



**UEPB**

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DA PARAÍBA  
CAMPUS I – CAMPINA GRANDE  
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL**

**JOSÉ LUCIANO FERREIRA TOMAZ**

**PROPOSTA DE UM SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO PARA CIDADES  
DE PEQUENO PORTE: ESTUDO DE CASO DA CIDADE DE AROEIRAS – PB**

**CAMPINA GRANDE – PB  
2024**

JOSÉ LUCIANO FERREIRA TOMAZ

**PROPOSTA DE UM SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO PARA CIDADES  
DE PEQUENO PORTE: ESTUDO DE CASO DA CIDADE DE AROEIRAS – PB**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Departamento do Curso de Engenharia Sanitária e Ambiental da Universidade Estadual da Paraíba, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Sanitária e Ambiental.

**Área de concentração:** Esgotamento Sanitário

**Orientadora:** Profa. Dr<sup>a</sup>. Ruth Silveira do Nascimento

**CAMPINA GRANDE – PB  
2024**

É expressamente proibido a comercialização deste documento, tanto na forma impressa como eletrônica. Sua reprodução total ou parcial é permitida exclusivamente para fins acadêmicos e científicos, desde que na reprodução figure a identificação do autor, título, instituição e ano do trabalho.

T655p Tomaz, Jose Luciano Ferreira.

Proposta de um sistema de esgotamento sanitário para cidades de pequeno porte [manuscrito] : estudo de caso da cidade de Aroeiras–PB / Jose Luciano Ferreira Tomaz. - 2024.  
60 p. : il. colorido.

Digitado.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental) - Universidade Estadual da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia, 2024.

"Orientação : Profa. Dra. Ruth Silveira do Nascimento ,  
Coordenação do Curso de Engenharia Sanitária e Ambiental -  
CCT. "

1. Esgotamento sanitário. 2. Rede coletora. 3. Estação de  
tratamento de esgoto. 4. Dimensionamento. I. Título

21. ed. CDD 628

JOSÉ LUCIANO FERREIRA TOMAZ

**PROPOSTAS DE UM SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO PARA CIDADES  
DE PEQUENO PORTE: ESTUDO DE CASO DA CIDADE DE AROEIRAS – PB**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Departamento do Curso de Engenharia Sanitária e Ambiental da Universidade Estadual da Paraíba, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Sanitária e Ambiental

Aprovado em:26/06/2024.

**BANCA EXAMINADORA**

*Ruth Silveira do Nascimento*

---

Profa. Dr<sup>a</sup>. Ruth Silveira do Nascimento (Orientadora)  
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

*Ysa Helena Diniz Moraes de Luna*

---

Profa. Dr<sup>a</sup>. Ysa Helena Diniz Moraes de Luna  
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

*Whelton Brito dos Santos*

---

Prof. Dr. Whelton Brito dos Santos  
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

**CAMPINA GRANDE – PB**

**2024**

## AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a Deus por me dar forças para enfrentar e me manter firme, encarando todos os obstáculos e dificuldades durante toda essa trajetória acadêmica, e por mostrar que tudo é possível quando nos esforçamos e temos fé.

À minha mãe, Luciana, pelo amor constante e incondicional, por sempre me apoiar, incentivar e ser um alicerce em minha vida. Te amo.

À minha irmã, Natália, por sempre me apoiar nos meus estudos e estar sempre disposta a me ajudar quando precisei. Te amo.

Ao meu pai, José Tomaz (*in memoriam*), que possuía o sonho de ver seu filho formado. Sempre me incentivou a estudar e nunca mediu esforços para me ajudar. Pai, queria te dizer que seu filho se tornou Engenheiro. Saudades, te amo.

Ao Luciano Tomaz por ter persistido e acreditado no sonho de ser Engenheiro desde os 12 anos. Mesmo diante das dificuldades, não desistiu. Estou muito orgulhoso. Seu sonho está realizado, menino; você é um Engenheiro.

À minha orientadora Dr<sup>a</sup>. Ruth Silveira do Nascimento, pelo suporte e por compartilhar seu conhecimento comigo durante os anos de Iniciação Científica e no decorrer da realização deste trabalho.

À Profa. Dr<sup>a</sup>. Ysa Helena Diniz Morais de Luna e o Prof. Dr. Whelton Brito dos Santos por aceitarem participar da banca avaliadora, pelo tempo dedicado e pelas contribuições valiosas para este trabalho e durante todo o curso.

À todos colegas e parentes que direta ou indiretamente fizeram parte da minha formação. Muito obrigado!

## RESUMO

O déficit no saneamento básico, principalmente em relação ao esgoto sanitário, interfere diretamente na qualidade de vida da população e na preservação do meio ambiente. A ausência de coleta, transporte e tratamento de esgotos resulta na disseminação de várias doenças e compromete a qualidade dos corpos hídricos. Dessa forma, o presente trabalho objetivou propor um sistema de esgotamento sanitário (SES) para a área urbana do município de Aroeiras – PB. Nesta região, não existe um sistema coletivo de esgotamento sanitário, sendo comum o uso de soluções inadequadas para o despejo dos esgotos, como fossas rudimentares e o lançamento *in natura* no corpo hídrico. Foi realizado o dimensionamento da rede coletora de esgoto para atender toda a demanda populacional urbana, além do planejamento de uma destinação final adequada para o esgoto. Os cálculos indicaram que a extensão total da rede de esgotamento sanitário foi de 10,20 km, compreendendo 144 trechos de tubulação, com uma extensão média de 70,84 m. Para o tratamento dos esgotos, optou-se pelo sistema de lagoa de estabilização do tipo facultativa, devido às condições favoráveis de insolação, temperatura e vento, sendo essa disposta no ponto mais baixo da cidade. Conclui-se, portanto, que a rede coletora dimensionada é economicamente e tecnicamente eficiente, aproveitando a topografia do terreno para promover o escoamento por gravidade. Além disso, a lagoa facultativa alcançou uma eficiência teórica na remoção de Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) de 89,8%, atendendo aos padrões exigidos pela legislação ambiental para o lançamento de efluentes tratados em corpos hídricos.

Palavras-Chave: esgotamento sanitário; rede coletora; estação de tratamento de esgoto; dimensionamento.

## ABSTRACT

The deficit in basic sanitation, especially concerning sanitary sewage, directly interferes with the population's quality of life and the preservation of the environment. The lack of sewage collection, transportation, and treatment results in the spread of various diseases and compromises the quality of water bodies. Therefore, the present work aims to propose a sanitary sewage system (SES) for the urban area of the municipality of Aroeiras – PB. In this region, there is no collective sewage system, and it is common to use inadequate solutions for disposing of sewage, such as rudimentary pits and *natural* discharges into water bodies. The sewage collection network was sized to meet the entire urban population demand, as well as planning an appropriate final destination for the sewage. The calculations indicated that the total length of the sewage network was 10.20 km, comprising 144 pipe stretches, with an average length of 70.84 m. For sewage treatment, a facultative stabilization pond system was chosen, due to the favorable conditions of sunshine, temperature, and wind, which is located at the lowest point in the city. It can be concluded, that the collection network designed is economically and technically efficient, taking advantage of the land's topography to promote gravity drainage. Furthermore, the optional lagoon achieved a theoretical efficiency in removing Biochemical Oxygen Demand (DBO) of 89.8%, meeting the standards required by environmental legislation to discharge treated effluents into water bodies.

Keywords: sanitary sewerage; collector network; sewage treatment plant; dimensioning.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Sistema Unitário ou Combinado .....	17
Figura 2 – Sistema Separador Parcial.....	17
Figura 3 – Sistema Separador Absoluto .....	18
Figura 4 – Localização do Município de Aroeiras – PB .....	20
Figura 5 – Área urbana do município de Aroeiras (PB).....	21
Figura 6 – Pontos de lançamento de esgoto bruto no Riacho Aroeiras.....	21
Figura 7 – Projeção populacional pelo método aritmético para cidade de Aroeiras-PB.....	40
Figura 8 – Projeção populacional pelo método geométrico para cidade de Aroeiras-PB.....	40



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Atendimento por esgotamento sanitário e índice de tratamento nas regiões brasileiras .....	15
Tabela 2 – População do Município de Aroeiras .....	23
Tabela 3 – Consumo Per Capita Conforme Porte da Comunidade .....	24
Tabela 4 – Dimensões de Calha Parshall Padrões (cm) para vazões mínima e máxima de projeto .....	29
Tabela 5 – Expoente n e Coeficiente k. ....	29
Tabela 6 – Dimensões adotadas para o gradeamento .....	30
Tabela 7 – População de início e fim de plano de projeto.....	41
Tabela 8 – Vazões de dimensionamento .....	41
Tabela 9 – Vazões de dimensionamento das unidades de tratamento .....	43
Tabela 10 – Dimensões para calha Parshall .....	43
Tabela 11 – Resultado do dimensionamento do gradeamento .....	44
Tabela 12 – Resultado do dimensionamento do gradeamento .....	44
Tabela 13 – Resultado do dimensionamento da lagoa .....	45
Tabela 14 – Estimativa de eficiência da lagoa facultativa.....	45

## LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANA	Agência Nacional de Águas
CEBDS	Conselho Empresarial Brasileiro para o Desenvolvimento Sustentável
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente
DBO	Demanda Bioquímica de Oxigênio
ETE	Estação de Tratamento de Esgoto
FUNASA	Fundação Nacional de Saúde
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
NBR	Norma Brasileira Reguladora
OMS	Organização Mundial de Saúde
PI	Poço de Inspeção
PV	Poço de Visita
SES	Sistema de Esgotamento Sanitário
SNIS	Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento
TDH	Tempo de Detenção Hidráulica
TL	Terminal de Limpeza
UNICEF	United Nations Children's Fund
WHO	World Health Organization

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>12</b>
1.1	Objetivos.....	13
1.1.1	<i>Objetivo geral.....</i>	<i>13</i>
1.1.2	<i>Objetivos específicos.....</i>	<i>13</i>
<b>2</b>	<b>FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA .....</b>	<b>14</b>
2.1	Saneamento básico.....	14
2.2	Sistemas de esgotamento sanitário (SES).....	15
2.3	Tipos de sistemas de esgoto sanitário.....	16
2.4	Componentes do SES .....	18
2.5	Sistema de tratamento de esgoto .....	18
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA .....</b>	<b>20</b>
3.1	Caracterização da área de estudo .....	20
3.2	Delimitação da área de projeto.....	20
3.3	Normas para projetos.....	21
3.4	Horizonte de projeto.....	22
3.5	Traçado da rede.....	22
3.6	Material das tubulações de esgoto.....	22
3.7	Topografia.....	22
3.8	Dimensionamento da rede coletora.....	23
3.8.1	<i>Projeção populacional.....</i>	<i>23</i>
3.8.1.1	<i>Projeção Aritmética.....</i>	<i>23</i>
3.8.1.2	<i>Projeção Geométrica.....</i>	<i>24</i>
3.8.2	<i>Contribuição per capita.....</i>	<i>24</i>
3.8.3	<i>Coefficiente de retorno .....</i>	<i>25</i>
3.8.4	<i>Coefficientes de Vazão.....</i>	<i>25</i>
3.8.5	<i>Taxa de infiltração.....</i>	<i>26</i>
3.8.6	<i>Vazões de projeto .....</i>	<i>26</i>
3.8.7	<i>Taxa de contribuição linear .....</i>	<i>26</i>
3.8.8	<i>Vazão mínima de projeto.....</i>	<i>27</i>
3.8.9	<i>Diâmetro mínimo.....</i>	<i>27</i>
3.8.10	<i>Declividades Mínimas e Máximas.....</i>	<i>27</i>
3.8.11	<i>Tensão trativa .....</i>	<i>28</i>
3.9	Dimensionamento da Estação de tratamento de esgoto.....	28

<b>3.9.1</b>	<b>Calha Parshall.....</b>	<b>29</b>
	<b>Q<sub>máx</sub>: <math>h1_{máx} = h2_{máx} - z</math>.....</b>	<b>30</b>
	<b>Q<sub>méd</sub>: <math>h1_{méd} = h2_{méd} - z</math>.....</b>	<b>30</b>
	<b>Q<sub>mín</sub>: <math>h1_{mín} = h2_{mín} - z</math>.....</b>	<b>30</b>
<b>3.9.2</b>	<b>Gradeamento.....</b>	<b>30</b>
3.9.2.1	Área útil do canal .....	31
3.9.2.2	Eficiência das grades .....	31
3.9.2.3	Área da seção transversal e largura do canal .....	31
3.9.2.4	Perda de carga e comprimento da grade.....	32
3.9.2.5	Comprimento da grade.....	33
3.9.2.6	Quantidade de barras na grade.....	33
<b>3.9.3</b>	<b>Desarenador.....</b>	<b>33</b>
3.9.3.1	Velocidades de escoamento e taxas de escoamento superficial.....	34
3.9.3.2	Profundidade do compartimento de armazenamento de areia .....	34
<b>3.9.4</b>	<b>Lagoa facultativa.....</b>	<b>35</b>
3.9.4.1	Carga orgânica .....	35
	$S_o = \text{Carga orgânica} \times Q_{méd}$ .....	35
3.9.4.2	Cálculo da carga afluente de DBO <sub>5</sub> .....	35
3.9.4.3	Determinação da taxa de aplicação superficial.....	36
3.9.4.4	Cálculo da área requerida .....	36
3.9.4.5	Adoção da profundidade ( <b>H<sub>lag</sub></b> ) e cálculo do volume total ( <b>V<sub>lag</sub></b> ) da lagoa	
	36	
	$V_{lag} = A_{lag} \times H_{lag}$ .....	37
3.9.4.6	Determinação do tempo de detenção hidráulica (t).....	37
3.9.4.7	Cálculo do coeficiente de remoção da DBO .....	37
3.9.4.8	Estimativa da DBO solúvel efluente.....	37
3.9.4.9	Estimativa da DBO particulada efluente .....	38
3.9.4.10	DBO total efluente (S <sub>Te</sub> ) .....	38
3.9.4.11	Cálculo da eficiência na remoção da DBO.....	38
3.9.4.12	Dimensões da lagoa facultativa .....	39
3.9.4.13	Estimativa da área total requerida para todo o sistema.....	39
	<b>AT<sub>lag</sub> = 1,3 × A<sub>lag</sub> .....</b>	<b>39</b>
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>40</b>

<b>4.1</b>	<b>Dimensionamento da rede coletora de efluentes.....</b>	<b>40</b>
4.1.1	<i>Estudo populacional.....</i>	40
4.1.2	<i>Vazões de dimensionamento e taxas de contribuição linear.....</i>	41
4.1.3	<i>Análise do traçado da rede coletora de esgotos.....</i>	41
4.1.4	<i>Análise das profundidades.....</i>	42
4.1.5	<i>Análise da tensão trativa.....</i>	42
4.1.6	<i>Análise das velocidades.....</i>	42
<b>4.2</b>	<b>Dimensionamento das unidades de tratamento.....</b>	<b>43</b>
4.2.1	<i>Análise da Calha Parshall.....</i>	43
4.2.2	<i>Análise do Gradeamento.....</i>	43
4.2.3	<i>Análise do Desarenador.....</i>	44
4.2.4	<i>Análise da Lagoa Facultativa.....</i>	45
<b>5</b>	<b>CONCLUSÃO.....</b>	<b>47</b>
<b>6</b>	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>48</b>
<b>7</b>	<b>ANEXO A – DIMENSIONAMENTO DA REDE COLETORA.....</b>	<b>52</b>

## 1 INTRODUÇÃO

O saneamento básico é um direito humano fundamental, essencial para a saúde pública, a qualidade de vida e a preservação ambiental. No Brasil, o déficit no saneamento básico, principalmente em relação ao esgoto sanitário, constitui uma problemática, visto que cerca de 100 milhões de brasileiros não possuem acesso à coleta de esgoto (Trata Brasil, 2023).

De acordo com o Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS, 2021), no ano de 2020, cerca de 63,2% da população urbana brasileira possuía acesso à rede de coleta de esgoto. Nesse ano, o índice urbano de cobertura do serviço de esgoto no estado da Paraíba foi igual a 49%. Nesse contexto, é relevante salientar que, além do baixo índice de coleta, nem todo esgoto coletado recebe tratamento adequado. Em 2020, apenas 78,5 e 71,8% de todo esgoto coletado no Brasil e na Paraíba, respectivamente, eram submetidos a tratamento (SNIS, 2021).

Nos municípios de pequeno porte, essa realidade se mostra ainda mais frágil. O índice de atendimento urbano em municípios com até 30 mil habitantes é de apenas 40,8% (SNIS, 2023). Conforme Rossoni et al. (2020), em localidades menos populosas, os serviços de esgotamento sanitário apresentam maior precariedade, sendo normalmente utilizadas soluções inadequadas para o despejo dos esgotos, como fossas rudimentares e o lançamento *in natura*.

Segundo a UNICEF/WHO (2009) estima-se que 88% das mortes por diarreia em todo o mundo são atribuíveis a condições de saneamento inadequadas, desses óbitos, 84% correspondem a crianças com até cinco anos de idade. Analisando mais especificamente os impactos da falta de serviços de esgotamento, o Instituto Trata Brasil e o Conselho Empresarial Brasileiro para o Desenvolvimento Sustentável (CEBDS, 2014) afirmam que a universalização da coleta de esgoto no Brasil reduziria em 74,6 mil o número de internações hospitalares, sendo 56% desses casos na região Nordeste.

Condições adequadas de saneamento constituem fatores importantes para uma boa qualidade de vida, e são também, condicionantes para o meio ambiente. Uma das formas de controlar os problemas decorrentes da falta de saneamento básico é através da implantação de sistemas de esgotamento sanitário (Celestino, 2017).

Visando mitigar os danos ambientais e à saúde pública, faz-se necessária a elaboração de projetos eficientes de esgotamento sanitário, de forma que a coleta, o transporte e o tratamento dos esgotos possam atender ao maior número possível de habitantes. Os elementos que compõem um Sistema de Esgotamento Sanitário (SES) podem variar de acordo com as características do local de implantação. Conforme Crespo (2001), os componentes usuais

incluem: rede coletora, interceptor, emissário, poço de visita, sifão invertido, estação elevatória, estação de tratamento e corpo receptor.

