nesse estudo e na análise das estimativas de eficiência do sistema de tratamento junto as resoluções do CONAMA (nº 357 e 430) foi possível determinar a viabilidade do lançamento do efluente tratado dessa ETE a este corpo receptor sem maiores prejuízos, de maneira a minimizar os impactos causados pelo atual sistema ao ambiente e a população desse local.

## REFERÊNCIAS

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). **NBR 12209: Elaboração de projeto hidráulico-sanitário de estações de tratamento de esgoto sanitários**. Rio de Janeiro, 2011.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). **NBR 9648: Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário**. Rio de Janeiro, 1986.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). **NBR ISO 9826: Medição de vazão de líquido em canais abertos – Calhas Parshall e SANIIRI**. Rio de Janeiro, 2009.

ANA (Agência Nacional de Águas). **Atlas esgotos: despolição de bacias hidrográficas/Agência Nacional de Águas, Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental**. Brasília: ANA, 2017. Disponível em: <[https://arquivos.ana.gov.br/imprensa/publicacoes/ATLASESGOTOSDespolicad eBaciasHidrograficas-ResumoExecutivo\\_livro.pdf](https://arquivos.ana.gov.br/imprensa/publicacoes/ATLASESGOTOSDespolicad eBaciasHidrograficas-ResumoExecutivo_livro.pdf)>. Acesso em: 28 Ago, 2023.

ALÉM, P. S.; TSUTIYA, M. T. **Coleta e transporte de esgoto sanitário**. 2. ed. São Paulo: Epusp/Phd, 1999. 547 p.

ABES (Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental). **Análise comparativa entre o sistema convencional de lagoas de estabilização com reator uasb seguido de lagoas de polimento**. Disponível em: <[https://repositorio.ufc.br/bitstream/riufc/55025/1/2019\\_eve\\_sdslucas.pdf](https://repositorio.ufc.br/bitstream/riufc/55025/1/2019_eve_sdslucas.pdf)>. Acesso em: 24 Set, 2023.

AZEVEDO NETTO, J. M. **A localização de estação de tratamento de esgotos**. Revista DAE, São Paulo - SP, ed.114, n. 262, p. 57, 1977.

AZEVEDO NETTO, J. M.; FERNÁNDEZ, M. F. **Manual de Hidráulica**. 9. Ed. São Paulo: Blucher, 2015.



BRASIL. **Lei nº 11.445, de 05 de janeiro de 2007**. Estabelece as diretrizes nacionais para o saneamento básico. Brasília, DF: Palácio do Planalto, 2007. Disponível em:< [http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/\\_Ato2007-2010/2007/Lei/L11445.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2007-2010/2007/Lei/L11445.htm)>. Acesso em: 17 Ago, 2023.

BRASIL. **Lei nº 14.026, de 15 de julho de 2020**. Atualiza o marco legal do saneamento básico e altera a Lei nº 9.984, de 17 de julho de 2000. Brasília, DF: Palácio do Planalto, 2020. Disponível em:< <https://www.in.gov.br/web/dou/-/lei-n-14.026-de-15-de-julho-de-2020-267035421>>. Acesso em: 18 Ago, 2023.

BRASIL. **Resolução nº 357, de 17 de março de 2005**. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências. Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). 1986. Brasília, DF: Ministério do Meio Ambiente. Disponível em: [https://www.icmbio.gov.br/cepsul/images/stories/legislacao/Resolucao/2005/res\\_conama\\_357\\_2005\\_classificacao\\_corpos\\_agua\\_rtfcd\\_a\\_altrd\\_res\\_393\\_2007\\_397\\_2008\\_410\\_2009\\_430\\_2011.pdf](https://www.icmbio.gov.br/cepsul/images/stories/legislacao/Resolucao/2005/res_conama_357_2005_classificacao_corpos_agua_rtfcd_a_altrd_res_393_2007_397_2008_410_2009_430_2011.pdf). Acesso em: 05 Set, 2023.

