



Dimensionamento de um sistema público de drenagem de águas residuais de um loteamento urbano: comparação entre o regulamento português e as normas brasileiras

Gustavo Gabriel Lima de Oliveira

Dissertação de Mestrado apresentada à
Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Bragança para
obtenção do **Grau de Mestre em Engenharia da Construção**
no âmbito da **Dupla Diplomação** com a
Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Campus Pato Branco

Orientadores:

Doutora Flora Cristina Meireles Silva (ESTiG - IPB)
Doutor Cesar Augusto Medeiros Destro (UTFPR - *Campus Pato Branco*)

Bragança, março de 2024

Agradecimentos

Desejo expressar meus sinceros agradecimentos em primeiro lugar à minha mãe, Alcimeia, e ao meu irmão, Leonard, por todo o apoio ao longo desta jornada, sempre me incentivando e orientando minhas decisões.

Aos amigos no Brasil, por sempre se fazerem presentes, independentemente da distância e das circunstâncias, com destaque para Caio Lorenzi, Carlos Eduardo e Laís.

Aos amigos em Portugal, por estarem ao meu lado nos momentos mais difíceis, com especial menção a Lucca Constante, Hugo Guidugli, Pedro Pecora e Lucas Borges.

À professora Flora Cristina Meireles Silva, expresso minha gratidão pelo apoio constante, dedicação e disposição em auxiliar em todas as necessidades ao longo desta jornada acadêmica.

Ao professor coorientador Cesar Augusto Medeiros Destro, agradeço o suporte que me foi oferecido.

À Universidade Tecnológica Federal do Paraná, agradeço por proporcionar a experiência enriquecedora de estudar em outro país, permitindo meu desenvolvimento tanto acadêmico quanto pessoal.

Ao Instituto Politécnico de Bragança, em particular à Escola Superior de Tecnologia e Gestão, expresso meu agradecimento pelo acolhimento enquanto estudante de dupla diplomação.

Por fim, ao gabinete Dolmu - Arquitetura | Engenharia, por disponibilizar os materiais necessários para a realização deste estudo.

Resumo

Diante da imperativa necessidade global de universalizar o acesso ao saneamento básico, a formulação de parâmetros relativos à concepção e desenvolvimento de sistemas públicos de drenagem de águas residuais emerge como um elemento fundamental na implementação de redes economicamente mais viáveis, contudo, mantendo a eficácia dos sistemas.

Nesse contexto, o propósito desta pesquisa foi analisar os distintos parâmetros adotados nas diretrizes normativas de Portugal e Brasil. A análise não se restringiu aos parâmetros técnicos estipulados nas normativas de ambos os países, mas estendeu-se a uma avaliação prática em um loteamento urbano situado numa cidade do Nordeste de Portugal. Isso envolveu a análise dos parâmetros relacionados ao dimensionamento hidráulico e à implementação dos sistemas dimensionados utilizando diferentes critérios.

Como resultado, observa-se que o dimensionamento do sistema utilizando os parâmetros estipulados pelas normas brasileiras, fazendo uso de uma tubulação de diâmetro de 125 mm para os coletores, revela-se economicamente mais vantajoso, apresentando um custo total de implantação de 17.932,94 EUR + IVA, o que equivale em reais brasileiros a 96.400,03 + IVA.

Em contrapartida, o regulamento português adota parâmetros de dimensionamento mais conservadores, considerando como mínimo o diâmetro de 200 mm para os coletores, resultando em um custo relativamente mais elevado. O custo de implantação do sistema dimensionado de acordo com o regulamento português totalizou 19.241,26 + IVA, em euros, e 103.433,01 + IVA, em reais brasileiros.

Consequentemente, conclui-se que a adoção de parâmetros mais conservadores, embora resulte em sistemas mais robustos e resilientes a situações adversas e futuras, acarreta custos relativamente mais elevados, dificultando a implantação desse tipo de estrutura em áreas onde tais sistemas são escassos ou inexistentes.

Palavras-chave

Sistemas públicos de drenagem de águas residuais; Regulamento português; Normas brasileiras.