O sistema de esgotamento pode ser do tipo unitário (ou sistema combinado), separador parcial ou separador absoluto. No Brasil, é adotado o sistema do tipo separador absoluto, que consiste na utilização de tubulações distintas para coleta e transporte de efluentes e águas pluviais. As principais vantagens do seu emprego estão na redução de custos e na flexibilidade de execução, sem a necessidade de pavimentação das vias públicas (Homrich, 2020).

A cidade de Aroeiras, localizada na mesorregião do Agreste Paraibano do Estado da Paraíba, assim como grande parte das cidades de pequeno porte do Brasil, enfrenta o desafio da ausência de um SES. Segundo a Agência Nacional de Águas – ANA (2017), 53,23% da população urbana do município não tem acesso à rede coletora e ao tratamento dos efluentes, enquanto 42,01% têm acesso à rede coletora, porém sem tratamento adequado, e apenas 4,76% fazem uso de soluções individuais.

O esgoto doméstico é lançado em fossas localizadas nos quintais das residências ou diretamente a céu aberto, sem receber nenhum tipo de tratamento. Diante dessa precariedade, o presente trabalho visa propor um SES para o distrito sede do município, com a finalidade de proporcionar melhores condições de vida e saúde para a população.

## **1.1 Objetivos**

### ***1.1.1 Objetivo geral***

Propor um sistema de esgotamento sanitário para o distrito sede do município de Aroeiras – Paraíba.

### ***1.1.2 Objetivos específicos***

- Dimensionar, obedecendo às normas, a rede coletora de esgotamento sanitário da área urbana;
- Dimensionar uma Estação de Tratamento de Esgoto (ETE).

## 2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

### 2.1 Saneamento básico

O conceito de saneamento tem se transformado em função da ampliação do conhecimento científico, que provoca diferentes visões de saúde e de bem-estar do homem. Conforme citado em Leal (2012, p.2), a Organização Mundial de Saúde (OMS), define que o saneamento pode ser compreendido como o conjunto de ações que visam controlar os fatores do meio físico, que exercem ou podem exercer efeitos nocivos sobre o bem-estar físico, mental e social do homem.

Os primeiros relatos de práticas que, posteriormente, seriam denominadas de saneamento básico, desenvolveram-se entre os babilônicos no ano de 3750 a.C., que já utilizavam coletores de esgoto na cidade de Nipur, os egípcios por sua vez no ano 2750 a.c. possuíam tubulações de cobre no palácio do faraó Chéops (Feo; Mays; Angelakis, 2011).

A preocupação com os serviços de abastecimento de água potável, esgotamento sanitário e limpeza urbana foi se acentuando ao longo da história da humanidade à medida que se aprofundaram os conhecimentos sobre os efeitos nocivos que a ausência de cuidados com esses elementos poderia causar à saúde humana e ao meio ambiente (Lopes; Fernandes, 2021).

Os povos greco-romanos conseguiram estabelecer uma associação entre a ausência de saneamento e a presença de algumas doenças. Estudos modernos, como o de Fewtrell et al. (2005), corroboram essa associação, mostrando uma redução significativa na incidência de doenças diarréicas em áreas onde foram implementadas melhorias no saneamento básico.

No Brasil o saneamento básico é regido pela Lei nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007, que em seu Artigo 3º, define o saneamento básico como o conjunto de serviços, infraestrutura e instalações operacionais de:

- a) abastecimento de água potável: constituído pelas atividades e pela disponibilização e manutenção de infraestruturas e instalações operacionais necessárias ao abastecimento público de água potável, desde a captação até as ligações prediais e seus instrumentos de medição;
- b) esgotamento sanitário: constituído pelas atividades e pela disponibilização e manutenção de infraestruturas e instalações operacionais necessárias à coleta, ao transporte, ao tratamento e à disposição final adequados dos esgotos sanitários, desde as ligações prediais até sua destinação final para produção de água de reuso ou seu lançamento de forma adequada no meio ambiente;
- c) limpeza urbana e manejo de resíduos sólidos: constituídos pelas atividades e pela disponibilização e manutenção de infraestruturas e instalações operacionais de coleta, varrição manual e mecanizada, asseio e conservação urbana, transporte, transbordo, tratamento e destinação final ambientalmente adequada dos resíduos sólidos domiciliares e dos resíduos de limpeza urbana;
- d) drenagem e manejo das águas pluviais urbanas: constituídos pelas atividades, pela infraestrutura e pelas instalações operacionais de drenagem de águas pluviais, transporte, detenção ou retenção para o amortecimento de vazões de cheias,



tratamento e disposição final das águas pluviais drenadas, contempladas a limpeza e a fiscalização preventiva das redes [...] (BRASIL, 2020, p. 1)..

A Lei nº 14.026/20, alterou a Lei nº 11.445/2007, atualizando o marco legal do saneamento básico, com o principal objetivo de "estruturar um ambiente de segurança jurídica, competitividade e sustentabilidade, a fim de atrair novos investimentos para universalizar e qualificar a prestação dos serviços no setor".

Apesar dos avanços legislativos e das iniciativas históricas no campo do saneamento básico, o Brasil continua encarando desafios substanciais. De acordo com o SNIS (2021), quase metade da população brasileira não possui acesso a serviços de esgotamento sanitário (45,0%), sendo a região Norte do país a mais afetada, com apenas 13,1% de cobertura. A região Sudeste possui a maior cobertura percentual por região do país, com 80,5%, o que é significativo considerando a população residente. A Tabela 1 apresenta a cobertura por esgotamento sanitário nas cinco regiões brasileiras.

Tabela 1 – Atendimento por esgotamento sanitário e índice de tratamento nas regiões brasileiras

Região	Cobertura (%)		Índice de tratamento dos esgotos (%)	
	Total	Urbana	Esgotos gerados	Esgotos coletados
Norte	13,1	17,2	21,4	85,8
Nordeste	30,3	39,3	34,1	76,0
Centro-Oeste	59,5	65,8	58,5	94,3
Sudeste	80,5	84,9	58,6	76,4
Sul	47,4	54,3	46,7	93,9
<b>Brasil</b>	<b>55,0</b>	<b>63,2</b>	<b>50,8</b>	<b>78,5</b>
<b>População total atendida (milhões de habitantes)</b>				<b>114,6</b>

Fonte: adaptado (SNIS, 2021).

No Brasil, há uma extensão total de 362,4 mil quilômetros de rede de esgoto e mais de 36,0 milhões de ligações de esgoto. Menos da metade de todo o esgoto produzido no Brasil é tratado, o que agrava significativamente os problemas sanitários no país (SNIS, 2020). O esgoto não tratado representa uma das principais fontes de poluição de corpos hídricos, afetando a qualidade da água, o equilíbrio ambiental e representando uma ameaça aos seres vivos aquáticos (SNIS, 2021).

## 2.2 Sistemas de esgotamento sanitário (SES)

O SES consiste no conjunto de obras e instalações destinadas a propiciar a coleta, afastamento, tratamento e disposição final do esgoto sanitário de uma comunidade, de forma

contínua e higienicamente segura (Netto et al., 1998).

A Cloaca Máxima de Roma, construída no século VI a.C., é considerada o primeiro sistema de esgoto planejado e implantado no mundo, emergindo da necessidade de afastar os dejetos líquidos produzidos pelo homem, devido ao risco de contaminação e propagação de doenças, e esta estrutura recebia parte dos esgotos domésticos das áreas adjacentes ao Fórum Romano e propiciava a drenagem superficial (Tsutiya, 1999).

De acordo com Netto (1983) apud Sobrinho e Tsutiya (2000, p.2), seguindo a prática romana, os primeiros sistemas de esgoto na Europa e nos Estados Unidos foram inicialmente construídos para a coleta e o transporte de águas pluviais. Somente em 1915, em Londres, foi autorizado o lançamento de efluentes domésticos nas galerias de águas pluviais, e em 1847 tornou-se obrigatório o lançamento de todas as águas residuais das habitações nas galerias públicas de Londres.

Em 1857, D. Pedro II contratou engenheiros ingleses para desenvolver e implementar um SES na cidade do Rio de Janeiro, tornando o Brasil o segundo país no mundo a ter uma capital com um sistema completo de esgotamento sanitário (Carvalho, 2022). Ao estudarem a situação, os projetistas se depararam com condições peculiares e distintas das encontradas na Europa. A cidade apresentava limitações de recursos financeiros, muitas áreas não pavimentadas, casas ocupando grandes lotes, com áreas e pátios internos de difícil esgotamento pluvial (Vieira, 2011). Diante desses desafios, os engenheiros foram compelidos a implementar um sistema de esgotos mais econômico, promovendo adaptações em relação ao sistema de esgotamento unitário tradicional.

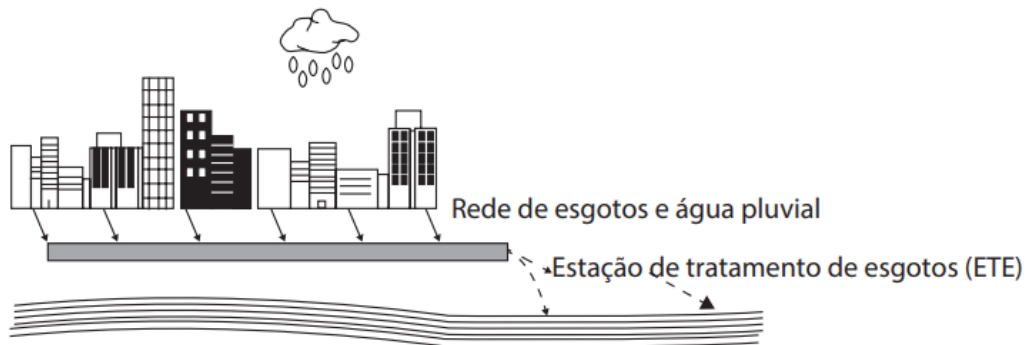
Segundo C. Netto (1983), conforme citado por Sobrinho e Tsutiya (2000), o sistema implementado no Rio de Janeiro, posteriormente designado como "Separador Parcial", recebia e conduzia as águas de chuva precipitadas no interior dos edifícios em áreas pavimentadas, além de esgotos domésticos.

### **2.3 Tipos de sistemas de esgoto sanitário**

De acordo com Tsutiya e Sobrinho (2011), os sistemas de esgotos urbanos podem ter três conformações distintas:

Sistema de esgotamento unitário ou combinado: é aquele em que as águas residuárias (domésticas e industriais), águas de infiltração (água do subsolo que penetra no sistema através de tubulações e órgãos acessórios) e águas pluviais são conduzidas por um único sistema (Tsutiya; Sobrinho, 2011).

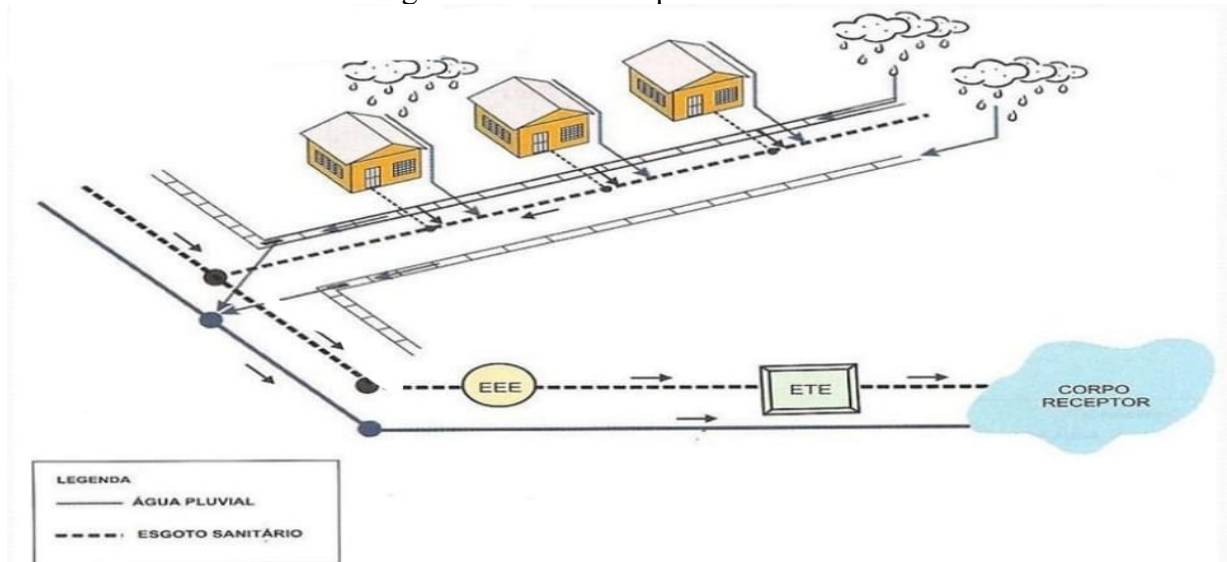
Figura 1 – Sistema Unitário ou Combinado



Fonte: Adaptado de Von Sperling (1996).

Sistema de esgotamento separador parcial: é aquele em que uma parcela das águas de chuva, provenientes de telhados e pátios das edificações são encaminhadas juntamente com as águas residuárias e águas de infiltração do subsolo para um único sistema de coleta e transporte de esgotos (Tsutiya; Sobrinho, 2011).

Figura 2 – Sistema Separador Parcial

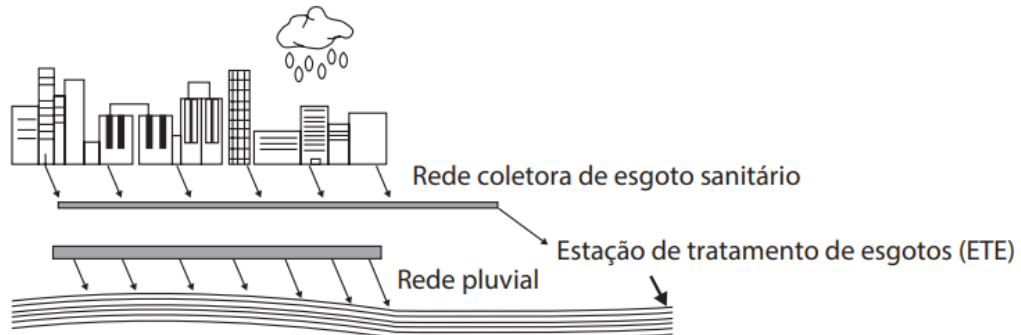


Fonte: Adaptado de Paiva (2017).

Sistema separador absoluto: é projetado para receber as águas residuárias (domésticas e industriais), bem como as águas de infiltração (água do subsolo que penetra através das tubulações e órgãos acessórios), que constituem o esgoto sanitário, veiculam em um sistema independente, denominado sistema de esgoto sanitário, enquanto as águas pluviais são coletadas e transportadas em um sistema de drenagem pluvial totalmente independente

(Tsutiya; Sobrinho, 2011).

Figura 3 – Sistema Separador Absoluto



Fonte: Adaptado de Von Sperling (1996).

## 2.4 Componentes do SES

O SES é composto por diversas partes. Segundo Tsutiya e Sobrinho (2000), as partes de um sistema de esgoto sanitário consistem em:

- Rede coletora: conjunto de canalizações destinadas a receber e conduzir os esgotos dos edifícios, possuindo ligação direta com o sistema predial por meio de tubulação chamada coletor predial;
- Interceptor: canalização que recebe as redes coletoras, não recebendo ligações prediais diretas;
- Emissário: canalização destinada a transportar os esgotos para um destino adequado (estação de tratamento e/ou ponto de lançamento), sem receber contribuições em marcha;
- Sifão invertido: estrutura projetada para transpor obstáculos através da tubulação de esgoto, operando sob pressão;
- Estação elevatória: Conjunto de instalações destinadas a transferir esgotos de uma cota mais baixa para outra mais alta, proporcionando a energia necessária para vencer o desnível geométrico;
- Estação de tratamento: conjunto de instalações destinadas à depuração dos esgotos, antes de seu lançamento ao corpo receptor;
- Corpo receptor : corpo de água onde são lançados os esgotos.

## 2.5 Sistema de tratamento de esgoto

Atualmente, diversas tecnologias são aplicáveis ao tratamento e à disposição final de efluentes sanitários. Para municípios de pequeno porte, a preferência deve ser por tecnologias mais simples e naturais para o tratamento dos esgotos domésticos, buscando atender aos aspectos elencados abaixo (BRASIL, 2019):

- Baixo custo de implantação e de operação, com nenhuma ou mínima dependência de fornecimento de energia, equipamentos e peças;
- Adequada eficiência na remoção de poluentes com simplicidade operacional e de controle;
- Tecnologia aplicável em pequena escala (sistemas descentralizados), mas com flexibilidade para expansões futuras e aumento de eficiência no processo;
- Reduzido problema com o manejo e disposição do lodo produzido e possibilidade de recuperação de subprodutos utilizáveis;
- Elevada vida útil e experiência prática na utilização da tecnologia.

Dentre os sistemas para o tratamento centralizado de esgoto, destacam-se as lagoas de estabilização, sendo a lagoa facultativa primária uma das variantes mais simples, na qual o tratamento se dá por via aeróbia e anaeróbica em zonas dentro da lagoa (Costa, 2022).

Na camada superior da lagoa (zona aeróbia), a matéria orgânica dissolvida (DBO solúvel) e a matéria orgânica em suspensão de pequenas dimensões (DBO finamente particulada) são estabilizadas por bactérias aeróbias. Já a matéria orgânica em suspensão (DBO particulada) sedimenta na camada inferior da lagoa (zona anaeróbia), onde é decomposta por microrganismos anaeróbios. O oxigênio necessário para a respiração aeróbia é produzido pelas algas que na presença de luz solar e consumindo gás carbônico, realizam fotossíntese. Na camada intermediária da lagoa, a concentração de oxigênio diminui gradativamente à medida que a profundidade aumenta, devido à reduzida penetração de luz solar nessa região, até que se extingue completamente. Essa condição caracteriza a zona facultativa, na qual coexistem organismos capazes de estabilizar a matéria orgânica pela via aeróbia ou anaeróbia (Von Sperling, 2002).