BRASIL. **Resolução nº 430, de 16 de maio de 2011**. Dispõe sobre as condições e padrões de lançamento de efluentes. Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). 1986. Brasília, DF: Ministério do Meio Ambiente. Disponível em: <https://www.ibama.gov.br/sophia/cnia/legislacao/CONAMA/RE0430-130511.PDF>. Acesso em: 05 Set, 2023.

BRASIL. **Resolução nº 001, de 23 de janeiro de 1986**. Estabelece as definições, as responsabilidades, os critérios básicos para implementação da Avaliação de Impacto Ambiental. Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). 1986. Brasília, DF: Ministério do Meio Ambiente. Disponível em: < <https://www.ibama.gov.br/sophia/cnia/legislacao/MMA/RE0001-230186.PDF>>. Acesso em: 05 Set, 2023.

BRASIL. **Plano Nacional de Saneamento Básico – PLANSAB**. Ministério das cidades – Secretária Nacional de Saneamento Ambiental. Brasília, 2013.

BRASIL. **Constituição da República Federativa do Brasil de 1988**. Planalto – Casa Civil. Brasília, 1988.

CAGECE (Companhia de água e esgoto do estado do Ceará). **Consumo de água no estado do Ceará**. Disponível em: <<https://diariodonordeste.verdesmares.com.br/regiao/consumo-de-agua-no-ceara-teve-aumento-de-6-no-primeiro-trimestre-de-2021-em-relacao-a-2019-1.3106141>>. Acesso em: 22 Set, 2023.

CARNEIRO, A.B. **Crítérios de dimensionamento para um sistema de tratamento: estudo de caso a E.T.E do município de Cândido Mota/SP**. 2020.34f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Química Industrial) – Fundação Educacional do Município de Assis-FEMA, Assis/SP, 2020.

CARVALHO, J. V. **Proposta de um sistema de esgotamento sanitário para o município de Riacho de Santana/RN**. 2022. 129 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Campina Grande, Pombal, 2022.

Ceara 2050. **Diagnóstico dos recursos hídricos resumo executivo**. Fortaleza, 2018, p. 19. Disponível em: <<https://www.ceara2050.ce.gov.br/api/wp-content/uploads/2018/10/ceara-2050-estudo-setorial-especial-recursos-hidricos.pdf>>. Acesso em: 10 set, 2023.

CODEVASF (Companhia de Desenvolvimento dos Vales do São Francisco e do Parnaíba). **Esgotamento sanitário: Manual de comunicação e organização social de esgotamento sanitário**. Brasília: CODEVASF, 2015. Disponível em: <<https://www.codevasf.gov.br/aceso-a-informacao/institucional/biblioteca-geraldo-rocha/publicacoes/manuais/manual-de-comunicacao-e-organizacao-social-esgotamento-sanitario.pdf>>. Acesso em: 28 Jul, 2023.

CUNHA, A. S. **Saneamento básico no Brasil: desenho institucional e desafios federativos**. IPEA (Instituto de Pesquisa Econômica Avançada), Rio de Janeiro, 2011. Disponível em: <[https://repositorio.ipea.gov.br/bitstream/11058/1338/1/TD\\_1565.pdf](https://repositorio.ipea.gov.br/bitstream/11058/1338/1/TD_1565.pdf)>. Acesso em: 04 Set, 2023.

CHERNICHARO, C. A. L. **Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias**. 2 ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental/UFGM, 380 p, 2007.

FUNEME (Fundação Cearense de Meteorologia e Recursos Hídricos). **Índice de aridez do estado do Ceará**. Fortaleza: FUNEME, 2019. Disponível em: <[http://www.funceme.br/?page\\_id=5826](http://www.funceme.br/?page_id=5826)>. Acesso em: 15 Set, 2023.

FUNASA (Fundação Nacional de Saúde). **Sistema de esgotamento sanitário**. Disponível em: <<http://www.funasa.gov.br/sistemas-de-egotamento-sanitario>>. Acesso em: 15 Set, 2023.