Abstract

In the face of the imperative global need to universalize access to basic sanitation, the formulation of parameters related to the design and development of public wastewater drainage systems emerges as a fundamental element in implementing economically more viable networks, while maintaining the effectiveness of the systems.

In this context, the purpose of this research was to analyze the distinct parameters adopted in the regulatory guidelines of Portugal and Brazil. The analysis was not limited to the technical parameters stipulated in the regulations of both countries but also extended to a practical evaluation in an urban development located in a city in Northeast Portugal. This involved the analysis of parameters related to hydraulic sizing and the implementation of sized systems using different criteria.

As a result, it is observed that sizing the system using parameters stipulated by Brazilian standards, using a pipe with a diameter of 125 mm for the collectors, proves to be economically more advantageous, with a total implementation cost of EUR 17,932.94 + VAT, equivalent to BRL 96,400.03 + VAT.

In contrast, the Portuguese regulation adopts more conservative sizing parameters, considering a minimum diameter of 200 mm for the collectors, resulting in a relatively higher cost. The implementation cost of the system sized according to Portuguese regulations totaled EUR 19,241.26 + VAT, in euros, and BRL 103,433.01 + VAT, in Brazilian reais.

Consequently, it is concluded that the adoption of more conservative parameters, although resulting in more robust and resilient systems to adverse and future situations, entails relatively higher costs, hindering the implementation of such structures in areas where such systems are scarce or nonexistent.

Keywords

Public wastewater drainage systems; Portuguese regulations; Brazilian standards.

Índice

Agradecimentos	i
Resumo	ii
Abstract.....	iii
Índice	iv
Lista de Figuras	viii
Lista de Tabelas	ix
Lista de Abreviaturas.....	x
Lista de Símbolos	xii
Capítulo 1. Introdução	1
1.1. Enquadramento e justificação do tema	1
1.2. Objetivos.....	4
1.3. Estrutura da dissertação	5
1.4. Descrição do plano de trabalho.....	6
Capítulo 2. Estado da arte.....	7
2.1. Considerações gerais sobre sistemas públicos de drenagem de águas residuais em Portugal.....	7
2.1.1. Conceção dos sistemas	7
2.1.2. Lançamentos interditos.....	9
2.1.3. Constituição dos sistemas.....	10
2.1.4. Critérios do Decreto Regulamentar Português	12
2.2. Considerações gerais sobre sistemas públicos de drenagem de águas residuais no Brasil.....	15
2.2.1. Elementos constituintes dos sistemas	15
2.2.2. Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário.....	16
2.2.3. Critérios da Norma Técnica Brasileira	17
2.3. Quantitativo de materiais e orçamento	19

2.4. Destino final das águas residuais	20
Capítulo 3. Materiais e métodos	25
3.1. Área de estudo	25
3.2. Estudo da população e contribuições	26
3.3. Métodos adotados em Portugal.....	27
3.3.1. Caudais de projeto	27
3.3.2. Leis de resistência.....	28
3.3.3. Imposições regulamentares.....	32
3.3.4. Implantação dos coletores	34
3.3.5. Profundidades e cotas de soleira nas câmaras de visita.....	37
3.3.6. Condições do escoamento	38
3.3.7. Abertura de valas	38
3.4. Métodos adotados no Brasil.....	39
3.4.1. Vazões	39
3.4.2. Taxa per capita de contribuição de esgoto.....	39
3.4.3. Vazão de início e de final de plano.....	40
3.4.4. Taxa de contribuição linear de esgoto	41
3.4.5. Vazão de infiltração.....	41
3.4.6. Coeficientes de dia e hora de maior consumo	42
3.4.7. Diâmetro da tubulação.....	42
3.4.8. Critérios de verificação.....	43
3.4.9. Implantação dos coletores	47
3.4.10. Abertura de valas	50
3.5. Comparativo entre os critérios de dimensionamento utilizados em cada país. 51	
3.5.1. Diâmetro	51
3.5.2. Declividade.....	51
3.5.3. Velocidade	51