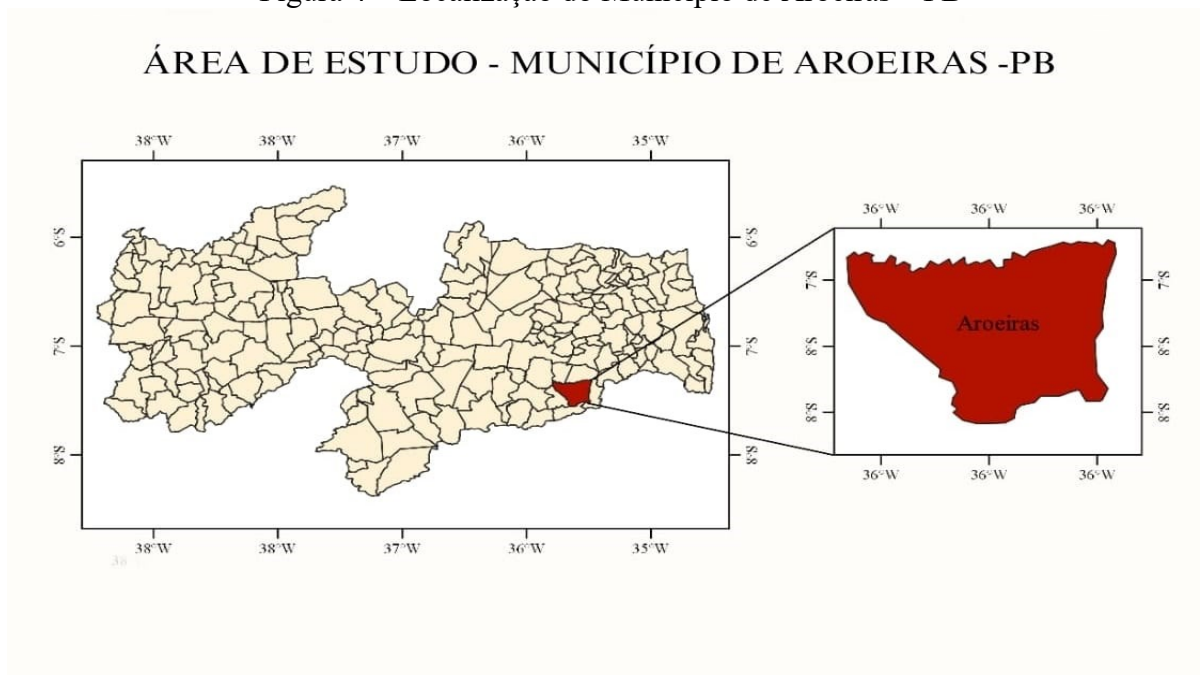
Uma vez que a estabilização da matéria orgânica ocorre de maneira completamente natural, as lagoas facultativas necessitam de períodos de detenção longos, grandes áreas superficiais, para potencializar a fotossíntese, bem como temperaturas elevadas e altos índices de insolação (Von Sperling, 2005).

### 3 METODOLOGIA

#### 3.1 Caracterização da área de estudo

O município de Aroeiras-PB encontra-se localizado na Mesorregião do Agreste Paraibano e está entre as coordenadas Latitudinais 07°32'43" S e Longitudinais 35°42'27" W. Apresenta uma densidade demográfica de aproximadamente 49,73 hab/km<sup>2</sup> 49,73 hab/km<sup>2</sup> uma altitude média de 363 m. O município abrange uma área total de 376,118 km<sup>2</sup>376,118 km<sup>2</sup>. Segundo dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, no censo demográfico de 2022, a população de Aroeiras é de 18.705 hab (IBGE, 2024).

Figura 4 – Localização do Município de Aroeiras – PB

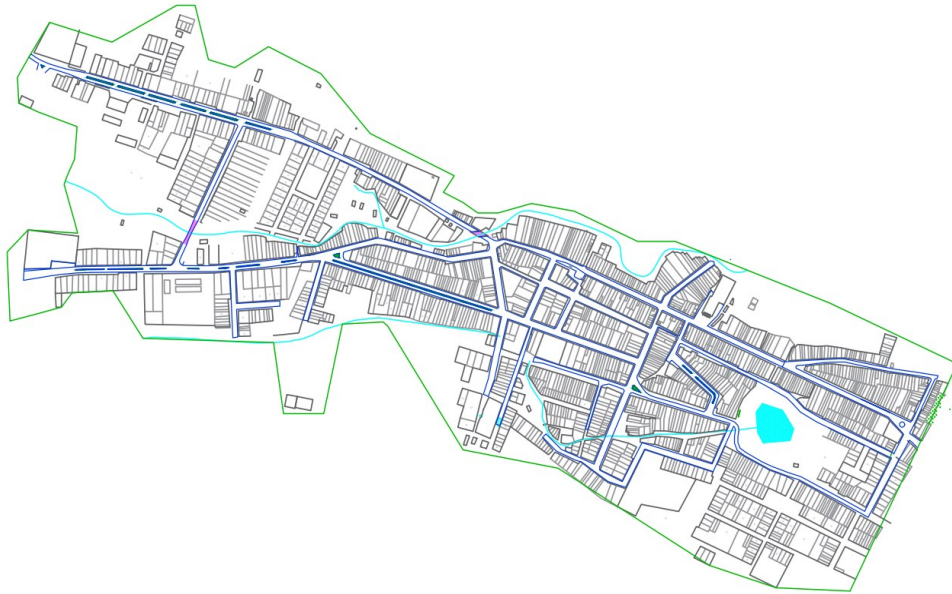


Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

#### 3.2 Delimitação da área de projeto

O estudo se restringiu à área urbana do município de Aroeiras, em virtude da maior concentração de residências e arruamentos, o que possibilitou uma concepção mais viável do ponto de vista técnico e econômico. Por outro lado, a população rural do município reside em localidades dispersas e de acesso mais restrito, o que dificulta e encarece a implementação de obras. Dessa forma, as propriedades na porção rural devem ser dotadas de sistemas individuais de tratamento de esgoto. A Figura 5 mostra a delimitação da porção urbana do município.

Figura 5 – Área urbana do município de Aroeiras (PB)



**Fonte:** Adaptado da Prefeitura Municipal de Aroeiras (2017).

O estudo urbano de Aroeiras tem ganhado cada vez mais relevância devido à ausência de um sistema de esgoto separador absoluto. Atualmente, o efluente gerado na cidade é coletado pela rede de drenagem de águas pluviais e lançado, sem tratamento, diretamente no Riacho Aroeiras (Figura 6).

Figura 6 – Pontos de lançamento de esgoto bruto no Riacho Aroeiras



**Fonte:** Registrado pelo autor (2024).

### 3.3 Normas para projetos

As normas técnicas vigentes no país, referentes à elaboração de um projeto de esgotamento sanitário, são:

- NBR 9.648 – Estudo de concepção de Sistemas de Esgoto Sanitário (ABNT, 1986);
- NBR 9.649 – Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário (ABNT, 1986);
- NBR 12.207 – Projeto de Interceptores de Esgoto Sanitário (ABNT, 1992);
- NBR 12.208 – Projeto de Estações Elevatórias de Esgoto Sanitário (ABNT, 1992);
- NBR 12.209 – Projeto de Estações de Tratamento de Esgoto Sanitário (ABNT, 1992; 2ª ed. 2011).

### **3.4 Horizonte de projeto**

O sistema foi projetado considerando um horizonte de 20 anos, conforme recomendado por Tsutiya e Sobrinho (2011) para projetos de saneamento no Brasil. Com o início do plano em 2024, a conclusão está prevista para 2044.

### **3.5 Traçado da rede**

O traçado da rede coletora foi planejado com as tubulações posicionadas no eixo carroçável das ruas, recomendação de Tsutiya e Sobrinho (2011), para quando existir apenas uma tubulação de esgoto na rua. A concepção da rede sempre priorizou o fluxo por gravidade, seguindo a topografia do terreno para minimizar os custos do sistema.

### **3.6 Material das tubulações de esgoto**

Utilizou-se o PVC como material das tubulações da rede coletora dimensionada, devido às suas características como estanqueidade, tempo de vida útil, baixo custo e maior diversidade de diâmetros comerciais.

### **3.7 Topografia**

O levantamento planialtimétrico do perímetro urbano de Aroeiras foi realizado pela empresa terceirizada RS Projetos Tecnológicos. A topografia do local foi disponibilizada pela Prefeitura Municipal de Aroeiras (em arquivo no formato .dwg), contendo todos os pontos georreferenciados, os quais foram levantadas as cotas topográficas dos pontos ao longo dos



arruamentos a cada 5 m. Além das cotas, a empresa realizou o levantamento das economias existentes na área urbana do município, bem como o cadastro de possíveis interferências na rede, como drenos, rios e pontes.

### 3.8 Dimensionamento da rede coletora

#### 3.8.1 *Projeção populacional*

As obras de saneamento da cidade devem ser projetadas para atender a uma determinada população, geralmente superior à atual, correspondente ao crescimento demográfico previsto ao longo do horizonte de projeto.

Este estudo populacional buscou analisar os métodos matemáticos aritmético e geométrico com base nos dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, os quais são apresentados na Tabela 2. Realizou-se uma análise da evolução da população urbana do município de Aroeiras através dos métodos mencionados.

Tabela 2 – População do Município de Aroeiras

Ano	População (hab.)		
	Urbana	Rural	Total
1980	3.402	23.666	27.068
1991	5.685	23.114	28.799
2000	6.579	12.941	19.520
2010	9.531	9.551	19.082

**Fonte:** IBGE.

##### 3.8.1.1 *Projeção Aritmética*

O crescimento populacional é calculado a partir de uma taxa de crescimento obtida a partir da Equação 1.

$$K_a = \frac{P_2 - P_0}{t_2 - t_0} \quad (1)$$

Onde:

$K_a$  = Taxa de crescimento aritmética;

$P_2$  = População no último censo (hab.);

$P_0$  = População no antepenúltimo censo (hab.);

$t_2$  = Ano do último censo;

$t_0$  = Ano do antepenúltimo censo.

A partir do qual resulta a previsão da população (P), correspondente à data futura (t). Através da Equação 2.

$$P = P_0 + k_a \times (t - t_0) \quad (2)$$

### 3.8.1.2 *Projeção Geométrica*

Este método pressupõe que a taxa de crescimento da população é proporcional a população existente em um determinado ano (Tsutiya; Sobrinho, 2011). Podendo ser representada pela Equação 3.

$$K_g = \frac{\ln P_2 - \ln P_0}{t_2 - t_0} \quad (3)$$

A partir da determinação da taxa de crescimento se estima a população futura. A qual é obtida pela Equação 4.

$$P = P_0 * e^{K_g(t-t_0)} \quad (4)$$

Onde:

$K_g$  = Taxa de crescimento geométrico.

### 3.8.2 *Contribuição per capita*

A contribuição de esgoto está diretamente relacionada ao consumo de água de uma população, sendo assim, utiliza-se normalmente o consumo per capita usado para projetos de sistemas de abastecimento de água para se projetar o sistema de esgotos (Tsutiya; Sobrinho, 2011). No sistema de esgoto sanitário, porém, considera-se o consumo efetivo per capita, não incluindo as perdas de água.

O consumo per capita de água varia em função do local. Em locais onde não há dados referentes ao consumo per capita de água, a literatura recomenda a adoção de valores de comunidades com características semelhantes. A Tabela 3 relaciona o consumo de água per capita de acordo com o porte da comunidade.

Tabela 3 – Consumo Per Capita Conforme Porte da Comunidade

Porte da Comunidade	Faixa da População (habitantes)	Consumo per capita (L/hab.dia)
Povoado rural	<5.000	90 a 140
Vila	5.000 a 10.000	100 a 160

Pequena localidade	10.000 a 50.000	110 a 180
Cidade Média	50.000 a 250.000	120 a 220
Cidade Grande	>250.000	150 a 300

**Fonte:** Fonte: adaptado (Von Sperling, 1996).

Para cidade de Aroeiras, com estimativa de população maior que 10.000 habitantes, para o ano de 2044, foi adotado o valor de 110 L/hab.dia, baseando-se em dados concretos e tendências observadas nos relatórios do Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS) referentes aos anos de 2020 e 2021.

De acordo com os dados do SNIS, o consumo de água no município apresentou variações ao longo dos anos. Em 2020, o consumo foi de 93,80 L/hab.dia para uma população atendida com abastecimento de água de 6.147 habitantes. Em 2021, o consumo aumentou para 96,63 L/hab.dia com uma população de 6.036 habitantes. Ao analisar esses dados, percebe-se que o consumo de água teve oscilações nos últimos anos, indicando uma variação que pode continuar até o ano de 2044.

Dessa forma, foi tomada a decisão de adotar o valor de 110 L/hab.dia para o consumo per capita, que representa um valor conservador, considerando a possibilidade de aumento do consumo em anos futuros. Esse valor busca garantir uma estimativa sólida e segura para o dimensionamento do SES, levando em consideração o crescimento populacional.

### **3.8.3 Coeficiente de retorno**

A NBR 9.649 (ABNT, 1986), define coeficiente de retorno como: “A relação média entre os volumes de esgoto produzido e de água efetivamente consumida”. A norma recomenda o valor do coeficiente de retorno como sendo de 0,8, ou seja, 80% do volume de água consumido retornam como águas residuárias.

### **3.8.4 Coeficientes de Vazão**

Em um sistema público de esgotamento, a vazão de esgoto doméstico varia com as horas do dia, com os dias, meses e estações do ano (Tsutiya; Sobrinho, 2011). Para isso existem os coeficientes que traduzem essas variações de contribuição para o dimensionamento das diversas unidades de um sistema de esgotamento.

Assim sendo, serão determinados os seguintes coeficientes:

- K1 coeficiente de máxima vazão diária - é a relação entre a maior vazão diária verificada no ano e a vazão média diária anual;

- K2 coeficiente de máxima vazão horária - é a relação entre a maior vazão observada num dia e a vazão média horária do mesmo dia;
- K3 coeficiente de mínima vazão horária - é a relação entre a vazão mínima e a vazão média anual.

Na falta de valores obtidos através de medições, a NBR 9649 (ABNT, 1986) recomenda o uso de  $K1 = 1,20$ ,  $K2 = 1,50$  e  $K3 = 0,50$ .

### 3.8.5 Taxa de infiltração

A NBR 9649 (ABNT, 1986) preconiza o valor da taxa de infiltração deve manter-se no intervalo entre 0,05 e 1,00 L/s.km. Foi adotado uma infiltração de 0,1 L/s.km.

### 3.8.6 Vazões de projeto

Para o dimensionamento da rede coletora, é necessário determinar todas as vazões que possam influenciar o sistema, conforme estabelecido pela NBR 9649 (ABNT, 1986). Este procedimento envolve a estimativa das vazões de início e final de plano, considerando ponderações para evitar extrapolações. Essas vazões são obtidas pelas Equações 5 e 6.

$$Q_{di} = \frac{P_i \times C \times q \times k_2}{86400} \quad (5)$$

$$Q_{df} = \frac{P_f \times C \times q \times k_1 \times k_2}{86400} \quad (6)$$

Onde:

$Q_{di}$  = vazões de início de plano;

$Q_{df}$  = vazões de final de plano;

C = coeficiente de retorno;

q = consumo de água efetivo per capita, l/hab. dia.

$P_i$  = População inicial;

$P_f$  = População final;

$K_1$  = Coeficiente de máxima vazão diária = 1,2;

$K_2$  = Coeficiente de máxima vazão horária = 1,5.

### 3.8.7 Taxa de contribuição linear

O cálculo das taxas de contribuição inicial e final, foram realizadas conforme diretrizes

da NBR 9649 (ABNT, 1986). Através das equações 7 e 8.

$$T_{xi} = \frac{Q_{di}}{L_i} + T_{inf} \quad (7)$$

$$T_{xf} = \frac{Q_{df}}{L_f} + T_{inf} \quad (8)$$

Onde:

$Q_{di}$  = vazões de início de plano;

$Q_{df}$  = vazões de final de plano;

$C$  = coeficiente de retorno;

$T_{xi}$ , = taxa de contribuição em l/s.m;

$L_i$  = extensão total da rede em m;

$L_f$  = extensão total da rede em m;

$T_{xinf}$  = Taxa de infiltração.

### 3.8.8 Vazão mínima de projeto

A NBR 9649 (ABNT, 1986) recomenda que, em qualquer coletor da rede, a vazão mínima seja de 1,5 L/s. Portanto, para vazões calculadas menores que essa, foi considerada a vazão mínima de 1,5 L/s.

### 3.8.9 Diâmetro mínimo

Os diâmetros a serem empregados foram calculados conforme a Equação 9. Em seguida, foram adotados os diâmetros comerciais previstos nas normas e especificações brasileiras. A NBR 9649 (ABNT, 1986) sugere que as redes de esgotos não devem possuir diâmetros inferiores a DN 100 mm.

$$D = 0,0458 \times \left( \frac{Q_f}{\sqrt{I_{adot.}}} \right)^{0,375} \quad (9)$$

Onde:

$D$  = diâmetro da canalização (m);

$Q_f$  = : vazão final do projeto (m<sup>3</sup>/s);

$I_{adot.}$  = declividade adotada (m/m).

### 3.8.10 Declividades Mínimas e Máximas

As declividades deste projeto foram determinadas segundo a NBR 9649 (ABNT, 1986). Esta determina que como declividade mínima, deve ser calculado em cada trecho valor de tensão trativa sempre maior que 1,0 Pa, A declividade mínima que satisfaz essa condição pode ser determinada pela Equação 10.

$$I_{\text{mín.}} = 0,0055 \cdot Q_i^{-0,47} \quad (10)$$

A declividade máxima é definida por apresentar uma velocidade de escamento igual a 5m/s. Ela pode ser obtida pela Equação 11.

$$I_{\text{máx.}} = 0,65 \cdot Q_f^{-0,67} \quad (11)$$

### 3.8.11 Tensão trativa

A NBR 9649 (ABNT, 1986), considera que “cada trecho deve ser verificado pelo critério de tensão trativa média de valor mínimo  $\sigma_t = 1,0$  Pa, calculada para vazão inicial ( $Q_i$ ), para coeficiente de Manning  $n = 0,013$ ”. Desse modo a tensão trativa deve ser calculada conforme a equação 12.

$$\sigma_t = \gamma \times RH \times I_{\text{adot.}} \quad (12)$$

Onde:

$\sigma_t$  = Tensão trativa (Pa);

$\gamma$  = peso específico da água = 104 N/m<sup>3</sup>;

RH = Raio hidráulico (m);

$I_{\text{adot.}}$  = Declividade mínima (m/m).