HAANDEL, A. V.; SANTOS, S. L.; PAIVA, F. V. **Aplicação do sistema UASB-Lagoas de polimento para o tratamento de esgoto visando ao reuso agrícola ou industrial ou à proteção de recursos hídricos**. Revista DAE, São Paulo, n. 229, v.69, p.19, 2021.

HAANDEL, A. V.; MARAIS, G. **O comportamento do sistema de lodo ativado: teoria e aplicações para projetos e operação**. Campina Grande, Epfrag, 1999, p. 472.

IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística). **Censo Demográfico de 2010: Características da população e dos domicílios: resultado do universo**. Rio de Janeiro: IBGE, 2010. Disponível em: <<https://censo2010.ibge.gov.br/resultados.html>>. Acesso em: 07 Ago, 2023.

IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística). **Pesquisa Nacional de Saneamento Básico 2017: Abastecimento de Água e Esgotamento Sanitário/IBGE, Coordenação de População e Indicadores Sociais**. Rio de Janeiro: IBGE, 2020. Disponível em: <<https://biblioteca.ibge.gov.br/visualizacao/livros/liv101734.pdf>>. Acesso em: 20 Ago, 2023.

INSTITUTOS NACIONAIS DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA. **Histórico do saneamento básico no Brasil**. Disponível em: < <https://etes-sustentaveis.org/historia-saneamento-brasil/>>. Acesso em: 15 Ago, 2023.

INSTITUTO TRATA BRASIL. **Saneamento e doenças de veiculação hídrica DATASUS e SNIS 2019**. São Paulo, 2021. Disponível em:<[https://tratabrasil.org.br/images/estudos/saneamentoesaude/Sum%C3%A1rio\\_Executivo\\_-\\_Saneamento\\_e\\_Sa%C3%BAde\\_2021\\_\\_2.pdf](https://tratabrasil.org.br/images/estudos/saneamentoesaude/Sum%C3%A1rio_Executivo_-_Saneamento_e_Sa%C3%BAde_2021__2.pdf)>. Acesso em: 18 Set, 2023.

INSTITUTO TRATA BRASIL. **Saneamento e doenças de veiculação hídrica**. São Paulo, 2019. Disponível em:< <https://tratabrasil.org.br/estudo-do-trata-brasil-expos-impactos-da-falta-de-saneamento-nos-estados-brasileiros-em-relacao-a-saude/#:~:text=Internações%20devido%20à%20ausência%20do,maior%20ocorrência%20de%20óbitos%20evitáveis.> >. Acesso em: 18 Set, 2023.

INSTITUTO TRATA BRASIL. **Perda de água potável**. São Paulo, 2021. Disponível em: <https://tratabrasil.org.br/brasil-chega-aos-40-de-perdas-de-agua-potavel/#:~:text=Em%20estudo%20realizado%20pelo%20Instituto,de%20água%20tratada%20desperdiçada%20diariamente..> Acesso em: 08 Set, 2023.

JORDÃO, E. P.; PESSÔA, C. A. **Tratamento de esgoto doméstico**. 8. Ed. São Paulo. Abes, 2017.

NUVOLARI, A. **Esgoto sanitário coleta, transporte, tratamento e reuso agrícola**. 2. ed. São Paulo: Edigard Blucher Ltda, 2011. 565 p.

MELO, J.A.S; RIBEIRO, K.A.; SILVA, M.E. **Remoção de coliformes fecais em lagoa facultativa no estado de São Paulo**. International Seven Multidisciplinary Journal, São José dos Pinhais, v.2, n.4, p. 776-791, Jul/Ago, 2023. Disponível em: file:///C:/Users/CLIENTE/Downloads/isevmjv2n4-019-BR.pdf. Acesso em: 26 set, 2023.

PREFEITURA MUNICIPAL DE QUIXELÔ. **Plano Municipal de Gestão Integrada d e Resíduos Sólidos (PMGIRS) do município de Quixelô**. Quixelô/CE, 2021.

SABESP (Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo). **NTS 0230: Projeto de lagoas de estabilização e seu tratamento complementar para esgoto sanitário**. São Paulo, 2009.