3.5.4. Coeficiente de retorno	52
3.5.5. Coeficientes majoradores	52
3.5.6. Vazão	52
3.5.7. Lâmina d'água	52
3.5.8. Tensão trativa	53
3.5.9. Abertura de valas	53
3.6. Orçamento dos sistemas.....	53
Capítulo 4. Resultados e discussão.....	54
4.1. Traçado da rede pública de drenagem de águas residuais	54
4.2. Dimensionamento da rede de acordo com os métodos adotados em Portugal	55
4.3. Dimensionamento da rede de acordo com os métodos adotados no Brasil	65
4.4. Estimativa de custos dos sistemas	73
4.5. Estudo comparativo dos métodos adotados em cada país	73
Capítulo 5. Conclusões e Proposta para trabalhos futuros	77
5.1. Conclusões	77
5.2. Proposta para trabalhos futuros.....	79
Referências bibliográficas	80
Anexos.....	83
I.1: Indicação da localização dos caudais concentrados que afluem às câmaras de visita D1, D3 e D4.....	83
II.1: Mapa de medições seguindo o dimensionamento adotando os métodos de Portugal.	84
II.2: Mapa de orçamento seguindo o dimensionamento de acordo com os métodos adotados em Portugal.	86
II.3: Mapa de medições seguindo o dimensionamento adotando os métodos do Brasil para diâmetro de 125 mm.	87
II.4: Mapa de orçamentos seguindo o dimensionamento de acordo com os métodos adotados no Brasil utilizando tubulação com diâmetro de 125mm.....	89

II.5: Mapa de medições seguindo o dimensionamento adotando os métodos do Brasil para diâmetro de 200 mm.	90
II.6: Mapa de orçamentos seguindo o dimensionamento de acordo com os métodos adotados no Brasil utilizando tubulação com diâmetro de 200 mm.	92
III.1: Participações enquanto estudante de Dupla Diplomação IPB-UTFPR.	93

Lista de Figuras

Figura 1.1: 17 Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS). Disponível em: < https://unric.org/pt/objetivos-de-desenvolvimento-sustentavel/ >. Acesso em 28 de dezembro de 2023.....	2
Figura 1.2: Índice de atendimento total de esgoto no Brasil (SNIS, 2022). Disponível em: < https://www.gov.br/cidades/pt-br/acao-a-informacao/acoes-e-programas/saneamento/snis/painel/es/ >. Acesso em 14 de janeiro de 2024.	4
Figura 2.1: Sistema do tipo separativo (Marques & Sousa, 2018).....	8
Figura 2.2: Sistema do tipo unitário (Marques & Sousa, 2018).....	8
Figura 2.3: Ciclo de reutilização da água (adaptada de Marecos do Monte & Albuquerque, 2010). Disponível em: < https://www.ersar.pt/pt/publicacoes/publicacoes-tecnicas/guias/ >. Acesso em 14 de janeiro de 2024.	21
Figura 2.4: Vantagens quanto a reutilização de águas (APA, 2023). Disponível em: < https://apambiente.pt/agua/agua-para-reutilizacao-apr/ >. Acesso em 13 de janeiro de 2024.	23
Figura 2.5. Rede de hidrantes de reutilização de água na baixa de Lisboa: Primeiras bocas de reutilização de água instaladas na zona baixa de Lisboa (i ,ii); Boca de incêndio subterrânea de reutilização de água na baixa de Lisboa (iii); Pessoal de higiene urbana a lavar uma rua com águas residuais tratadas na baixa de Lisboa (iv). Disponível em: < https://doi.org/10.3390/su151612578 >. Acesso em: 19 de fevereiro de 2024.....	24
Figura 3.1: Localização de Macedo de Cavaleiros, Portugal (A) e da área de estudo (B); Loteamento urbano (sem escala) (C).....	25
Figura 3.2: Área da secção de escoamento (Marques & Sousa, 2018).	30
Figura 3.3: Diâmetros de tubos coletores para drenagem residual (Fersil, 2024).	31
Figura 3.4: Situação em que o terreno atinge o recobrimento mínimo na extremidade de jusante (Marques & Sousa, 2018).	35
Figura 3.5: Situação em que não se atinge o recobrimento mínimo na extremidade de jusante (Marques & Sousa, 2018).	36
Figura 3.6: Situação em que há uma queda a montante (Marques & Sousa, 2018).....	37
Figura 3.7: Implantação dos coletores (Marques & Souza, 2018).	37
Figura 4.1: Traçado das redes públicas de drenagem de águas residuais (castanho) e pluviais (cinzento) (desenho sem escala).	54