Segundo a NBR 9649 (ABNT, 1986), a lâmina d'água admissível deve ser igual ou menor que 75% do diâmetro da tubulação, para a vazão final de contribuição no trecho do coletor. Quando a velocidade final superar a velocidade crítica a maior lâmina admissível deve ser 50% do diâmetro do coletor. A velocidade crítica é calculada pela equação 13.

$$V_c = 6(g \times Rh)^{\frac{1}{2}} \quad (13)$$

Onde:

$g$  = aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>)

$Rh$  = raio hidráulico (m).

## 3.9 Dimensionamento da Estação de tratamento de esgoto

Inicialmente, definiu-se o sistema de tratamento ideal para a cidade de Aroeiras-PB após um estudo dos principais sistemas implementados em municípios de pequeno porte na Paraíba. A seleção foi fundamentada na eficiência do tratamento, no custo de implantação reduzido e nas condições climáticas favoráveis da área de estudo, optou-se pelo sistema de lagoa facultativa composto por: gradeamento, desarenador, calha Parshall e lagoa facultativa.

Para o dimensionamento das unidades de tratamento, foram empregadas as metodologias de cálculo de Von Sperling (2002), Von Sperling (2005) e Jordão e Pessoa (2011). Inicialmente, as vazões de projeto foram determinadas utilizando as equações apresentadas no Quadro 1.

Quadro 1 – Equações de vazões de dimensionamento das unidades de tratamento

Vazões	Equações
Vazão média (L/s)	$Q_{méd} = \frac{P \times q \times c}{86400} + Q_{inf}$ (14)
Vazão máxima diária (L/s)	$Q_{máx,d} = Q_{méd} \times k_1 + Q_{inf}$ (15)
Vazão máxima Horária (L/s)	$Q_{máx,h} = Q_{méd} \times k_1 \times k_2 + Q_{inf}$ (16)
Vazão mínima (L/s)	$Q_{mín} = Q_{méd} \times k_3 + Q_{inf}$ (17)

Fonte: Adaptado de Von Sperling (2005).

Onde:

$Q_{inf}$  = Vazão de infiltração (L/s).

### 3.9.1 Calha Parshall

Com base nas vazões mínima e máxima calculadas, definiu-se o modelo de calha padrão com intervalo de vazão de operação adequado para o sistema, utilizando as Tabelas 4 e 5.

Tabela 4 – Dimensões de Calha Parshall Padrões (cm) para vazões mínima e máxima de projeto

W (Pol)	W (cm)	A	B	C	D	E	F	G	K	N	Qmin (l/s)	Qmáx (l/s)
3	7,6	46,6	45,7	17,8	25,9	61,0	15,2	30,3	2,5	5,7	0,95	53,8

Fonte: Adaptado de Jordão e Pessoa (2011).

Tabela 5 – Expoente n e Coeficiente k.

Garganta W	W (m)	Expoente n	Coeficiente k
3''	0,076	1,547	0,176

Fonte: Adaptado de Jordão e Pessoa (2011).

A altura das lâminas d'água para as vazões máxima, média e mínima foram obtidas pela Equação 18.

$$h_2 = \left(\frac{Q}{k}\right)^{\frac{1}{n}} \quad (18)$$

De posse das alturas, calculou-se o rebaixo a partir da Equação 19.

$$z = \left(\frac{(Q_{\text{máx}} \times h_{2\text{mín}}) - (Q_{\text{mín}} \times h_{2\text{máx}})}{Q_{\text{máx}} - Q_{\text{mín}} \text{ m}^3/\text{s}}\right) \quad (19)$$

Após definir o rebaixo, determinaram-se as

alturas das lâminas mínima, média e máxima no canal utilizando as Equações 20, 21 e 22.

$$Q_{\text{máx}}: h_{1\text{máx}} = h_{2\text{máx}} - z \quad (20)$$

$$Q_{\text{méd}}: h_{1\text{méd}} = h_{2\text{méd}} - z \quad (21)$$

$$Q_{\text{mín}}: h_{1\text{mín}} = h_{2\text{mín}} - z \quad (22)$$

### 3.9.2 $Q_{\text{máx}}: h_{1\text{máx}} = h_{2\text{máx}} - z$ $Q_{\text{méd}}: h_{1\text{méd}} = h_{2\text{méd}} - z$ $Q_{\text{mín}}: h_{1\text{mín}} = h_{2\text{mín}} - z$ **z** *Gradeamento*

O gradeamento foi definido seguindo as recomendações da NBR 12209 (ABNT, 2011). Neste projeto, adotaram-se duas grades: uma média seguida de uma fina, com as dimensões especificadas na Tabela 6.

Tabela 6 – Dimensões adotadas para o gradeamento

Tipo de grade	Espaçamento (mm)	Seção transversal (mm)
Média	30	9,5 x 3,81
Fina	15	9,5 x 3,81

**Fonte:** Adaptado de Jordão e Pessoa (2011).

Devido à pequena vazão de projeto e, conseqüentemente, às menores dimensões do canal, optou-se pelo uso de um gradeamento manual com inclinação de 45°. Com todas essas considerações, realizou-se o dimensionamento das grades seguindo os passos descritos por Jordão e Pessoa (2011).



### 3.9.2.1 Área útil do canal

O cálculo da área útil do canal foi realizado utilizando a Equação 23.

$$A_u = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{v} \quad (23)$$

$A_u = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{v}$  Onde:

$A_u$  = Área útil do canal (m<sup>2</sup>);

$Q_{m\acute{a}x}$  = Vazão máxima de projeto (m<sup>3</sup>/s);

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

Recomenda-se que a velocidade de passagem para a vazão máxima de projeto esteja entre 0,60 m/s e 1,00 m/s (Jordão; Pessoa, 2011). Neste projeto, adotou-se o valor mínimo de 0,60 m/s.

### 3.9.2.2 Eficiência das grades

Para determinar a eficiência das grades, utilizou-se a Equação 24.

$$E = \frac{a}{a+t} \times 100 \quad (24)$$

$E = \frac{a}{a+t} \times 100$  Onde:

$E$  = Eficiência da grade (%);

$a$  = Espaçamento entre as barras (mm);

$t$  = Espessura das barras (mm).

Como foram utilizadas duas grades, uma média e uma fina, a eficiência global do sistema de gradeamento foi obtida através da Equação 25.

$$E_g = [1 - (1 - E_f) \cdot (1 - E_m)] \times 100 \quad (25)$$

$E_g = [1 - (1 - E_f) \cdot (1 - E_m)] \times 100$  Onde:

$E_g$  = Eficiência global das grades (%);

$E_f, E_m$  = Eficiências da grade fina e média (decimais).

### 3.9.2.3 Área da seção transversal e largura do canal

A seção do canal necessária para o escoamento junto à grade e sua largura foram determinadas utilizando as Equações 26 e 27.

$$S = \frac{A_u}{E_g} \quad (26)$$

$$b = \frac{S}{h1_{m\acute{a}x}} \quad (27)$$

$$S = \frac{A_u}{E_g} b = \frac{S}{h1_{m\acute{a}x}} \text{Onde:}$$

$S$  = Seção do canal (m<sup>2</sup>);

$A_u$  = Área útil do canal (m<sup>2</sup>);

$E_g$  = Eficiência global das grades (decimais);

$b$  = Largura do canal (m);

$h1_{m\acute{a}x}$  = Altura de lâmina máxima do canal.

#### 3.9.2.4 Perda de carga e comprimento da grade

A perda de carga na grade foi determinada através da Equação 28.

$$h_f = 1,43 \times \frac{v_f^2 - v_0^2}{2g} \quad (28)$$

$$h_f = 1,43 \times \frac{v_f^2 - v_0^2}{2g} \text{Onde:}$$

$h_f$  = Perda de carga (m);

$v_f$  = Velocidade do fluxo através das barras (m/s);

$v_0$  = Velocidade do fluxo imediatamente a montante da grade (m/s);

$g$  = Aceleração da gravidade (9,81 m/s<sup>2</sup>)

Seguindo as recomendações de Jordão e Pessoa (2011), para manter a velocidade e o perfil hidráulico adequados, foi admitida uma obstrução de até 50% da lâmina d'água no canal. Com base nessa consideração, determinou-se  $v_f$  e  $v_0$  utilizando as Equações 29 e 30, respectivamente.

$$v_f = 2v \quad (29)$$

$$v_0 = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{S} \quad (30)$$

$$v_f = 2v v_0 = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{S} \text{Onde:}$$

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

$Q_{m\acute{a}x}$  = Vazão máxima (m<sup>3</sup>/s);

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

### 3.9.2.5 Comprimento da grade

Para determinar o comprimento da grade foram utilizadas as Equações 31 e 32.

$$x = \frac{h_v}{\text{sen}\alpha} \quad (31)$$

$$h_v = h_f + h_{1m\acute{a}x} + D + 0,10 \quad (32)$$

$$x = \frac{h_v}{\text{sen}\alpha} h_v = h_f + h_{1m\acute{a}x} + D + 0,10 \text{Onde:}$$

$x$  = Comprimento da grade (m);

$h_v$  = Altura vertical da grade (m);

$\alpha$  = Ângulo de inclinação da grade (45°);

$h_f$  = Perda de carga (m);

$h_{1m\acute{a}x}$  = Altura da lâmina máxima no canal (m);

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

### 3.9.2.6 Quantidade de barras na grade

Para definir o número de barras em cada grade foi utilizada a Equação 33.

$$n = \frac{b}{t + a} \quad (33)$$

$$n = \frac{b}{t + a} \text{Onde:}$$

$n$  = Número de barras da grade;

$b$  = Largura do canal (m);

$a$  = Espaçamento entre as barras (mm);

$t$  = Espessura das barras (mm).

### 3.9.3 Desarenador

Para efeito de dimensionamento, adotou-se uma velocidade de fluxo média de 0,30 m/s e uma velocidade média de sedimentação de 0,02 m/s para partículas com diâmetro maior ou igual a 0,2 mm (Jordão e Pessoa, 2011). Com essas considerações, determinaram-se a largura e o comprimento utilizando as Equações 34 e 35, respectivamente.

$$B_d = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{v_{fd} \times h_{1m\acute{a}x}} \quad (34)$$

$$L_d = 22,5 \times h1_{m\acute{a}x} \quad (35)$$

$$B_d = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{v_{fd} \times h1_{m\acute{a}x}} L_d = 22,5 \times h1_{m\acute{a}x} \text{ Onde:}$$

$B_d$  = Largura do desarenador (m);

$L_d$  = Comprimento do desarenador (m);

$Q_{m\acute{a}x}$  = Vazão máxima (m<sup>3</sup>/s);

$v_{fd}$  = Velocidade de fluxo média (m/s);

$h1_{m\acute{a}x}$  = Altura da lâmina máxima no canal (m);

Ao determinar  $Bd$  e  $Ld$ , verificou-se o atendimento da relação  $Ld/Bd \geq 4$ .

### 3.9.3.1 Velocidades de escoamento e taxas de escoamento superficial

A NBR 12209 (ABNT, 2011) estabelece uma faixa de valores para a velocidade e a taxa de escoamento superficial. A velocidade de escoamento deve estar compreendida entre 0,25 m/s e 0,40 m/s, enquanto a taxa de escoamento superficial deve variar entre 600 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>×d e 1300 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>×d. A verificação desses parâmetros foi realizada por meio das Equações 36 e 37.

$$ve = \frac{Q}{Bd \times Hc} \quad (36)$$

$$q = \frac{Q \times 86400}{Bd \times Ld} \quad (37)$$

$$ve = \frac{Q}{Bd \times Hc} q = \frac{Q \times 86400}{Bd \times Ld} \text{ Onde:}$$

$ve$  = Velocidade de escoamento (m/s);

$q$  = Taxa de escoamento superficial (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>·d);

$Q$  = Vazões de projeto (mínima, média de fim de projeto e máxima) (m<sup>3</sup>/s);

$Bd$  e  $Ld$  = Largura e comprimento, respectivamente, do desarenador (m);

$Hc$  = Altura da lâmina d'água no canal (m).

Realizou-se a verificação da velocidade para as vazões mínima, média e máxima. Para a taxa de escoamento superficial, foram verificadas as vazões médias de início e fim de projeto.

### 3.9.3.2 Profundidade do compartimento de armazenamento de areia

Considerando uma periodicidade de limpeza de 14 dias, dimensionou-se o rebaixo do compartimento de armazenamento de areia por meio da Equação 38.

$$H_{arm} = \frac{Q_{méd,f} \times I \times t_{lodo}}{1000 \times B_d \times L_d} \quad (38)$$

$$H_{arm} = \frac{Q_{méd,f} \times I \times t_{lodo}}{1000 \times B_d \times L_d} \text{ Onde:}$$

$H_{arm}$  = Profundidade do compartimento de armazenamento de areia (m);

$Q_{méd,f}$  = Vazão média de fim de projeto (m<sup>3</sup>/d);

$I$  = Periodicidade de limpeza (dias);

$t_{lodo}$  = Taxa de remoção de areia (0,041 L/m<sup>3</sup>);

$B_d$  e  $L_d$  = Largura e comprimento, respectivamente, do desarenador (m).

### 3.9.4 Lagoa facultativa

#### 3.9.4.1 Carga orgânica

A carga per capita é calculada como a razão entre a carga orgânica gerada e a população atendida naquele ano. Segundo o Atlas Esgoto (2017), em 2013, a carga orgânica de Aroeiras foi de 519,4 kg DBO/dia para uma população de 9.619 habitantes. Com essa carga per capita estimada, foi calculada a carga orgânica esperada na cidade para o ano de 2044, considerando a população projetada para esse ano.

$$Carga \text{ per capita} = \frac{Carga}{população} \quad (39)$$

$Carga \text{ per capita} = \frac{Carga}{população}$  A carga orgânica da cidade foi determinada utilizando a população e a carga per capita, conforme expresso na Equação 40.

$$Carga_{DBO} = Carga \text{ per capita} \times pop \quad (40)$$

$Carga_{DBO} = Carga \text{ per capita} \times pop$  A partir da carga orgânica, é possível determinar a concentração de DBO, através da Equação 41.

$$S_o = \frac{Carga \text{ orgânica}}{Q_{méd}} \quad (41)$$

#### 3.9.4.2 $S_o = \frac{Carga \text{ orgânica}}{Q_{méd}}$ Cálculo da carga afluyente de DBO<sub>5</sub>

Segundo Von Sperling (2002), o cálculo da carga afluyente de DBO<sub>5</sub>, obedece a Equação 42.

$$C_{DBO_5} = \frac{S_o \times Q_{m\acute{a}x}}{1000} \quad (42)$$

$C_{DBO_5} = \frac{S_o \times Q_{m\acute{a}x}}{1000}$  Onde:

$C_{DBO_5}$  = Carga afluyente de DBO5 (kgDBO5/d);

$S_o$  = Concentração de DBO (mg/L);

$Q_{m\acute{a}x}$  = Vazão máxima (m<sup>3</sup>/d).

### 3.9.4.3 Determinação da taxa de aplicação superficial

Conforme Von Sperling (2002, p. 31), existem várias equações empíricas disponíveis internacionalmente que correlacionam a taxa de aplicação superficial (LS) com a temperatura local. Neste estudo, será utilizada a equação proposta por Mara (1997), que ele afirma ser aplicável globalmente, conforme descrito na Equação 43.

$$L_s = 350 \times (1,107 - (0,002 \times T^{\circ}_{min}))^{T^{\circ}_{min}-25} \quad (43)$$

$L_s = 350 \times (1,107 - (0,002 \times T^{\circ}_{min}))^{T^{\circ}_{min}-25}$  Onde:

$L_s$  = Taxa de aplicação superficial (kgDBO5/ha.d);

$T^{\circ}_{min}$  = Temperatura média do ar no mês mais frio do ano (°C).

Foi adotada uma temperatura média de 22 °C de acordo com dados do INMET (2023).

### 3.9.4.4 Cálculo da área requerida

De acordo com Von Sperling (2002, p. 31), calcula-se a área necessária para a implantação da lagoa facultativa, através da Equação 44.

$$A_{lag} = \frac{C_{DBO_5}}{L_s} \quad (44)$$

$A_{lag} = \frac{C_{DBO_5}}{L_s}$  Onde:

$A_{lag}$  = Área requerida para a lagoa, em hectare (ha);

$C_{DBO_5}$  = Carga de DBO total (kgDBO5/d);

$L_s$  = Taxa de aplicação superficial (kgDBO5/ha.d).

### 3.9.4.5 Adoção da profundidade ( $H_{lag}$ ) e cálculo do volume total ( $V_{lag}$ ) da lagoa

Segundo Von Sperling (2002, p. 34), a profundidade usualmente aceita situa-se na faixa

de 1,5 a 2,0 m. Desta forma, adotou-se  $H_{lag} = 1,80$  m

Assim, sabendo que a lagoa facultativa tem a geometria de um paralelepípedo, é possível calcular seu volume total utilizando a Equação 45.

$$V_{lag} = A_{lag} \times H_{lag} \quad (45)$$

#### 3.9.4.6 $V_{lag} = A_{lag} \times H_{lag}$ Determinação do tempo de detenção hidráulica (t)

Segundo Von Sperling (2002, p.35), o tempo de detenção da lagoa está associado ao volume e a vazão de projeto, conforme a Equação 46.

$$t = \frac{V_{lag}}{Q_{méd,a}} \quad (46)$$

$$t = \frac{V_{lag}}{Q_{méd,a}}$$

#### 3.9.4.7 Cálculo do coeficiente de remoção da DBO

De acordo com Von Sperling (2002, p. 43), a remoção de DBO em lagoas primárias (que recebem esgoto bruto), segundo o modelo de mistura completa e para a temperatura de 20°C, varia entre 0,30 a 0,40 d<sup>-1</sup>.

Como não há um valor fixo para o coeficiente de remoção de DBO, adotou-se o valor médio dessa faixa, resultando em  $K_{20} = 0,35$  d<sup>-1</sup>.