SAIANI, C.C.; JUNIOR, R.T. **Evolução do acesso a serviços de saneamento básico no Brasil (1970 a 2004)**. Disponível em: <<https://www.scielo.br/j/ecos/a/c3WbdYjbktSPqPtDtsK49Fk/?format=pdf&lang=pt.pdf>>. Acesso em: 12 Set, 2023.

SANESUL (Empresa de Saneamento do Mato Grosso do Sul). **Importância do tratamento do esgoto**. Disponível em: <<https://www.sanesul.ms.gov.br/importancia-do-tratamento-de-esgoto#:~:text=O%20tratamento%20do%20esgoto%20dom%C3%A9stico,%20leptospirose%20c%C3%B3lera%20e%20piodermite>>. Acesso em: 10 Ago, 2023.

SANTOS, C. R. **Proposta de um sistema de esgotamento sanitário para a cidade de Lagoa/PB**. 2022. 107 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Campina Grande, Pombal, 2022.

SNIS (Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento). **Esgotamento sanitário**. Disponível em: <<https://www.gov.br/mdr/pt-br/assuntos/saneamento/snis/painel/es>>. Acesso em: 20 Ago, 2023.

SPERLING, M. **Lagoas de Estabilização: princípios do tratamento biológico de águas residuárias**. v. 3, 2 ed. Belo Horizonte: DESA/UFMG, 2019.

VON SPERLING, M. **Lagoas de Estabilização: princípios do tratamento biológico de águas residuárias**. v. 3, 2 ed. Belo Horizonte: DESA/UFMG, 2002.

VON SPERLING, M. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgoto**. 3. ed. Minas Gerais: UFMG, 2005. 452 p.

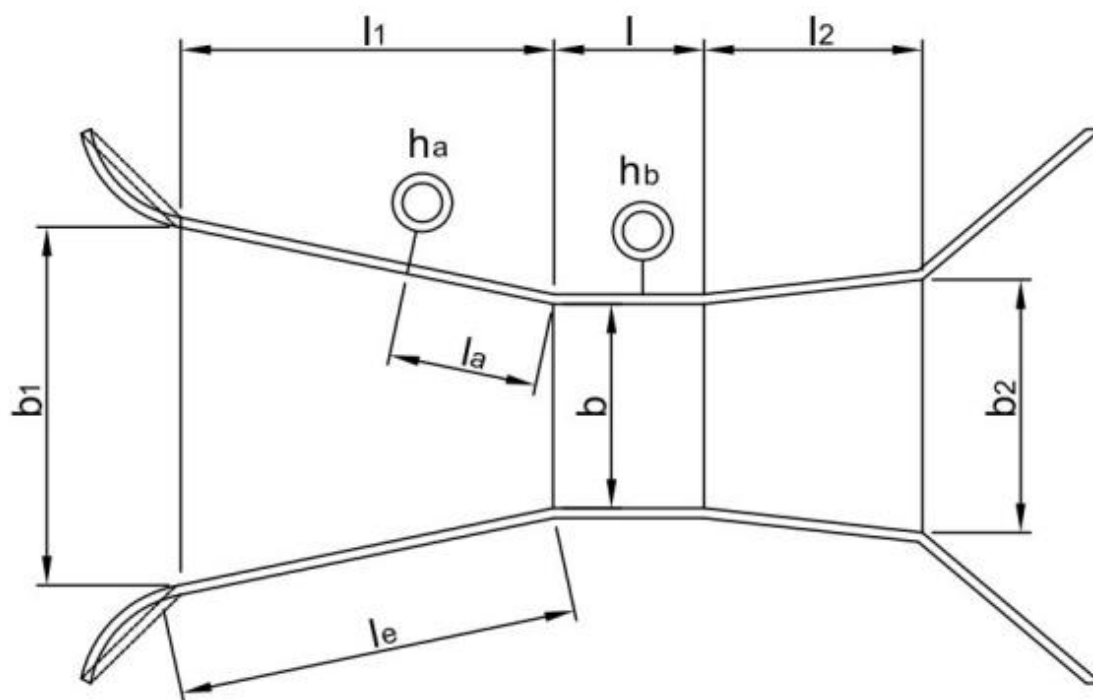
## ANEXO A – Característica de vazão das calhas Parshall padrão