Lista de Tabelas

Tabela 1.1. Fases e períodos do desenvolvimento do trabalho e respectiva descrição. ...	6
Tabela 2.1: Declividade mínima para diferentes valores de coeficiente de Manning (adaptada de Tsutiya & Sobrinho, 2000).....	18
Tabela 3.1: Estimativa do número de habitantes/trabalhadores no loteamento	26
Tabela 3.2: Valores de rugosidade superficial de Manning-Strickler para diferentes materiais (adaptada de Fersil, 2024).....	30
Tabela 4.1: Características dos elementos da rede doméstica - Câmaras de visita.	55
Tabela 4.2: Características dos elementos da rede doméstica - Coletores.	56
Tabela 4.3: Condições regulamentares seguindo o regulamento português para os coletores domésticos.....	56
Tabela 4.4: Caudais de cálculo.	63
Tabela 4.5: Cálculo hidráulico de acordo com o regulamento português.	63
Tabela 4.6: Elementos para implantação dos coletores de acordo com o regulamento português.	64
Tabela 4.7: Elementos para implantação das câmaras de visita de acordo com o regulamento português.	64
Tabela 4.8: Condições gerais para o dimensionamento da rede usando os métodos do Brasil.....	65
Tabela 4.9: Cálculo das vazões em cada trecho da tubulação.	69
Tabela 4.10: Cálculo dos diâmetros e declividades.....	69
Tabela 4.11: Cálculos dos critérios de verificação.	70
Tabela 4.12: Elementos para a implantação dos coletores.	70
Tabela 4.13: Cálculo dos diâmetros e declividades.....	71
Tabela 4.14: Cálculo dos critérios de verificação.....	72
Tabela 4.15: Elementos para a implantação dos coletores	72
Tabela 4.16: Estimativa de custos do sistema dimensionado.....	73

Lista de Abreviaturas

APA	Agência Portuguesa do Ambiente
ApR	Água para Reutilização
BRL	Reais Brasileiros
CAD	<i>Computer-Aided Design</i>
Coef	Coeficiente
Col	Coletor
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente
CP	Caixa de Passagem
Dint	Diâmetro Interno
DN	Diâmetro Nominal
Eq	Equação
ESTIG	Escola Superior de Tecnologia e Gestão
EUR	Euro
hab	Habitantes
Jus	Jusante
IPB	Instituto Politécnico de Bragança
IVA	Imposto sobre Valor Acrescentado
Máx	Máximo
Mín	Mínimo
Mont	Montante
NBR	Norma Técnica Brasileira
ODS	Objetivos de Desenvolvimento Sustentável
ONU	Organização das Nações Unidas
P-3AC	Programa de Ação para a Adaptação às Alterações Climáticas
PP	Polipropileno Corrugado
PV	Poço de Visita
R/C	Rés-do-chão
RGSPDADAR	Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais
SABESP	Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo
SNIS	Sistema Nacional de Informações Sobre Saneamento

Sol	Soleira
TIL	Terminal de Inspeção Limpeza
TL	Terminal de Limpeza
UNESCO	Organização das Nações Unidas para a Educação, a Ciência e a Cultura
UTFPR	Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Lista de Símbolos