No entanto, conforme indicado por Von Sperling (2002, p. 43), para diferentes temperaturas, é necessário corrigir o valor de  $K_{20}$  conforme a Equação 47.

$$K_T = K_{20} \times \theta^{(T-20)} \quad (47)$$

$K_T = K_{20} \times \theta^{(T-20)}$  Onde:

$K_T$  = coeficiente de remoção de DBO em uma temperatura do líquido T qualquer, (d-1);

$K_{20}$  = coeficiente de remoção de DBO na temperatura do líquido de 20°C (d-1);

T = temperatura desejada, em °C.

$\theta$  = coeficiente de temperatura. É importante destacar que os valores do coeficiente de temperatura variam conforme o coeficiente de remoção de DBO ( $K_{20}$ ) adotado. Segundo a EPA (1983), para  $K_{20} = 0,35$ , o valor de  $\theta$  é 1,085.

#### 3.9.4.8 Estimativa da DBO solúvel efluente

Admitindo-se o sistema de mistura completa, onde a célula não é predominantemente

longitudinal, a DBO solúvel efluente ao tratamento pode ser estimada conforme a Equação 48 (Von Sperling, 2002, p. 47).

$$S_{se} = \frac{S_o}{1 + (K_T \times t)} \quad (48)$$

$$S_{se} = \frac{S_o}{1 + (K_T \times t)} \text{Onde:}$$

$S_{se}$  = DBO solúvel efluente, em mg/L;

$S_o$  = concentração de DBO (mg/L);

$K_T$  = coeficiente de remoção de DBO (d-1);

t = tempo de detenção (dias).

#### 3.9.4.9 Estimativa da DBO particulada efluente

De acordo com Von Sperling (2002, p. 42), não existem modelos matemáticos para estimar a DBO particulada. No entanto, pode-se assumir uma determinada concentração de  $S_{pe}$  na faixa de 60 a 100 mg/L. Neste estudo, adotou-se o valor médio dessa faixa, resultando em 80 mg/L de DBO particulada (SS).

Para cada 1 mg/L de algas serão gerados 0,35 mg/L de DBO5 Von Sperling (2002). Logo, a DBO5 pode ser estimada pela Equação 49.

$$S_{pe} = SS \times S_{alga} \quad (49)$$

$$S_{pe} = SS \times S_{alga} \text{Onde:}$$

$S_{pe}$  = DBO particulada efluente (mg/L)

SS = Concentração de material particulado efluente (mg/L);

$S_{alga}$  = Capacidade de produção de DBO5 por algas (mgDBO5/L).

#### 3.9.4.10 DBO total efluente (STe)

Segundo Von Sperling (2002, p. 40), a DBO total será dada pela soma da DBO solúvel e da DBO particulado. Logo:

$$S_{Te} = S_{se} + S_{pe} \quad (50)$$

$$S_{Te} = S_{se} + S_{pe}$$

#### 3.9.4.11 Cálculo da eficiência na remoção da DBO

De acordo com Von Sperling (2002, p. 44), a eficiência do processo de remoção da DBO



pode ser calculada através da Equação 51.

$$E = \frac{(S_0 - S_{Te})}{S_0} \quad (51)$$

$$E = \frac{(S_0 - S_{Te})}{S_0} \text{ Onde:}$$

E = Eficiência (%);

$S_0$  = Concentração de DBO (mg/L);

$S_{Te}$  = DBO total efluente (mg/L).

#### 3.9.4.12 Dimensões da lagoa facultativa

Para garantir a conformidade com o modelo hidrodinâmico adotado (modelo de mistura completa), optou-se por uma lagoa retangular com uma relação de largura/comprimento de ordem 1:2,5, conforme utilizado Von Sperling (2002).

Assim, pode-se calcular a largura e o comprimento através das Equações 52 e 53.

$$A_{lag} = L_{lag} \times B_{lag} \quad (52)$$

$$L_{lag} = 2,5 \times B_{lag} \quad (53)$$

$$A_{lag} = L_{lag} \times B_{lag} \quad L_{lag} = 2,5 \times B_{lag}$$

#### 3.9.4.13 Estimativa da área total requerida para todo o sistema

Segundo Von Sperling (2002) apud Arceivala (1981), para implementar uma lagoa facultativa, incluindo taludes, urbanização, vias internas, laboratório, estacionamento e outras áreas de influência, é necessário um acréscimo de aproximadamente 25% a 33% em relação à área líquida calculada à meia altura.

Assim, utilizando-se o valor médio entre os dois acréscimos, tem-se a Equação 54.

$$A_{Tlag} = 1,3 \times A_{lag} \quad (54)$$

$$A_{Tlag} = 1,3 \times A_{lag}$$

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

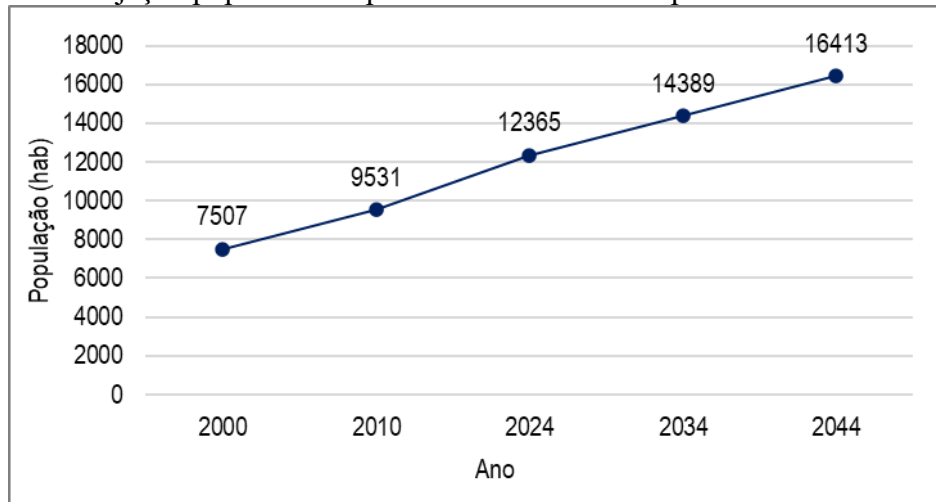
### 4.1 Dimensionamento da rede coletora de efluentes

#### 4.1.1 Estudo populacional

Para o início do dimensionamento da rede, foi necessária a estimativa da população no ano de 2044 com base nos dados do IBGE. A estimativa foi realizada para um período de vinte anos e utilizando dois métodos distintos: método aritmético, método geométrico.

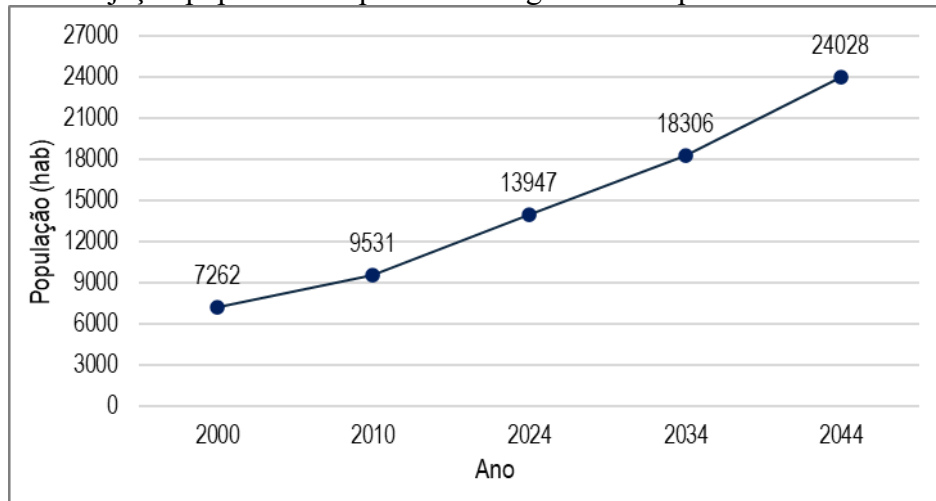
As Figuras 7 e 8 apresentam os resultados alcançados pelos métodos aritmético e geométrico, respectivamente.

Figura 7 – Projeção populacional pelo método aritmético para cidade de Aroeiras-PB



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

Figura 8 – Projeção populacional pelo método geométrico para cidade de Aroeiras-PB



Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

O método geométrico apresentou uma projeção populacional para o ano de 2044 superior à população total registrada no último censo demográfico, que foi de 18.705 habitantes (IBGE, 2024). Diante dessa análise, o método aritmético foi escolhido para representar a projeção populacional, uma vez que resulta em um cenário de crescimento mais realista para a cidade.

Dessa forma, foram estimadas as populações para a zona urbana de Aroeiras-PB, conforme apresentado na Tabela 7.

**Tabela 7 – População de início e fim de plano de projeto.**

Período	Estimativa populacional (habitantes)
2024 (Início)	12365
2044 (Fim)	16413

**Fonte:** Elaborado pelo autor, 2024.

#### **4.1.2 Vazões de dimensionamento e taxas de contribuição linear**

As vazões calculadas e adotadas para o dimensionamento da rede coletora encontram-se na Tabela 8.

**Tabela 8 – Vazões de dimensionamento**

Vazão	Valor (L/s)
Vazão de início de plano	18,89
Vazão de final de plano	30,09

**Fonte:** Elaborado pelo autor, 2024.

As taxas de contribuição linear de início e fim de plano foram respectivamente 1,95 L/s.km e 3,05 L/s.km.

#### **4.1.3 Análise do traçado da rede coletora de esgotos**

O sistema proposto resultou em uma extensão total de 10,20 km, subdividida em 144 trechos, com uma extensão média de 70,84 m. A extensão mínima de um trecho foi de 13,46 m (Trecho 19-8) e a extensão máxima foi de 99,89 m (Trecho 13-4).

A NBR 9649 (ABNT, 1986) "Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário" não especifica uma distância exata entre os órgãos acessórios (PV, TL ou PI). No entanto, recomenda um limite que atenda ao alcance dos equipamentos de desobstrução, sendo normalmente adotado um valor máximo de 100 m, conforme adotado no projeto.

Ao longo de toda a extensão da rede foram distribuídos 3 PIs, 37 TLs, e 105 PVs. Os TLs foram utilizados, substituindo os PVs, em todas as pontas secas, conforme recomendado pela NBR 9649 (ABNT, 1986).

Toda a rede foi projetada com tubulações de PVC com diâmetros de 100, 150, 200 e 250 mm. Os diâmetros adotados garantem lâminas líquidas inferiores a 75% do diâmetro do coletor, em conformidade com a exigência da NBR 9646 (ABNT, 1986). Segundo (Tsutiya e Sobrinho, 2000), isso assegura a ventilação do sistema e o suporte a imprevisões e flutuações excepcionais do nível dos esgotos.

#### ***4.1.4 Análise das profundidades***

De modo geral, a rede coletora apresentou pequenas profundidades. A maioria das singularidades possui profundidade de 1,05 m, com a profundidade máxima adotada no sistema sendo de 3,77 m (PV-63). Os pontos de maior profundidade resultam das irregularidades do terreno, onde, devido a declividades negativas ou inferiores às mínimas calculadas, foi necessário aprofundar a rede.

A NBR 9649:1986 estabelece uma profundidade mínima de 0,90 m para coletores assentados em vias de tráfego. Dessa forma, o projeto está em conformidade com os requisitos da norma. A profundidade máxima, segundo Azevedo Netto e Fernandez (2015), é estabelecida em 4,50 m. Todas as profundidades dimensionadas neste estudo estão abaixo desse limite, demonstrando sua viabilidade para execução.

#### ***4.1.5 Análise da tensão trativa***

Em todos os trechos da rede coletora, a condição de tensão trativa  $\sigma \geq 1,0$  Pa foi atendida, conforme exigido pela NBR 9649 (ABNT, 1986). Segundo Souza (2021), a tensão trativa mínima desempenha um papel crucial na durabilidade das redes coletoras. A adoção de valores de tensão trativa superiores aos mínimos exigidos pela norma é uma forma de assegurar que os materiais sedimentados sejam arrastados com eficiência ao longo da rede, promovendo a autolimpeza e inibindo a formação de sulfetos.

#### ***4.1.6 Análise das velocidades***

A maior velocidade final registrada na rede coletora foi de 1,97 m/s (Trecho 1-17), conforme especificado pela norma NBR 9649 (ABNT, 1986), que estabelece um limite de 5

m/s. Além disso, todas as velocidades finais são inferiores às velocidades críticas, garantindo que o sistema possa operar com uma lâmina líquida máxima de até 75% do diâmetro do coletor.

## 4.2 Dimensionamento das unidades de tratamento

As vazões de dimensionamento das unidades de tratamento estão descritas na Tabela 9.

Tabela 9 – Vazões de dimensionamento das unidades de tratamento

Vazão	Valor (L/s)
Vazão média	17,61
Vazão máxima diária	20,95
Vazão máxima horária	30,98
Vazão mínima	9,25

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

### 4.2.1 Análise da Calha Parshall

Com base nas vazões mínimas e máximas calculadas, foi determinada a Calha Parshall com Garganta de 3” como o modelo ideal para o projeto, conforme os dados apresentados na Tabela 4. De acordo com essa tabela, o modelo em questão opera de forma eficiente em uma faixa de vazão que varia de 0,95 L/s a 53,8 L/s, cobrindo, portanto, a faixa de 9,25 L/s (vazão mínima) a 30,98 L/s (vazão máxima) demandadas neste projeto.

A partir da equação da vazão, descrita no Quadro 1, foram determinadas as alturas de lâmina líquida, o rebaixo na calha Parshall e as alturas de lâmina líquida no canal, cujos valores estão apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 – Dimensões para calha Parshall

Descrição	Valor (m)
Altura de lâmina mínima na calha	0,15
Altura de lâmina média na calha	0,23
Altura de lâmina máxima na calha	0,33
Rebaixo na calha	0,07
Altura de lâmina mínima no canal	0,06
Altura de lâmina média no canal	0,13
Altura de lâmina máxima no canal	0,23

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

### 4.2.2 Análise do Gradeamento

A Tabela 11 apresenta o resultado do gradeamento. Foram levados em consideração a

operação manual e o sistema composto por duas grades (uma média e uma fina).

Tabela 11 – Resultado do dimensionamento do gradeamento

Descrição	Unidade	Valor
Eficiência da grade fina	%	61,22
Eficiência da grade média	%	75,95
Eficiência global das grades	%	90,67
Área útil	m <sup>2</sup>	0,052
Área da seção transversal	m <sup>2</sup>	0,057
Largura do canal	m	0,24
Comprimento das grades	m	0,72
Quantidade de barras na grade fina	-	9
Quantidade de barras na grade média	-	6

Fonte: Elaborado pelo autor, 2024.

A combinação da grade média e da grade fina contribuiu para um aumento significativo da eficiência do sistema, atingindo um valor superior a 90%.

Para garantir o funcionamento adequado do gradeamento, a grade média deve ser instalada antes da grade fina, ambas dispostas na entrada da caixa de areia com um ângulo de 45°, facilitando assim a limpeza manual. Os resíduos gerados nas etapas de gradeamento e desarenamento serão encaminhados ao aterro sanitário utilizado pelo município para a disposição de seus resíduos sólidos.

#### 4.2.3 Análise do Desarenador

A autonomia estabelecida para o sistema é de 14 dias. Considerando que a vazão de projeto é inferior a 100 L/s, a limpeza será realizada manualmente. Conforme as recomendações da NBR 12209 (ABNT, 2011), o sistema é projetado com fluxo horizontal e seção retangular, incluindo uma unidade reserva. Assim, serão construídas duas caixas de areia paralelas, com as dimensões especificadas na Tabela 12, permitindo a desativação de uma unidade para manutenção e limpeza, enquanto a outra continua em operação.

Tabela 12 – Resultado do dimensionamento do gradeamento

Descrição	Unidade	Valor
Largura do desarenador	m	0,4
Comprimento do desarenador	m	5,2
Profundidade do compartimento de armazenamento de areia	m	0,4
Taxa de escoamento superficial	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> -d	1152
Velocidade de escoamento com vazão mínima	m/s	0,30

Velocidade de escoamento com vazão média	m/s	0,30
Velocidade de escoamento com vazão máxima	m/s	0,37

**Fonte:** Elaborado pelo autor, 2024.

O desarenador possui dimensões de 0,40 m de largura, 5,20 m de comprimento e compartimento de armazenamento de areia com profundidade de 0,40 m, atendendo ao mínimo estabelecido pela norma de 0,20 m. A taxa de escoamento superficial encontram-se dentro dos limites estabelecidos pela norma, situando-se entre 600 e 1300 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>·dia. Todas as velocidades de escoamento verificadas estão conforme a NBR 12209 (ABNT, 2011) que recomenda valores de 0,25 a 0,40 m/s.

#### 4.2.4 Análise da Lagoa Facultativa

Na Tabela 13, são apresentadas as dimensões resultantes do dimensionamento da lagoa facultativa.

Tabela 13 – Resultado do dimensionamento da lagoa

Descrição	Unidade	Valor
Área requerida	m <sup>2</sup>	36282
Área total	m <sup>2</sup>	47166
Volume	m <sup>3</sup>	65307
Comprimento da lagoa	m	301
Largura da lagoa	m	120
Tempo de detenção hidráulica	dias	43

**Fonte:** Elaborado pelo autor, 2024.

Considerando as dimensões obtidas para a lagoa, o seu TDH foi de 43 dias. Segundo Von Sperling (2002), para lagoas facultativas primárias tratando esgoto doméstico, o tempo de detenção hidráulica varia entre 15 e 45 dias. Sendo assim, o valor obtido está dentro do recomendado, garantindo a segurança do sistema de tratamento.

Um dos parâmetros mais importantes da lagoa facultativa é sua eficiência. Na Tabela 14, são apresentados os resultados da estimativa de eficiência da lagoa.

Tabela 14 – Estimativa de eficiência da lagoa facultativa

Descrição	Unidade	Valor
DBO afluente	mg/L	582,6
Estimativa da DBO solúvel efluente	mg/L	31,4
Estimativa da DBO particulada efluente	mg/L	28
DBO total efluente	mg/L	59,4
Eficiência na remoção da DBO	%	89,8

**Fonte:** Elaborado pelo autor, 2024.

A estimativa de eficiência da lagoa na remoção de DBO foi de 89,80%, valor próximo ao descritos na literatura, que é na faixa de 75% a 80 (Von Sperling, 2002).