Calha Parshall nº	Largura da garganta b m	Equação da vazão <sup>1)</sup> $Q = Ch_a^n$ m <sup>3</sup> /s	Intervalo de altura		Intervalo de vazão <sup>2)</sup>		Limite modular $\sigma_c$ (experimental)	Razão de submergência $\sigma$ (recomendado)
			$h_a$ m		$Q$ $\times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$			
			min.	max.	min.	max.		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0,152	$0,381h_a^{1,580}$	0,03	0,45	1,5	100	0,55	0,6
2	0,25	$0,561h_a^{1,513}$	0,03	0,60	3,0	250	-	0,6
3	0,30	$0,679h_a^{1,521}$	0,03	0,75	3,5	400	0,62	0,6
4	0,45	$1,038h_a^{1,537}$	0,03	0,75	4,5	630	0,64	0,6
5	0,60	$1,403h_a^{1,548}$	0,05	0,75	12,5	850	0,66	0,6
6	0,75	$1,772h_a^{1,557}$	0,06	0,75	25,0	1100	0,67	0,6
7	0,90	$2,147h_a^{1,565}$	0,06	0,75	30,0	1250	0,68	0,6
8	1,00	$2,397h_a^{1,569}$	0,06	0,80	30,0	1500	-	0,7
9	1,20	$2,904h_a^{1,577}$	0,06	0,80	35,0	2000	0,70	0,7
10	1,50	$3,668h_a^{1,586}$	0,06	0,80	45,0	2500	0,72	0,7
11	1,80	$4,440h_a^{1,593}$	0,08	0,80	80,0	3000	0,74	0,7
12	2,10	$5,222h_a^{1,599}$	0,08	0,80	95,0	3600	0,76	0,7
13	2,40	$6,004h_a^{1,605}$	0,08	0,80	100,0	4000	0,78	0,7

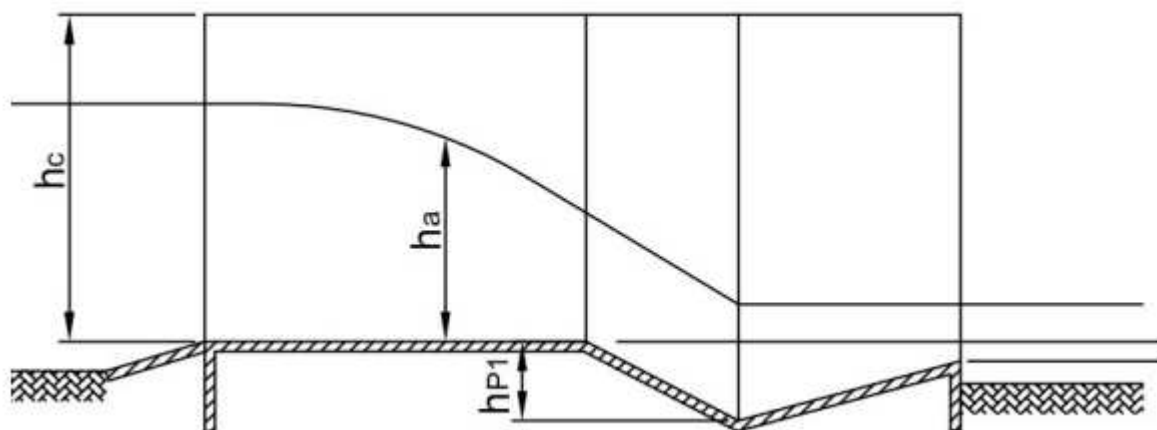
<sup>1)</sup>  $C = C_D b \times 3,279^n$   
 onde  
 $C_D$  é o coeficiente de descarga;  
 n é um expoente dependente de b;  
<sup>2)</sup> Valores arredondados.