g	Aceleração da gravidade	m/s^2
y_0	Altura da lâmina líquida	m
h	Altura do escoamento	m
a	Altura máxima de lâmina d'água	m
θ	Ângulo ao centro	Radianos
A	Área da secção do escoamento	m^2
a_f	Área servida no final do plano	m^2
a_i	Área servida no início de plano	m^2
Q	Caudal	m^3/s
$Q_{máx.}$	Caudal máximo	m^3/s
$Q_{mín.}$	Caudal mínimo	m^3/s
C	Coeficiente de retorno	-
K_1	Coeficiente de vazão máxima diária	-
K_2	Coeficiente de vazão máxima horária	-
K_s	Coeficiente de rugosidade	$m^{1/3}/s$
n	Coeficiente de rugosidade de Manning	s/m^3
M	Coeficiente dinâmico	-
L	Comprimento do coletor	m
q_f	Consumo per capita efetivo de final de plano	$L/hab.dia$
q_i	Consumo per capita efetivo de início de plano	$L/hab.dia$
CGSCJ	Cota da geratriz superior do coletor a jusante	m
CGSCM	Cota da geratriz superior do coletor a montante	m
C_{sol}	Cota da soleira	m
CTJ	Cota do terreno na extremidade de jusante	m
CTM	Cota do terreno na extremidade de montante	m
I_0	Declividade adotada	m/m
$I_{0,máx}$	Declividade máxima	m/m
$I_{0,mín.}$	Declividade mínima	m/m
d_f	Densidade populacional no final do plano	hab/m^2
d_i	Densidade populacional no início do plano	hab/m^2

D	Diâmetro nominal do coletor	m
D_e	Diâmetro exterior da conduta	m
d_0	Diâmetro mínimo calculado	m
f	Fator de ponta instantâneo	-
i	Inclinação do coletor	m/m
$i_{terreno}$	Inclinação do terreno	m/m
$i_{máx.}$	Inclinação máxima do coletor	m/m
$i_{mín.}$	Inclinação mínima do coletor	m/m
L	Largura da vala	m
γ	Peso específico do líquido	N/m ³
P	Perímetro molhado	m
P	População	hab
$P_{mont.}$	População à montante	hab
$P_{perc.}$	População do percurso	hab
P_f	População final do plano	hab
P_i	População inicial do plano	hab
P_{sol}	Profundidade da soleira	m
PC	Profundidade do coletor	m
ΔY	Queda na extremidade de montante	m
R_h	Raio hidráulico	m
R_{jus}	Recobrimento à jusante	m
R_{mont}	Recobrimento à montante	m
Rec	Recobrimento do coletor	m
$R_{mín jus}$	Recobrimento mínimo a jusante	m
$R_{mín mont}$	Recobrimento mínimo a montante	m
$T_{a,f}$	Taxa de contribuição de esgoto por área esgotada no final do plano	L/m ²
$T_{a,i}$	Taxa de contribuição de esgoto por área esgotada no início do plano	L/m ²
$T_{x,f}$	Taxa de contribuição de esgoto por metro de tubulação no final do plano	L/m
$T_{x,i}$	Taxa de contribuição de esgoto por metro de tubulação no início do plano	L/m

q_e	Taxa per capita de consumo de água	L/hab.dia
$q_{i,f}$	Taxa per capita de contribuição de esgoto de início e final de plano	L/hab.dia
τ	Tensão média de arrastamento	N/m^2
σ_t	Tensão trativa média	Pa
$QJ_{T,f}$	Vazão calculada na extremidade de jusante no horizonte de projeto	m^3/s
I	Vazão de água de infiltração	L/s
Q_c	Vazão de contribuição concentrada	L/s
$Q_{c,f}$	Vazão de contribuição concentrada no final do plano	L/s
$Q_{c,i}$	Vazão de contribuição concentrada no início do plano	L/s
$\overline{Q_d}$	Vazão de esgoto doméstico média	L/s
$\overline{Q_{d,f}}$	Vazão de esgoto doméstico média de final de plano	L/s
$\overline{Q_{d,i}}$	Vazão de esgoto doméstico média de início de plano	L/s
Q	Vazão dos efluentes sanitários	L/s
Q_f	Vazão final	L/s
Q_i	Vazão inicial	L/s
V_c	Velocidade crítica de escoamento	m/s
V	Velocidade de escoamento	m/s
v_f	Velocidade final de escoamento	m/s
$V_{máxR}$	Velocidade máxima de escoamento	m/s
$V_{mínR}$	Velocidade mínima de escoamento	m/s

Capítulo 1. Introdução

1.1. Enquadramento e justificação do tema

Setenta e um por cento da Terra é composta por água, sendo a água dos oceanos a responsável por cerca de 97% da disponibilidade total de água (Cordeiro et al., 2023). Sob uma perspetiva evolutiva, é incontestável que o recurso natural mais importante, é a água (Araújo, 2016).