Para que os efluentes sejam lançados no corpo receptor, devem atender aos padrões de qualidade da legislação federal estabelecidos pelo CONAMA, na Resolução nº 430 de 2011 (BRASIL, 2011). Esta resolução estabelece que a concentração máxima de DBO no efluente tratado deve ser de 120 mg/L e que o sistema de tratamento deve ter uma eficiência mínima de 60%. Analisando os resultados da Tabela 14, conclui-se que o tratamento realizado pela lagoa facultativa atende aos parâmetros exigidos pelo CONAMA, tendo em vista que sua eficiência foi estimada em 89,80% e a concentração final de DBO no efluente tratado é de apenas 59,4 mg/L.



## 5 CONCLUSÃO

O presente estudo buscou propor um SES para a zona urbana do município de Aroeiras – PB. A principal motivação baseou-se nas condições precárias do saneamento básico do município, especialmente no que diz respeito ao esgotamento sanitário, caracterizado pela inexistência de coleta, transporte e tratamento adequado dos efluentes domésticos.

O sistema proposto foi elaborado para atender toda a população da zona urbana e possui um horizonte de projeto de 20 anos (2024-2044). Ele é composto por uma rede coletora e uma estação de tratamento, que inclui os seguintes processos: gradeamento, desarenador, calha Parshall e lagoa facultativa.

A rede coletora dimensionada é economicamente e tecnicamente eficiente, aproveitando a topografia do terreno para promover o escoamento por gravidade. Em todo o sistema foram utilizadas tubulações de PVC com diâmetros de 100, 150, 200 e 250 mm. A profundidade mínima é de 1,00 m e a máxima é inferior a 4,00 m, fatores que garantem facilidade de execução e manutenção, visto que o material é mais leve e a profundidade máxima está dentro dos valores de referência da literatura quando se trata de concepções econômicas.

O sistema de tratamento projetado apresentou estimativas excelentes de eficiência. A lagoa facultativa demonstrou uma eficácia na remoção de DBO de 89,80%, possibilitando o alcance de valores médios pós-tratamento que atendem aos padrões estabelecidos pela legislação ambiental. Entretanto, a Resolução nº 357 de 2005 do CONAMA (BRASIL, 2005) define outras condições que devem ser atendidas pelo efluente, como: cor, turbidez, fósforo total, clorofila e densidade de cianobactérias. Portanto, é necessário que, antes do lançamento do efluente no corpo receptor, sejam feitas análises para assegurar o atendimento de todos os padrões exigidos.

## 6 REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). Atlas esgotos: despoluição de bacias hidrográficas. **Agência Nacional das Águas (ANA)**, 2017.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12207: Projeto de interceptores de esgoto sanitário**. ABNT, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12208: Projeto de estações elevatórias de esgoto sanitário**. ABNT, 1992.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9649: projeto de redes coletoras de esgoto sanitário**. ABNT, 1986.

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

BRASIL. Instituto Trata Brasil. **Desigualdade de três dígitos: Ranking do Saneamento 2023 destaca que o tratamento de esgoto é 340% maior nos 20 municípios mais bem colocados do que nos 20 piores do Brasil**. Brasil. 15ª ed. Mar. 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 [...] e dá outras providências. Brasília, DF: Diário Oficial da União, 2020. Disponível em: <https://www.in.gov.br/web/dou/-/lei-n-14.026-de-15-de-julho-de-2020-267035421>. Acesso em: 12 Mar. 2024.

BRASIL. Ministério da Saúde. Fundação Nacional de Saúde - Funasa. **Manual de saneamento**. 5. ed. Brasília: Funasa, 2019. 545 p.

BRASIL. Resolução CONAMA nº 357, de 17 de março de 2005. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências. Brasília, 17 mar. 2005

BRASIL. Resolução nº 430, de 13 de maio de 2011. Dispõe sobre as condições e padrões de lançamento de efluentes, complementa e altera a Resolução nº 357, de 17 de março de 2005, do Conselho Nacional do Meio Ambiente-CONAMA. **Diário Oficial da União**, 2011

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/\\_ato20072010/2007/lei/11445.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato20072010/2007/lei/11445.htm) . Acesso em: 12 Mar. 2024.

CARVALHO, José Valderisso Alfredo. Proposta de sistema de esgotamento sanitário para o município de Riacho de Santana/RN. 2022. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal de Campina Grande.

CELESTINO, Renan Nijenhuis. Método não destrutivo (msd) como alternativa de execução em sistemas de esgotamento sanitário-estudo de caso envolvendo análise em campo e de projeto. 2017. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal de Santa Catarina.

COSTA, Raissa Nathércia Fernandes. Metodologia para seleção de sistemas de tratamento de esgoto para pequenos municípios do semiárido brasileiro. 2022. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

CRESPO, P.G.- Sistemas de Esgotos- Editora UFMG. Belo Horizonte. 2021

DE FEO, G.; MAYS, L.; ANGELAKIS, A. N. Water and wastewater management 38 technologies in the ancient Greek and Roman civilizations. In: Water-quality engineering. Elsevier, 2011. p. 3-22.

EPA. Design Manual. Municipal wastewater stabilization ponds. United States Environmental Protection Agency: 1983, 327 p

FEWTRELL, Lorna et al. Water, sanitation, and hygiene interventions to reduce diarrhoea in less developed countries: a systematic review and meta-analysis. **The Lancet infectious diseases**, v. 5, n. 1, p. 42-52, 2005.

HOMRICH, Bianca de Souto. **Diagnóstico do sistema de esgotamento sanitário de municípios do Rio Grande do Norte**. 2020. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

INMET- Instituto Nacional de Meteorologia. Boletim Agroclimatológico mensal, v. 58, n. 08, Agosto 2023. Disponível em: <http://www.inmet.gov.br/>. Acesso em: 15 Mar. 2024.

INSTITUTO TRATA BRASIL; CONSELHO EMPRESARIAL BRASILEIRO PARA O DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL - CEBDS. **Benefícios Econômicos da Expansão do Saneamento Brasileiro**. São Paulo: Instituto Trata Brasil, 2014. 1 arquivo online (73 p.). Disponível em: [CEBDS Beneficios-economicos-da-expansao-saneamento-brasileiro\\_PT\\_2014.pdf](#). Acesso em: 21 jan. 2024.

JORDÃO, E. P.; PESSOA, C.A. Tratamento de esgotos domésticos. 6 ed. Rio de Janeiro: ABES, 2011.

LEAL, FABIANO CESAR TOSETTI; DE FORA, Juiz. Contexto e prática da Engenharia Sanitária e Ambiental. **Faculdade de Engenharia UFJF. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental. Curso de Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental. 3ª edição**, 2012.

LOPES, G. G. M; FERNANDES, R. T. V. Índice de Carência Habitacional: Um olhar voltado para o saneamento básico de Itajá/RN. 2021. Disponível em: <https://repositorio.ufersa.edu.br/items/6036ee73-0048-4b3f-ae84-d3ebcc4fea43>. Acesso em : 15 Amr. 2024.

MARA, Duncan. **Design manual for waste stabilisation ponds in India**. Leeds: Lagoon

Technology International, 1997.

MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO REGIONAL. **SNIS– Série Histórica. Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento.** 2020. Disponível em: <http://app4.mdr.gov.br/serieHistorica/>. Acesso em: 02 Mai. 2024

MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO REGIONAL. **SNIS– Série Histórica. Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento.** 2021. Disponível em: <http://app4.mdr.gov.br/serieHistorica/>. Acesso em: 02 Mai. 2024

MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO REGIONAL. **SNIS– Série Histórica. Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento.** 2023. Disponível em: <http://app4.mdr.gov.br/serieHistorica/>. Acesso em: 02 Mar. 2024

NETTO, José M. de Azevedo. Manual de hidráulica. 8ª edição. São Paulo. Blucher, 1998.

PAIVA, M. A. Avaliação do impacto da água de chuva na vazão afluente à ETE Norte na cidade de Palmas (TO). Trabalho de Conclusão do Curso de Engenharia Civil. Palmas: Centro Universitário Luterano de Palmas, 2017

ROSSONI, Hygor Aristides Victor et al. Aspectos socioeconômicos e de desenvolvimento humano municipal determinantes na ausência de prestadores de serviços de esgotamento sanitário no Brasil. **Engenharia Sanitária e Ambiental**, v. 25, p. 393-402, 2020.

SOUZA, G. F. Impacto da tensão trativa adotada no dimensionamento de rede coletora de esgoto sanitário sobre os seus custos construtivos. 2021. 119 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2021.

TSUTIYA, M. T. Coleta e transporte de esgoto sanitário. 2ª edição. Editora PHD/EPUSP, 1999.

TSUTIYA, M.T.; ALEM SOBRINHO, P. Coleta e transporte de esgoto sanitário. 2. ed. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica de São Paulo, 2000.

TSUTIYA, Milton Tomoyuki; SOBRINHO, Pedro Além. Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário. 3. Ed. Rio de Janeiro: Abes, 2011.

UNITED NATIONS CHILDREN'S FUND (UNICEF); WORLD HEALTH ORGANIZATION (WHO). Diarrhoea: **Why children are still dying and what can be done.** New York, Geneva: UNICEF/WHO, 2009.

VIEIRA, Marcelo. Análise de processos construtivos e elaboração de composição de serviços de obra de esgotamento sanitário. 2011. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal de Santa Catarina.

VON SPELING, M. Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos (Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias). 3 ed. Belo Horizonte: DESA/UFMG, 2005.

VON SPELING, M. Princípios do tratamento biológico de águas residuárias: Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos. 2 ed. Belo Horizonte: DESA/UFMG, 1996.

VON SPELING, M. Lagoas de estabilização. V. 3, 2 ed. Belo Horizonte: DESA/UFMG, 2002.

## 7 ANEXO A – DIMENSIONAMENTO DA REDE COLETORA

Trecho	PV	Extensão (m)	Contr. Lin. (l/s.km)	Contr. do Trecho (l/s)	Vazão a Montante (l/s)	Vazão a Jusante (l/s)	Declividade e (m/m)	Diâmetro (mm)	Cota do Terreno (m)	Cota do Coletor (m)	Rec. do Coletor (m)	Prof. do Coletor (m)	Lâmina Líquida (Y/D)	Velocidade (m/s)	Tensão Trativa (Pa)	Velocidade Crítica (m/s)
			Inicial	Inicial	Inicial	Inicial			Montante	Montante	Montante	Montante	Inicial	Inicial		
			Final	Final	Final	Final			Jusante	Jusante	Jusante	Jusante	Final	Final		
1-1	TL-1	70,49	1,95	0,138	0	0,138	0,0391	150	382,21	381,31	0,90	1,05	0,15	0,89	5,4	2,23
	PV-1		3,05	0,215	0	0,215			379,46	378,56	0,90	1,05	0,15	0,89		
1-2	PV-1	79,27	1,95	0,155	0,138	0,292	0,0251	150	379,46	378,56	0,90	1,05	0,17	0,76	3,82	2,34
	PV-2		3,05	0,242	0,215	0,457			377,47	376,57	0,90	1,05	0,17	0,76		
1-3	PV-2	57,5	1,95	0,112	0,292	0,405	0,0256	150	377,47	376,57	0,90	1,05	0,17	0,76	3,89	2,34
	PV-3		3,05	0,175	0,457	0,632			376,00	375,10	0,90	1,05	0,17	0,76		
2-1	TL-2	95,38	1,95	0,186	0	0,186	0,1422	150	389,56	388,66	0,90	1,05	0,11	1,39	14,7	1,93
	PV-3		3,05	0,291	0	0,291			376,00	375,10	0,90	1,05	0,11	1,39		
1-4	PV-3	86,71	1,95	0,169	0,591	0,76	0,0413	150	376,00	375,10	0,90	1,05	0,15	0,9	5,64	2,22
	PV-4		3,05	0,264	0,923	1,187			372,42	371,52	0,90	1,05	0,15	0,9		
1-5	PV-4	90,47	1,95	0,177	0,76	0,937	0,04	150	372,42	371,52	0,90	1,05	0,15	0,89	5,5	2,22
	PV-5		3,05	0,276	1,187	1,463			368,80	367,90	0,90	1,05	0,15	0,89		
3-1	TL-3	54,02	1,95	0,105	0	0,105	0,2391	150	386,45	385,55	0,90	1,05	0,1	1,67	21,99	1,82
	PV-22		3,05	0,165	0	0,165			373,53	372,63	0,90	1,05	0,1	1,67		
4-1	TL-4	98,77	1,95	0,193	0	0,193	0,0045	150	372,67	371,77	0,90	1,05	0,26	0,41	1	2,83
	PV-22		3,05	0,301	0	0,301			373,53	371,32	2,21	2,36	0,26	0,41		
3-2	PV-22	71,24	1,95	0,139	0,298	0,437	0,048	150	373,53	371,32	2,21	2,36	0,14	0,95	6,34	2,18
	PV-5		3,05	0,217	0,466	0,683			368,80	367,90	0,90	1,05	0,14	0,95		
1-6	PV-5	91,64	1,95	0,179	1,374	1,553	0,0271	150	368,80	367,90	0,90	1,05	0,17	0,79	4,13	2,58
	PV-6		3,05	0,279	2,147	2,426			366,31	365,41	0,90	1,05	0,21	0,9		
1-7	PV-6	50,92	1,95	0,099	1,553	1,652	0,016	150	366,31	365,41	0,90	1,05	0,2	0,67	2,81	2,77
	PV-7		3,05	0,155	2,426	2,581			365,50	364,60	0,90	1,05	0,25	0,76		
5-1	TL-5	96,75	1,95	0,189	0	0,189	0,0293	150	379,07	378,17	0,90	1,05	0,16	0,8	4,31	2,3
	PV-23		3,05	0,295	0	0,295			376,24	375,34	0,90	1,05	0,16	0,8		
5-2	PV-23	97,52	1,95	0,19	0,189	0,379	0,0372	150	376,24	375,34	0,90	1,05	0,15	0,87	5,2	2,24
	PV-24		3,05	0,297	0,295	0,592			372,61	371,71	0,90	1,05	0,15	0,87		
5-3	PV-24	85,08	1,95	0,166	0,379	0,545	0,038	150	372,61	371,71	0,90	1,05	0,15	0,88	5,28	2,24
	PV-25		3,05	0,259	0,592	0,852			369,38	368,48	0,90	1,05	0,15	0,88		
5-4	PV-25	83,89	1,95	0,164	0,545	0,709	0,0299	150	369,38	368,48	0,90	1,05	0,16	0,81	4,39	2,3
	PV-26		3,05	0,256	0,852	1,108			366,86	365,96	0,90	1,05	0,16	0,81		
5-5	PV-26	81,32	1,95	0,159	0,709	0,868	0,0168	150	366,86	365,96	0,90	1,05	0,19	0,66	2,8	2,45
	PV-7		3,05	0,248	1,108	1,356			365,50	364,60	0,90	1,05	0,19	0,66		
1-8	PV-7	32,52	1,95	0,063	2,52	2,583	0,0045	150	365,50	364,60	0,90	1,05	0,34	0,48	1,26	3,48
	PV-8		3,05	0,099	3,937	4,036			366,00	364,45	1,55	1,70	0,44	0,54		

Trecho	PV	Extensão (m)	Contr. Lin. (l/s.km)	Contr. do Trecho (l/s)	Vazão a Montante (l/s)	Vazão a Jusante (l/s)	Declividade e (m/m)	Diâmetro (mm)	Cota do Terreno (m)	Cota do Coletor (m)	Rec. do Coletor (m)	Prof. do Coletor (m)	Lâmina Líquida (Y/D)	Velocidade (m/s)	Tensão Trativa (Pa)	Velocidade Crítica (m/s)
			Inicial	Inicial	Inicial	Inicial			Montante	Montante	Montante	Montante	Inicial	Inicial		
			Final	Final	Final	Final			Jusante	Jusante	Jusante	Jusante	Final	Final		
6-1	TL-6	98,91	1,95	0,193	0	0,193	0,0275	150	373,64	372,74	0,90	1,05	0,17	0,78	4,11	2,32
	PV-27		3,05	0,302	0	0,302			370,92	370,02						
6-2	PV-27	99,64	1,95	0,194	0,193	0,388	0,0212	150	370,92	370,02	0,90	1,05	0,18	0,72	3,36	2,39
	PV-28		3,05	0,304	0,302	0,606			368,80	367,90						
6-3	PV-28	99,42	1,95	0,194	0,388	0,582	0,0111	150	368,80	367,90	0,90	1,05	0,21	0,57	2,02	2,57
	PV-29		3,05	0,303	0,606	0,909			367,70	366,80						
6-4	PV-29	37,66	1,95	0,073	0,582	0,655	0,0451	150	367,70	366,80	0,90	1,05	0,15	0,93	6,04	2,19
	PV-8		3,05	0,115	0,909	1,024			366,00	365,10						
7-1	TL-7	70	1,95	0,137	0	0,137	0,1191	150	378,34	377,44	0,90	1,05	0,12	1,31	12,82	1,97
	PV-30		3,05	0,213	0	0,213			370,00	369,10						
7-2	PV-30	50,99	1,95	0,1	0,137	0,236	0,0784	150	370,00	369,10	0,90	1,05	0,13	1,13	9,27	2,06
	PV-8		3,05	0,156	0,213	0,369			366,00	365,10						
1-9	PV-8	38,02	1,95	0,074	3,474	3,549	0,006	150	366,00	364,45	1,55	1,70	0,38	0,58	1,81	3,6
	PV-9		3,05	0,116	5,429	5,545			365,13	364,23						
8-1	TL-8	99,72	1,95	0,195	0	0,195	0,026	150	372,86	371,96	0,90	1,05	0,17	0,77	3,93	2,33
	PV-31		3,05	0,304	0	0,304			370,27	369,37						
8-2	PV-31	98,92	1,95	0,193	0,195	0,388	0,023	150	370,27	369,37	0,90	1,05	0,17	0,74	3,57	2,37
	PV-32		3,05	0,302	0,304	0,606			368,00	367,10						
8-3	PV-32	99,81	1,95	0,195	0,388	0,583	0,0111	150	368,00	367,10	0,90	1,05	0,21	0,57	2,03	2,56
	PV-33		3,05	0,304	0,606	0,91			366,89	365,99						
8-4	PV-33	22,09	1,95	0,043	0,583	0,626	0,0798	150	366,89	365,99	0,90	1,05	0,13	1,14	9,4	2,06
	PV-9		3,05	0,067	0,91	0,978			365,13	364,23						
1-10	PV-9	68,91	1,95	0,134	4,174	4,309	0,0369	150	365,13	364,23	0,90	1,05	0,26	1,18	8,22	3,11
	PV-10		3,05	0,21	6,522	6,732			362,58	361,68						
1-11	PV-10	70,86	1,95	0,138	4,309	4,447	0,0045	150	362,58	361,68	0,90	1,05	0,46	0,56	1,57	3,84
	PV-11		3,05	0,216	6,732	6,949			362,90	361,36						
1-12	PV-11	76,37	1,95	0,149	4,447	4,596	0,0045	150	362,90	361,36	1,54	1,69	0,47	0,56	1,59	3,86
	PV-12		3,05	0,233	6,949	7,181			362,00	361,02						
1-13	PV-12	80,22	1,95	0,157	4,596	4,753	0,0153	150	362,00	361,02	0,98	1,13	0,34	0,89	4,29	3,48
	PV-13		3,05	0,245	7,181	7,426			360,69	359,79						
9-1	TL-9	94,94	1,95	0,185	0	0,185	0,1168	150	390,64	389,74	0,90	1,05	0,12	1,3	12,63	1,97
	PV-34		3,05	0,29	0	0,29			379,55	378,65						
9-2	PV-34	60,66	1,95	0,118	0,185	0,304	0,0902	150	379,55	378,65	0,90	1,05	0,12	1,19	10,33	2,03
	PV-35		3,05	0,185	0,29	0,475			374,07	373,17						