Fonte: NBR 9628:2009

## ANEXO B – Calha Parshall

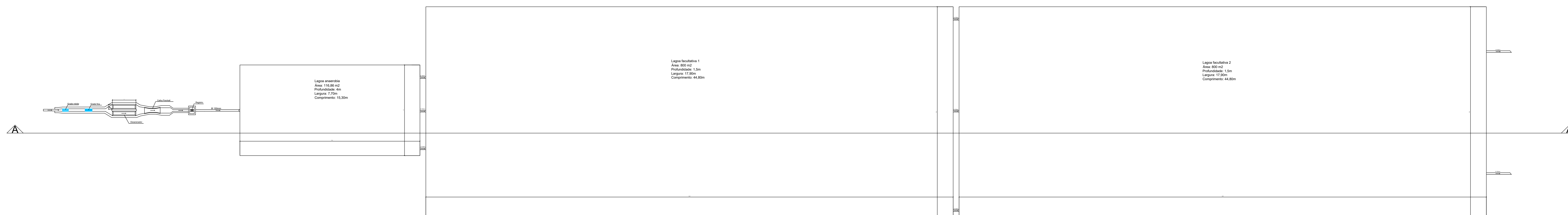


a) Vista em planta

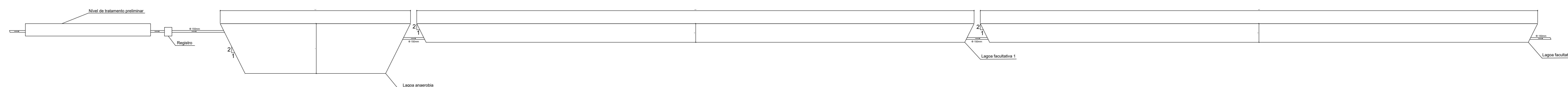


b) Vista de perfil





1 Planta baixa




2 Corte AA

### LEGENDA

Φ150mm - Diâmetro da tubulação de PVC


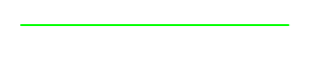



→ - Direção do fluxo do efluente

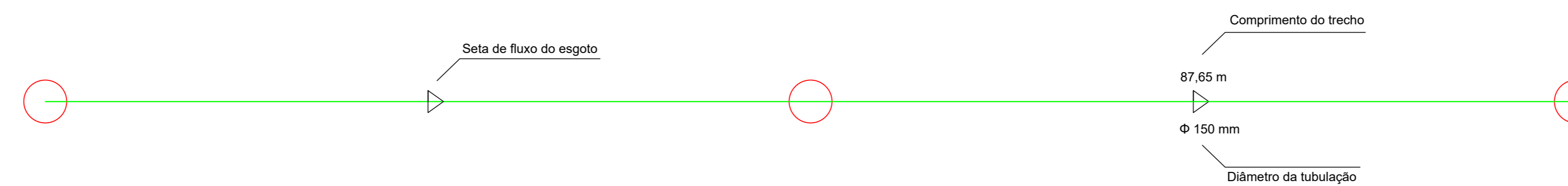
— - Gradeamento


 Universidade Federal de Campina Grande	TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO Aluno: Paulo Henrique Alexandre da Silva Orientadora: Prof(a). Dr(a). Rosinete Batistas dos Santos Ribeiro
	Local: Vila do Antônico/CE
Projeto: Dimensionamento de uma ETE	
APÊNDICE A: ETE da comunidade Vila do Antônico/CE	
Escala: 1/125	DATA: 01/09/2023
Prancha: 01	



**LEGENDA**

-  Poço de visita
-  Rede coletora
-  Meio fio
-  Interceptador
-  Corpo receptor



 Universidade Federal de Campina Grande	TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO Aluno: Paulo Henrique Alexandre da Silva Orientadora: Prof(a). Dr(a). Rosinete Batistas dos Santos Ribeiro
	Local: Vila do Antônio/CE
Projeto: Representação da rede coletora de esgoto	
APÊNDICE B: Rede coletora da comunidade Vila do Antônio	
Escala: 1/600	DATA: 01/09/2023 Prancha: 02