A utilização da água, independente do meio a que está a ser utilizada, tem como produto as águas residuais, que por sua vez possuem características muito distintas das águas que são utilizadas para abastecimento e sem o devido tratamento, a sua utilização e descarte em corpos hídricos tornam-se inviáveis.

Nesse contexto, os sistemas de drenagem de águas residuais desempenham um papel fundamental na coleta e transporte, garantindo a preservação do meio ambiente, bem como a promoção da saúde e bem-estar das pessoas.

A predefinição de parâmetros e diretrizes no desenvolvimento de sistemas públicos de águas residuais, é o primeiro passo para que se possa ter um desenvolvimento sustentável, que segundo a definição apresentada pelo Relatório Brundtland, de 1987, é aquele que atende às necessidades do presente sem comprometer a possibilidade de as gerações futuras atenderem às suas próprias necessidades, e isso traz a responsabilidade de desenvolver projetos que não levem em consideração apenas as necessidades atuais mas também as futuras.

Em 2015 foi definida a Agenda 2030, desenvolvida pela Organização das Nações Unidas, a ONU, a qual estabelece 17 Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS), que engloba diversos aspectos e metas a serem atingidas a nível global até o ano de 2030.

Segundo Resende (2018), a Agenda 2030 traz à escala planetária, um novo modelo que venha a acabar com a pobreza, promover a prosperidade e o bem-estar de todos, proteger o meio ambiente e combater as alterações climáticas.

A Figura 1.1 mostra todos os ODS estabelecidos pela Agenda 2030.



Figura 1.1: 17 Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS). Disponível em: <<https://unric.org/pt/objetivos-de-desenvolvimento-sustentavel/>>. Acesso em 28 de dezembro de 2023.

Os Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS) reconhecem a importância da questão do saneamento em nível global, não se restringindo apenas ao escopo do ODS 6, que trata da água potável e saneamento. Este objetivo busca assegurar a disponibilidade e gestão sustentável da água e do esgotamento sanitário para todos.

Além disso, os ODS destacam a transversalidade do tema, evidenciando a sua interligação com outros objetivos, tais como o ODS 3 (saúde de qualidade), o ODS 8 (trabalho digno e crescimento econômico), o ODS 9 (indústria, inovação e infraestruturas), considerando a relevância e necessidade de modernização do setor. O ODS 11 visa tornar as cidades e assentamentos humanos inclusivos, seguros, resilientes e sustentáveis, enquanto o ODS 13 (ação climática) enfoca o enfrentamento de desastres e danos relacionados ao clima (Silva et al., 2018).

Além disso, assume também um papel importante o ODS 12, que versa a respeito da produção e consumo sustentáveis, cujo principal objetivo é, até 2030, alcançar a gestão sustentável e o uso eficiente dos recursos naturais, o que configura um grande desafio por si só, mas se reveste de caráter especial se tratando da gestão das águas.

A água representa o recurso natural mais precioso do planeta, sendo a sua preservação um dos pilares fundamentais do desenvolvimento sustentável. Isso implica não apenas na conservação desses recursos, mas também na promoção da reutilização da

água como parte integrante desse processo de preservação ambiental e garantia da disponibilidade futura desse recurso vital (Marecos do Monte & Albuquerque, 2010).

Assim, torna-se evidente que a universalização do acesso ao saneamento desempenha um papel crucial nos aspectos de desenvolvimento sustentável.

Em termos médios, países que são considerados de renda elevada implementam procedimentos de tratamento em cerca de 70% das águas residuais originárias de fontes urbanas e industriais. Esta proporção reduz-se para 38% em nações com renda média-alta e para 28% em países de renda média-baixa. Nos territórios de renda baixa, apenas 8% dessas águas passam por algum tipo de processo de tratamento. Em uma perspectiva global, é possível afirmar que mais de 80% das águas residuais são descartadas sem a devida adequação em termos de tratamento (UNESCO, 2017).

Em Portugal, estima-se que aproximadamente 86% dos alojamentos possuíam acesso aos sistemas públicos de tratamento de águas residuais no ano de 2021 (Pordata, 2021).

No Brasil, os dados de 2022 do Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS) indicam que aproximadamente 56,0% da população possui acesso à coleta de esgoto, o que por sua vez totaliza 112,8 milhões de pessoas.