Trecho	PV	Extensão (m)	Contr. Lin. (l/s.km)	Contr. do Trecho (l/s)	Vazão a Montante (l/s)	Vazão a Jusante (l/s)	Declividade (m/m)	Diâmetro (mm)	Cota do Terreno (m)	Cota do Coletor (m)	Rec. do Coletor (m)	Prof. do Coletor (m)	Lâmina Líquida (Y/D)	Velocidade (m/s)	Tensão Trativa (Pa)	Velocidade Crítica (m/s)
			Inicial	Inicial	Inicial	Inicial			Montante	Montante	Montante	Montante	Inicial	Inicial		
			Final	Final	Final	Final			Jusante	Jusante	Jusante	Jusante	Final	Final		
9-3	PV-35	94,68	1,95	0,185	0,304	0,489	0,1266	150	374,07	373,17	0,90	1,05	0,11	1,34	13,44	1,96
	PV-36		3,05	0,289	0,475	0,763			362,09	361,19						
10-1	TL-10	87,13	1,95	0,17	0	0,17	0,0589	150	367,22	366,32	0,90	1,05	0,14	1,02	7,42	2,13
	PV-36		3,05	0,266	0	0,266			362,09	361,19						
9-4	PV-36	18,33	1,95	0,036	0,659	0,694	0,0766	150	362,09	361,19	0,90	1,05	0,13	1,12	9,1	2,07
	PV-13		3,05	0,056	1,029	1,085			360,69	359,79						
1-14	PV-13	19,42	1,95	0,038	5,447	5,485	0,0542	150	360,69	359,79	0,90	1,05	0,27	1,46	12,32	3,15
	PV-14		3,05	0,059	8,511	8,57			359,64	358,74						
11-1	TL-11	70,48	1,95	0,138	0	0,138	0,0045	150	392,39	391,49	0,90	1,05	0,26	0,41	1	2,83
	PV-37		3,05	0,215	0	0,215			392,64	391,17						
11-2	PV-37	83,66	1,95	0,163	0,138	0,301	0,0182	150	392,64	391,17	1,47	1,62	0,18	0,68	2,99	2,43
	PV-38		3,05	0,255	0,215	0,47			390,55	389,65						
11-3	PV-38	93,21	1,95	0,182	0,301	0,483	0,051	150	390,55	389,65	0,90	1,05	0,14	0,97	6,64	2,16
	PV-39		3,05	0,284	0,47	0,754			385,79	384,89						
11-4	PV-39	87,92	1,95	0,172	0,483	0,654	0,0599	150	385,79	384,89	0,90	1,05	0,14	1,03	7,53	2,13
	PV-40		3,05	0,268	0,754	1,022			380,52	379,62						
11-5	PV-40	80,04	1,95	0,156	0,654	0,811	0,0594	150	380,52	379,62	0,90	1,05	0,14	1,03	7,47	2,13
	PV-41		3,05	0,244	1,022	1,267			375,77	374,87						
12-1	TL-12	97,88	1,95	0,191	0	0,191	0,0045	150	374,33	373,43	0,90	1,05	0,26	0,41	1	2,83
	PV-41		3,05	0,299	0	0,299			375,77	372,99						
11-6	PV-41	87,84	1,95	0,171	1,002	1,173	0,042	150	375,77	372,99	2,77	2,92	0,15	0,91	5,71	2,31
	PV-42		3,05	0,268	1,565	1,833			370,20	369,30						
13-1	TL-13	79,67	1,95	0,155	0	0,155	0,0303	150	393,25	392,35	0,90	1,05	0,16	0,81	4,44	2,29
	PV-48		3,05	0,243	0	0,243			390,83	389,93						
13-2	PV-48	76,5	1,95	0,149	0,155	0,305	0,0542	150	390,83	389,93	0,90	1,05	0,14	0,99	6,96	2,15
	PV-49		3,05	0,233	0,243	0,476			386,69	385,79						
14-1	TL-14	99,27	1,95	0,194	0	0,194	0,0786	150	394,49	393,59	0,90	1,05	0,13	1,13	9,29	2,06
	PV-49		3,05	0,303	0	0,303			386,69	385,79						
13-3	PV-49	98,37	1,95	0,192	0,499	0,691	0,0614	150	386,69	385,79	0,90	1,05	0,14	1,04	7,67	2,12
	PV-50		3,05	0,3	0,779	1,079			380,65	379,75						
13-4	PV-50	99,89	1,95	0,195	0,691	0,886	0,0626	150	380,65	379,75	0,90	1,05	0,14	1,05	7,78	2,12
	PV-51		3,05	0,305	1,079	1,384			374,40	373,50						
13-5	PV-51	65,11	1,95	0,127	0,886	1,013	0,0645	150	374,40	373,50	0,90	1,05	0,13	1,06	7,97	2,13
	PV-42		3,05	0,199	1,384	1,582			370,20	369,30						



Trecho	PV	Extensão (m)	Contr. Lin. (l/s.km)	Contr. do Trecho (l/s)	Vazão a Montante (l/s)	Vazão a Jusante (l/s)	Declividade (m/m)	Diâmetro (mm)	Cota do Terreno (m)	Cota do Coletor (m)	Rec. do Coletor (m)	Prof. do Coletor (m)	Lâmina Líquida (Y/D)	Velocidade (m/s)	Tensão Trativa (Pa)	Velocidade Crítica (m/s)
			Inicial	Inicial	Inicial	Inicial			Montant	Montante	Montante	Montante	Inicial	Inicial		
			Final	Final	Final	Final			Jusante	Jusante	Jusante	Jusante	Final	Final		
11-7	PV-42	54,02	1,95	0,105	2,186	2,291	0,0381	150	370,20	369,30	0,90	1,05	0,19	1	6,39	2,71
	PV-43		3,05	0,165	3,415	3,58			368,14	367,24	0,90	1,05	0,23	1,14		
15-1	TL-15	98,81	1,95	0,193	0	0,193	0,0795	100	376,00	375,10	0,90	1,00	0,19	1,49	8,8	2
	PV-43		3,05	0,301	0	0,301			368,14	367,24	0,90	1,00	0,19	1,49		
11-8	PV-43	55,4	1,95	0,108	2,484	2,592	0,0357	150	368,14	367,24	0,90	1,05	0,2	1,01	6,41	2,8
	PV-44		3,05	0,169	3,881	4,05			366,17	365,27	0,90	1,05	0,25	1,15		
16-1	TL-16	92,29	1,95	0,18	0	0,18	0,0664	150	372,92	372,02	0,90	1,05	0,13	1,07	8,15	2,1
	PV-52		3,05	0,281	0	0,281			366,79	365,89	0,90	1,05	0,13	1,07		
17-1	TL-17	73,52	1,95	0,143	0	0,143	0,0606	150	371,25	370,35	0,90	1,05	0,14	1,03	7,59	2,12
	PV-52		3,05	0,224	0	0,224			366,79	365,89	0,90	1,05	0,14	1,03		
16-2	PV-52	80,34	1,95	0,157	0,324	0,48	0,0045	150	366,79	365,89	0,90	1,05	0,26	0,41	1	2,83
	PV-53		3,05	0,245	0,506	0,751			367,00	365,53	1,47	1,62	0,26	0,41		
16-3	PV-53	73,19	1,95	0,143	0,48	0,623	0,0059	150	367,00	365,53	1,47	1,62	0,24	0,45	1,24	2,75
	PV-54		3,05	0,223	0,751	0,974			366,00	365,10	0,90	1,05	0,24	0,45		
37-1	TL-37	62,41	1,95	0,122	0	0,122	0,0088	100	366,55	365,65	0,90	1,00	0,37	0,57	1,73	2,67
	PV-54		3,05	0,19	0	0,19			366,00	365,10	0,90	1,00	0,37	0,57		
16-4	PV-54	56,75	1,95	0,111	0,745	0,856	0,0225	150	366,00	365,10	0,90	1,05	0,17	0,73	3,52	2,37
	PV-55		3,05	0,173	1,164	1,337			364,72	363,82	0,90	1,05	0,17	0,73		
16-5	PV-55	85,7	1,95	0,167	0,856	1,023	0,0045	150	364,72	363,82	0,90	1,05	0,26	0,41	1	2,87
	PV-56		3,05	0,261	1,337	1,599			366,69	363,44	3,26	3,41	0,27	0,42		
16-6	PV-56	79,71	1,95	0,156	1,023	1,179	0,0045	150	366,69	363,44	3,26	3,41	0,26	0,41	1	2,96
	PV-44		3,05	0,243	1,599	1,842			366,17	363,08	3,09	3,24	0,29	0,44		
11-9	PV-44	91,24	1,95	0,178	3,771	3,949	0,0045	150	366,17	363,08	3,09	3,24	0,43	0,54	1,5	3,77
	PV-45		3,05	0,278	5,892	6,17			364,00	362,67	1,33	1,48	0,56	0,61		
11-10	PV-45	98,5	1,95	0,192	3,949	4,141	0,0181	150	364,00	362,67	1,33	1,48	0,3	0,91	4,62	3,32
	PV-46		3,05	0,3	6,17	6,471			361,78	360,88	0,90	1,05	0,39	1,03		
11-11	PV-46	95,69	1,95	0,187	4,141	4,328	0,0186	150	361,78	360,88	0,90	1,05	0,31	0,93	4,81	3,34
	PV-47		3,05	0,292	6,471	6,762			360,00	359,10	0,90	1,05	0,39	1,05		
11-12	PV-47	52,05	1,95	0,102	4,328	4,43	0,007	150	360,00	359,10	0,90	1,05	0,41	0,66	2,23	3,7
	PV-14		3,05	0,159	6,762	6,921			359,64	358,74	0,90	1,05	0,53	0,74		
1-15	PV-14	24,29	1,95	0,047	9,915	9,962	0,0045	200	359,64	358,74	0,90	1,10	0,47	0,68	2,13	4,47
	PV-15		3,05	0,074	15,491	15,565			359,55	358,63	0,92	1,12	0,62	0,76		
1-16	PV-15	97,26	1,95	0,19	9,962	10,152	0,0175	200	359,55	358,63	0,92	1,12	0,33	1,13	6,33	3,95
	PV-16		3,05	0,297	15,565	15,862			357,82	356,92	0,90	1,10	0,42	1,27		
18-1	TL-18	66,6	1,95	0,13	0	0,13	0,1086	150	374,23	373,33	0,90	1,05	0,12	1,27	11,93	1,99
	PV-57		3,05	0,203	0	0,203			367,00	366,10	0,90	1,05	0,12	1,27		

Trecho	PV	Extensão (m)	Contr. Lín. (l/s.km)	Contr. do Trecho (l/s)	Vazão a Montante (l/s)	Vazão a Jusante (l/s)	Declividade e (m/m)	Diâmetro (mm)	Cota do Terreno (m)	Cota do Coletor (m)	Rec. do Coletor (m)	Prof. do Coletor (m)	Lâmina Líquida (Y/D)	Velocidade (m/s)	Tensão Trativa (Pa)	Velocidade Crítica (m/s)
			Inicial	Inicial	Inicial	Inicial			Montant	Montante	Montante	Montante	Inicial	Inicial		
			Final	Final	Final	Final			Jusante	Jusante	Jusante	Jusante	Final	Final		
18-2	PV-57	56,17	1,95	0,11	0,13	0,24	0,1634	150	367,00	366,10	0,90	1,05	0,11	1,46	16,37	1,9
	PV-16		3,05	0,171	0,203	0,374			357,82	356,92	0,90	1,05	0,11	1,46		
1-17	PV-16	78,06	1,95	0,152	10,391	10,544	0,0563	200	357,82	356,92	0,90	1,10	0,25	1,73	16,12	3,53
	PV-17		3,05	0,238	16,236	16,475			353,43	352,53	0,90	1,10	0,31	1,97		
1-18	PV-17	91,19	1,95	0,178	10,544	10,722	0,0105	200	353,43	352,53	0,90	1,10	0,39	0,95	4,33	4,2
	PV-18		3,05	0,278	16,475	16,753			352,47	351,57	0,90	1,10	0,5	1,07		
1-19	PV-18	56,75	1,95	0,111	10,722	10,833	0,0045	200	352,47	351,57	0,90	1,10	0,5	0,7	2,19	4,52
	PV-19		3,05	0,173	16,753	16,926			352,85	351,31	1,54	1,74	0,66	0,77		
19-1	TL-19	68,84	1,95	0,134	0	0,134	0,1034	150	386,26	385,36	0,90	1,05	0,12	1,25	11,49	2
	PV-58		3,05	0,21	0	0,21			379,14	378,24	0,90	1,05	0,12	1,25		
19-2	PV-58	94,33	1,95	0,184	0,134	0,318	0,1195	150	379,14	378,24	0,90	1,05	0,12	1,31	12,85	1,97
	PV-59		3,05	0,288	0,21	0,498			367,87	366,97	0,90	1,05	0,12	1,31		
19-3	PV-59	66,38	1,95	0,13	0,318	0,448	0,0045	150	367,87	366,97	0,90	1,05	0,26	0,41	1	2,83
	PV-60		3,05	0,202	0,498	0,7			368,39	366,67	1,72	1,87	0,26	0,41		
19-4	PV-60	81,84	1,95	0,16	0,448	0,608	0,0045	150	368,39	366,67	1,72	1,87	0,26	0,41	1	2,83
	PV-61		3,05	0,25	0,7	0,95			369,81	366,30	3,51	3,66	0,26	0,41		
20-1	TL-20	72,42	1,95	0,141	0	0,141	0,0423	150	372,87	371,97	0,90	1,05	0,15	0,91	5,74	2,21
	PV-61		3,05	0,221	0	0,221			369,81	368,91	0,90	1,05	0,15	0,91		
19-5	PV-61	55,66	1,95	0,109	0,749	0,858	0,0045	150	369,81	366,30	3,51	3,66	0,26	0,41	1	2,83
	PV-62		3,05	0,17	1,17	1,34			369,45	366,05	3,40	3,55	0,26	0,41		
19-6	PV-62	70,83	1,95	0,138	0,858	0,996	0,0045	150	369,45	366,05	3,40	3,55	0,26	0,41	1	2,85
	PV-63		3,05	0,216	1,34	1,556			369,35	365,73	3,62	3,77	0,26	0,42		
19-7	PV-63	38,51	1,95	0,075	0,996	1,071	0,0045	150	369,35	365,73	3,62	3,77	0,26	0,41	1	2,9
	PV-64		3,05	0,117	1,556	1,674			369,15	365,56	3,59	3,74	0,27	0,43		
19-8	PV-64	13,46	1,95	0,026	1,071	1,097	0,0045	150	369,15	365,56	3,59	3,74	0,26	0,41	1	2,91
	PV-65		3,05	0,041	1,674	1,715			368,85	365,50	3,35	3,50	0,28	0,43		
21-1	TL-21	79,38	1,95	0,155	0	0,155	0,0661	150	385,00	384,10	0,90	1,05	0,13	1,07	8,12	2,1
	PV-71		3,05	0,242	0	0,242			379,75	378,85	0,90	1,05	0,13	1,07		
21-2	PV-71	68,26	1,95	0,133	0,155	0,288	0,0045	150	379,75	378,85	0,90	1,05	0,26	0,41	1	2,83
	PV-72		3,05	0,208	0,242	0,45			381,00	378,54	2,46	2,61	0,26	0,41		
21-3	PV-72	68,25	1,95	0,133	0,288	0,421	0,0045	150	381,00	378,54	2,46	2,61	0,26	0,41	1	2,83
	PV-73		3,05	0,208	0,45	0,658			380,36	378,24	2,12	2,27	0,26	0,41		
21-4	PV-73	94,17	1,95	0,184	0,421	0,605	0,1092	150	380,36	378,24	2,12	2,27	0,12	1,27	11,99	1,99
	PV-65		3,05	0,287	0,658	0,946			368,85	367,95	0,90	1,05	0,12	1,27		

Trecho	PV	Extensão (m)	Contr. Lin. (l/s.km)	Contr. do Trecho (l/s)	Vazão a Montante (l/s)	Vazão a Jusante (l/s)	Declividade e (m/m)	Diâmetro (mm)	Cota do Terreno (m)	Cota do Coletor (m)	Rec. do Coletor (m)	Prof. do Coletor (m)	Lâmina Líquida (Y/D)	Velocidade (m/s)	Tensão Trativa (Pa)	Velocidade Crítica (m/s)
			Inicial	Inicial	Inicial	Inicial			Montant	Montante	Montante	Montante	Inicial	Inicial		
			Final	Final	Final	Final			Jusante	Jusante	Jusante	Jusante	Final	Final		
19-9	PV-65	96,09	1,95	0,188	1,703	1,89	0,0146	150	368,85	365,50	3,35	3,50	0,22	0,67	2,77	2,88
	PV-66		3,05	0,293	2,66	2,953			365,00	364,10	0,90	1,05	0,27	0,76		
19-10	PV-66	63,3	1,95	0,124	1,89	2,014	0,0807	150	365,00	364,10	0,90	1,05	0,15	1,25	10,82	2,43
	PV-67		3,05	0,193	2,953	3,146			359,89	358,99	0,90	1,05	0,18	1,43		
19-11	PV-67	50,16	1,95	0,098	2,014	2,112	0,0045	150	359,89	358,99	0,90	1,05	0,31	0,46	1,16	3,34
	PV-68		3,05	0,153	3,146	3,299			360,00	358,76	1,24	1,39	0,39	0,52		
22-1	TL-22	53,56	1,95	0,105	0	0,105	0,0373	150	385,00	384,10	0,90	1,05	0,15	0,87	5,21	2,24
	PV-74		3,05	0,163	0	0,163			383,00	382,10	0,90	1,05	0,15	0,87		
22-2	PV-74	89,27	1,95	0,174	0,105	0,279	0,1269	150	383,00	382,10	0,90	1,05	0,11	1,34	13,47	1,95
	PV-75		3,05	0,272	0,163	0,436			371,67	370,77	0,90	1,05	0,11	1,34		
22-3	PV-75	72,82	1,95	0,142	0,279	0,421	0,1602	150	371,67	370,77	0,90	1,05	0,11	1,45	16,13	1,9
	PV-68		3,05	0,222	0,436	0,658			360,00	359,10	0,90	1,05	0,11	1,45		
23-1	TL-23	86,37	1,95	0,169	0	0,169	0,1147	150	378,99	378,09	0,90	1,05	0,12	1,29	12,45	1,98
	PV-76		3,05	0,263	0	0,263			369,08	368,18	0,90	1,05	0,12	1,29		
23-2	PV-76	65,23	1,95	0,127	0,169	0,296	0,1256	150	369,08	368,18	0,90	1,05	0,11	1,34	13,36	1,96
	PV-77		3,05	0,199	0,263	0,462			360,89	359,99	0,90	1,05	0,11	1,34		
24-1	TL-24	43,05	1,95	0,084	0	0,084	0,1642	150	373,93	373,03	0,90	1,05	0,11	1,47	16,44	1,9
	PV-78		3,05	0,131	0	0,131			366,86	365,96	0,90	1,05	0,11	1,47		
25-1	TL-25	89,38	1,95	0,174	0	0,174	0,1341	150	378,84	377,94	0,90	1,05	0,11	1,37	14,05	1,94
	PV-78		3,05	0,273	0	0,273			366,86	365,96	0,90	1,05	0,11	1,37		
24-2	PV-78	61,76	1,95	0,121	0,258	0,379	0,0966	150	366,86	365,96	0,90	1,05	0,12	1,22	10,9	2,02
	PV-77		3,05	0,188	0,404	0,592			360,89	359,99	0,90	1,05	0,12	1,22		
23-3	PV-77	53,31	1,95	0,104	0,675	0,779	0,0167	150	360,89	359,99	0,90	1,05	0,19	0,66	2,78	2,45
	PV-68		3,05	0,163	1,055	1,217			360,00	359,10	0,90	1,05	0,19	0,66		
19-12	PV-68	53,13	1,95	0,104	3,312	3,415	0,0416	150	360,00	358,76	1,24	1,39	0,22	1,16	8,16	2,93
	PV-69		3,05	0,162	5,174	5,336			357,45	356,55	0,90	1,05	0,28	1,31		
22-1	TL-22	53,56	1,95	0,105	0	0,105	0,0523	150	383,00	382,10	0,90	1,05	0,14	0,98	6,77	2,16
	PV-74		3,05	0,163	0	0,163			380,20	379,30	0,90	1,05	0,14	0,98		
26-2	PI-1	35,34	1,95	0,069	0,105	0,174	0,0277	150	380,20	379,30	0,90	1,05	0,16	0,79	4,14	2,32
	PI-2		3,05	0,108	0,163	0,271			379,22	378,32	0,90	1,05	0,16	0,79		
26-3	PI-2	54,94	1,95	0,107	0,174	0,281	0,0045	150	379,22	378,32	0,90	1,05	0,26	0,41	1	2,83
	PI-3		3,05	0,168	0,271	0,439			379,35	378,07	1,28	1,43	0,26	0,41		
26-4	PI-3	48,48	1,95	0,095	0,281	0,375	0,0045	150	379,35	378,07	1,28	1,43	0,26	0,41	1	2,83
	PV-79		3,05	0,148	0,439	0,587			380,56	377,85	2,70	2,85	0,26	0,41		
27-1	TL-27	40,04	1,95	0,078	0	0,078	0,3429	150	394,29	393,39	0,90	1,05	0,09	1,9	29,06	2,06
	PV-79		3,05	0,122	0	0,122			380,56	379,66	0,90	1,05	0,09	1,9		



Trecho	PV	Extensão (m)	Contr. Lin. (l/s.km)	Contr. do Trecho (l/s)	Vazão a Montante (l/s)	Vazão a Jusante (l/s)	Declividade (m/m)	Diâmetro (mm)	Cota do Terreno (m)	Cota do Coletor (m)	Rec. do Coletor (m)	Prof. do Coletor (m)	Lâmina Líquida (Y/D)	Velocidade (m/s)	Tensão Trativa (Pa)	Velocidade Crítica (m/s)
			Inicial	Inicial	Inicial	Inicial			Montant	Montante	Montante	Montante	Inicial	Inicial		
			Final	Final	Final	Final			Jusante	Jusante	Jusante	Jusante	Final	Final		
27,2	PV-79	91,91	1,95	0,179	0,454	0,633	0,0045	150	380,56	377,85	2,70	2,85	0,26	0,41	1	2,83
	PV-80		3,05	0,28	0,709	0,989			379,58	377,44	2,14	2,29	0,26	0,41		
27,3	PV-80	63,01	1,95	0,123	0,633	0,756	0,0427	150	379,58	377,44	2,14	2,29	0,15	0,92	5,79	2,21
	PV-81		3,05	0,192	0,989	1,181			375,65	374,75	0,90	1,05	0,15	0,92		
28-1	TL-28	46,89	1,95	0,092	0	0,092	0,0045	150	374,53	373,63	0,90	1,05	0,26	0,41	1	2,83
	PV-81		3,05	0,143	0	0,143			375,65	373,42	2,23	2,38	0,26	0,41		
28,2	PV-81	94,98	1,95	0,185	0,847	1,033	0,0925	150	375,65	373,42	2,23	2,38	0,12	1,2	10,54	2,06
	PV-82		3,05	0,29	1,324	1,614			365,53	364,63	0,90	1,05	0,13	1,23		
28,3	PV-82	64,02	1,95	0,125	1,033	1,158	0,092	150	365,53	364,63	0,90	1,05	0,12	1,2	10,5	2,11
	PV-83		3,05	0,195	1,614	1,809			359,64	358,74	0,90	1,05	0,14	1,27		
28,4	PV-83	56,79	1,95	0,111	1,158	1,269	0,0385	150	359,64	358,74	0,90	1,05	0,15	0,88	5,34	2,38
	PV-69		3,05	0,173	1,809	1,982			357,45	356,55	0,90	1,05	0,17	0,96		
19-13	PV-69	63,29	1,95	0,124	4,684	4,807	0,0469	150	357,45	356,55	0,90	1,05	0,26	1,33	10,39	3,11
	PV-70		3,05	0,193	7,318	7,511			354,48	353,58	0,90	1,05	0,32	1,51		
29-1	TL-29	53,42	1,95	0,104	0	0,104	0,0777	150	366,27	365,37	0,90	1,05	0,13	1,13	9,2	2,07
	PV-84		3,05	0,163	0	0,163			362,13	361,23	0,90	1,05	0,13	1,13		
30-1	TL-30	64,97	1,95	0,127	0	0,127	0,1806	150	373,86	372,96	0,90	1,05	0,11	1,52	17,7	1,88
	PV-84		3,05	0,198	0	0,198			362,13	361,23	0,90	1,05	0,11	1,52		
29-2	PV-84	76,36	1,95	0,149	0,231	0,38	0,0656	150	362,13	361,23	0,90	1,05	0,13	1,06	8,07	2,1
	PV-85		3,05	0,233	0,361	0,594			357,12	356,22	0,90	1,05	0,13	1,06		
29-3	PV-85	87,75	1,95	0,171	0,38	0,551	0,03	150	357,12	356,22	0,90	1,05	0,16	0,81	4,4	2,3
	PV-70		3,05	0,268	0,594	0,862			354,48	353,58	0,90	1,05	0,16	0,81		
19-14	PV-70	52,74	1,95	0,103	5,359	5,462	0,031	150	354,48	353,58	0,90	1,05	0,31	1,19	7,93	3,33
	PV-19		3,05	0,161	8,373	8,534			352,85	351,95	0,90	1,05	0,39	1,35		
31-1	TL-31	91,41	1,95	0,178	0	0,178	0,0624	150	388,30	387,40	0,90	1,05	0,14	1,05	7,77	2,12
	PV-86		3,05	0,279	0	0,279			382,60	381,70	0,90	1,05	0,14	1,05		
31-2	PV-86	98,85	1,95	0,193	0,178	0,371	0,0048	150	382,60	381,70	0,90	1,05	0,25	0,42	1,05	2,81
	PV-87		3,05	0,301	0,279	0,58			382,13	381,23	0,90	1,05	0,25	0,42		
31-3	PV-87	85,17	1,95	0,166	0,371	0,538	0,0846	150	382,13	381,23	0,90	1,05	0,13	1,16	9,84	2,05
	PV-88		3,05	0,26	0,58	0,84			374,92	374,02	0,90	1,05	0,13	1,16		
31-4	PV-88	98,67	1,95	0,193	0,538	0,73	0,0732	150	374,92	374,02	0,90	1,05	0,13	1,11	8,79	2,08
	PV-91		3,05	0,301	0,84	1,141			367,69	366,79	0,90	1,05	0,13	1,11		
32-1	TL-32	72,66	1,95	0,142	0	0,142	0,0419	150	387,42	386,52	0,90	1,05	0,15	0,91	5,7	2,21
	PV-89		3,05	0,222	0	0,222			384,38	383,48	0,90	1,05	0,15	0,91		

Trecho	PV	Extensão (m)	Contr. Lin. (l/s.km)	Contr. do Trecho (l/s)	Vazão a Montante (l/s)	Vazão a Jusante (l/s)	Declividade e (m/m)	Diâmetro (mm)	Cota do Terreno (m)	Cota do Coletor (m)	Rec. do Coletor (m)	Prof. do Coletor (m)	Lâmina Líquida (Y/D)	Velocidade (m/s)	Tensão Trativa (Pa)	Velocidade Crítica (m/s)
			Inicial	Inicial	Inicial	Inicial			Montant	Montante	Montante	Montante	Inicial	Inicial		
			Final	Final	Final	Final			Jusante	Jusante	Jusante	Jusante	Final	Final		
32-2	PV-89	91,04	1,95	0,178	0,142	0,32	0,0902	150	384,38	383,48	0,90	1,05	0,12	1,19	10,34	2,03
	PV-90		3,05	0,278	0,222	0,499			376,17	375,27	0,90	1,05	0,12	1,19		
32-3	PV-90	63,59	1,95	0,124	0,32	0,444	0,1333	150	376,17	375,27	0,90	1,05	0,11	1,36	13,99	1,94
	PV-91		3,05	0,194	0,499	0,693			367,69	366,79	0,90	1,05	0,11	1,36		
32-4	PV-91	91,83	1,95	0,179	1,174	1,353	0,1237	150	367,69	366,79	0,90	1,05	0,12	1,33	13,2	2,12
	PV-92		3,05	0,28	1,834	2,114			356,33	355,43	0,90	1,05	0,14	1,47		
32-5	PV-92	67,29	1,95	0,131	1,353	1,484	0,0793	150	356,33	355,43	0,90	1,05	0,13	1,14	9,35	2,27
	PV-93		3,05	0,205	2,114	2,319			351,00	350,10	0,90	1,05	0,16	1,29		
32-6	PV-93	49,35	1,95	0,096	1,484	1,581	0,0045	150	351,00	350,10	0,90	1,05	0,27	0,42	1,02	3,15
	PV-94		3,05	0,15	2,319	2,47			351,00	349,87	1,13	1,28	0,33	0,48		
33-1	TL-33	88,15	1,95	0,172	0	0,172	0,0129	150	383,18	382,28	0,90	1,05	0,2	0,6	2,28	2,52
	PV-95		3,05	0,269	0	0,269			382,04	381,14	0,90	1,05	0,2	0,6		
33-2	PV-95	88,14	1,95	0,172	0,172	0,344	0,0856	150	382,04	381,14	0,90	1,05	0,13	1,17	9,92	2,04
	PV-96		3,05	0,269	0,269	0,538			374,50	373,60	0,90	1,05	0,13	1,17		
33-3	PV-96	41,52	1,95	0,081	0,344	0,425	0,0771	150	374,50	373,60	0,90	1,05	0,13	1,13	9,15	2,07
	PV-97		3,05	0,127	0,538	0,664			371,30	370,40	0,90	1,05	0,13	1,13		
33-4	PV-97	52,49	1,95	0,102	0,425	0,528	0,0502	150	371,30	370,40	0,90	1,05	0,14	0,97	6,56	2,17
	PV-98		3,05	0,16	0,664	0,824			368,67	367,77	0,90	1,05	0,14	0,97		
33-5	PV-98	94,51	1,95	0,184	0,528	0,712	0,1309	150	368,67	367,77	0,90	1,05	0,11	1,35	13,79	1,95
	PV-99		3,05	0,288	0,824	1,113			356,30	355,40	0,90	1,05	0,11	1,35		
33-6	PV-99	93,3	1,95	0,182	0,712	0,894	0,0496	150	356,30	355,40	0,90	1,05	0,14	0,96	6,5	2,17
	PV-105		3,05	0,285	1,113	1,397			351,68	350,78	0,90	1,05	0,14	0,96		
34-1	TL-34	29,84	1,95	0,058	0	0,058	0,1194	150	364,78	363,88	0,90	1,05	0,12	1,31	12,85	1,97
	PV-100		3,05	0,091	0	0,091			361,21	360,31	0,90	1,05	0,12	1,31		
34-2	PV-100	67,13	1,95	0,131	0,058	0,189	0,08	150	361,21	360,31	0,90	1,05	0,13	1,14	9,41	2,06
	PV-101		3,05	0,205	0,091	0,296			355,85	354,95	0,90	1,05	0,13	1,14		
34-3	PV-101	41,82	1,95	0,082	0,189	0,271	0,0638	150	355,85	354,95	0,90	1,05	0,13	1,05	7,9	2,11
	PV-104		3,05	0,128	0,296	0,423			353,18	352,28	0,90	1,05	0,13	1,05		
35-1	TL-35	33,03	1,95	0,064	0	0,064	0,0973	150	365,00	364,10	0,90	1,05	0,12	1,22	10,96	2,01
	PV-102		3,05	0,101	0	0,101			361,79	360,89	0,90	1,05	0,12	1,22		
35-2	PV-102	65,91	1,95	0,129	0,064	0,193	0,0878	150	361,79	360,89	0,90	1,05	0,12	1,18	10,12	2,04
	PV-103		3,05	0,201	0,101	0,302			356,00	355,10	0,90	1,05	0,12	1,18		
35-3	PV-103	49,73	1,95	0,097	0,193	0,29	0,0568	150	356,00	355,10	0,90	1,05	0,14	1,01	7,22	2,14
	PV-104		3,05	0,152	0,302	0,453			353,18	352,28	0,90	1,05	0,14	1,01		

Trecho	PV	Extensão (m)	Contr. Lin. (l/s.km)	Contr. do Trecho (l/s)	Vazão a Montante (l/s)	Vazão a Jusante (l/s)	Declividade (m/m)	Diâmetro (mm)	Cota do Terreno (m)	Cota do Coletor (m)	Rec. do Coletor (m)	Prof. do Coletor (m)	Lâmina Líquida (V/D)	Velocidade (m/s)	Tensão Trativa (Pa)	Velocidade Crítica (m/s)
			Inicial	Inicial	Inicial	Inicial			Montant	Montante	Montante	Montante	Inicial	Inicial		
			Final	Final	Final	Final			Jusante	Jusante	Jusante	Jusante	Final	Final		
36-1	TL-36	37,58	1,95	0,073	0	0,073	0,0459	150	354,90	354,00	0,90	1,05	0,15	0,94	6,11	2,19
	PV-104		3,05	0,115	0	0,115			353,18	352,28	0,90	1,05	0,15	0,94		
36-2	PV-104	30,91	1,95	0,06	0,634	0,695	0,0486	150	353,18	352,28	0,90	1,05	0,14	0,96	6,4	2,18
	PV-105		3,05	0,094	0,991	1,086			351,68	350,78	0,90	1,05	0,14	0,96		
36-3	PV-105	44,51	1,95	0,087	1,589	1,676	0,0152	150	351,68	350,78	0,90	1,05	0,2	0,66	2,71	2,8
	PV-94		3,05	0,136	2,483	2,618			351,00	350,10	0,90	1,05	0,25	0,75		
32-7	PV-94	54,79	1,95	0,107	3,256	3,363	0,0045	150	351,00	349,87	1,13	1,28	0,39	0,52	1,41	3,66
	PV-19		3,05	0,167	5,088	5,255			352,85	349,63	3,22	3,37	0,51	0,58		
1-20	PV-19	42,04	1,95	0,082	19,658	19,74	0,0045	250	352,85	349,63	3,22	3,47	0,5	0,81	2,75	5
	PV-20		3,05	0,128	30,715	30,843			351,66	349,44	2,22	2,47	0,66	0,9		
1-21	PV-20	87,81	1,95	0,171	19,74	19,911	0,0045	250	351,66	349,44	2,22	2,47	0,5	0,81	2,76	5
	PV-21		3,05	0,268	30,843	31,111			350,00	349,04	0,96	1,21	0,66	0,9		