Entretanto, devido às dimensões continentais, observa-se uma disparidade significativa na prestação desse serviço entre as diferentes regiões do país. Enquanto em algumas áreas o atendimento é dado quase que em toda a sua totalidade, em outras, quase 90% da população carece de serviços de esgotamento sanitário.

Para acabar com essa disparidade, é crucial superar as lacunas substanciais relacionadas ao financiamento de tais projetos (da Silva, 2019), e aprimorar a eficiência desses sistemas, objetivando atender a grande demanda demográfica do país.

A Figura 1.2 ilustra o índice de atendimento total de esgoto em cada região do Brasil.

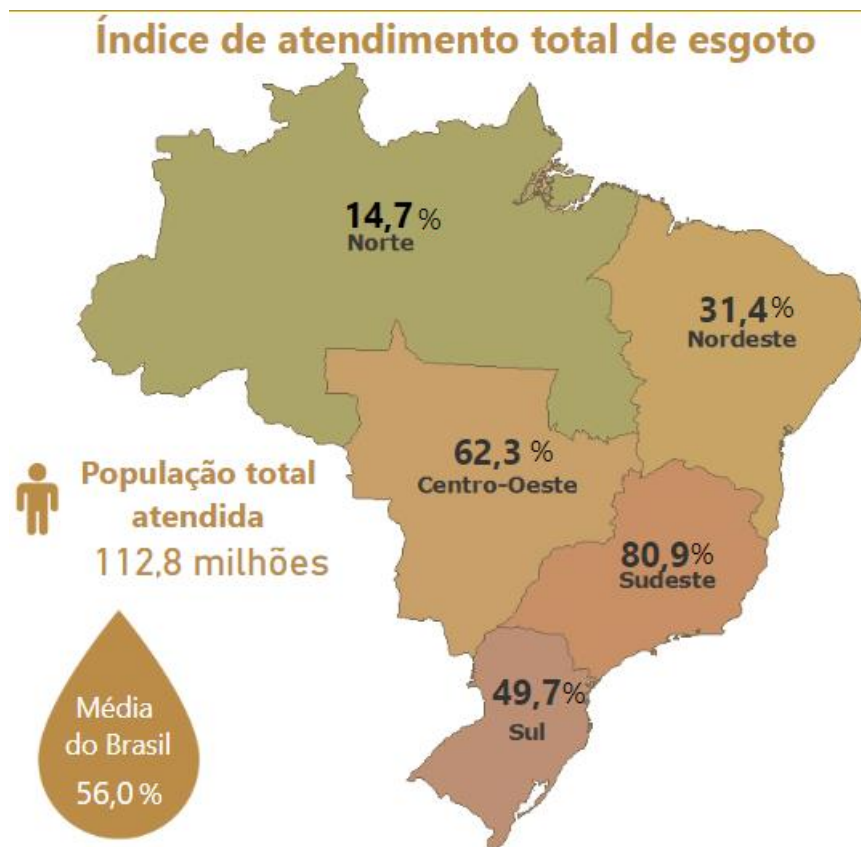


Figura 1.2: Índice de atendimento total de esgoto no Brasil (SNIS, 2022). Disponível em: <https://www.gov.br/cidades/pt-br/aceso-a-informacao/acoes-e-programas/saneamento/snis/painel/es/>. Acesso em 14 de janeiro de 2024.

Dado a relevância do assunto no âmbito social e econômico, é de suma importância para o desenvolvimento dos projetos, elaborar parâmetros e diretrizes que possam tornar as redes de coleta e drenagem de águas residuais mais econômicas e eficientes, no que tange à demanda demográfica e ao desenvolvimento sustentável.

1.2. Objetivos

▪ Objetivos gerais

O presente trabalho tem como objetivo principal aplicar a regulamentação legal e normativa, utilizada em Portugal e no Brasil, no dimensionamento e implantação de um sistema público de drenagem de águas residuais de um loteamento urbano localizado no Nordeste de Portugal.

▪ **Objetivos específicos**

Como objetivos secundários destacam-se:

- i. Fazer uma análise comparativa das metodologias de cálculo adotadas nos dois países;
- ii. Identificar os aspetos mais conservadores das normas;
- iii. Elaborar uma estimativa de custos da rede pública de drenagem de águas residuais dimensionada com os critérios usados nos dois países;
- iv. Propor alterações com vista à modernização normativa e, conseqüentemente, elaboração de projetos mais eficientes e económicos;
- v. Sensibilizar para a importância da água para reutilização (ApR).

1.3. Estrutura da dissertação

O presente estudo está estruturado em cinco capítulos. O Capítulo 1 inicia-se com uma introdução, trazendo o enquadramento e a justificativa do tema proposto, delineando os objetivos gerais e específicos, a estrutura da dissertação e apresentando o plano de trabalho.

No Capítulo 2, realiza-se uma revisão bibliográfica abrangente sobre o tema, focalizando tanto os regulamentos quanto as normativas vigentes no Brasil e em Portugal. Este capítulo aborda também as disposições relacionadas ao destino final das águas residuais, ao quantitativo de materiais e ao orçamento.

O Capítulo 3 dedica-se à exposição da metodologia empregada em cada país para o dimensionamento de redes públicas de drenagem de águas residuais domésticas, abordando igualmente os parâmetros utilizados para o quantitativo de materiais e o orçamento de ambas as redes.

No Capítulo 4, são apresentados os resultados do dimensionamento da rede utilizando os métodos específicos de cada país, acompanhados de uma análise dos custos correspondentes e uma comparação entre ambas as redes.

Por fim, o Capítulo 5 engloba a conclusão do estudo, bem como propostas para pesquisas futuras. Este capítulo também inclui uma lista das referências bibliográficas utilizadas no trabalho e anexos contendo mapas de medições, mapas de orçamentos e participações do autor deste estudo enquanto estudante de dupla diplomação.

1.4. Descrição do plano de trabalho

Com a finalidade de realização do estudo proposto elaborou-se um plano de trabalho que possui 4 fases, apresentadas na Tabela 1.1.

Tabela 1.1. Fases e períodos do desenvolvimento do trabalho e respectiva descrição.

Fases	Tipo de Trabalho	Descrição
1		Revisão bibliográfica sobre o tema
2	Recolha de dados	<ul style="list-style-type: none"> • Avaliação dos desenhos em formato <i>Computer-Aided Design</i> (CAD) relacionados ao loteamento urbano. • Solicitação de cotações para a elaboração dos mapas orçamentários.
3	Trabalho prático de dimensionamento	<ul style="list-style-type: none"> • Desenvolvimento do traçado da rede de drenagem de águas residuais domésticas. • Estabelecimento dos parâmetros a serem utilizados no dimensionamento da rede. • Dimensionamento da rede pública em conformidade com as normativas vigentes em ambos os países. • Elaboração de mapas de medições e orçamentos. • Realização de um estudo comparativo entre o dimensionamento realizado de acordo com os critérios dos dois países.
4		Redação do trabalho

Capítulo 2. Estado da arte

2.1. Considerações gerais sobre sistemas públicos de drenagem de águas residuais em Portugal

De forma geral, os sistemas públicos de drenagem de águas residuais domésticas em Portugal devem ser projetados de maneira a atender aos requisitos estipulados pelo Decreto Regulamentar n.º 23/95 de 23 de agosto. Este decreto abrange os sistemas de distribuição pública e predial de água, bem como a drenagem pública e predial de águas residuais, com o objetivo de garantir o adequado funcionamento das redes, promovendo a preservação da segurança, saúde e conforto dos usuários.

2.1.1. Concepção dos sistemas

O artigo 116.º do Decreto Regulamentar n.º 23/95 trata sobre os diferentes tipos de sistemas de drenagem de águas residuais, que podem ser classificados em quatro grupos distintos: separativos; unitários; mistos; separativos parciais ou pseudo-separativos.

- **Separativos**

Refere-se a sistemas compostos por duas redes distintas de coletores, uma delas designada às águas residuais provenientes de fontes domésticas e industriais, e a outra destinada às águas pluviais e similares. A Figura 2.1 esquematiza um sistema do tipo separativo.

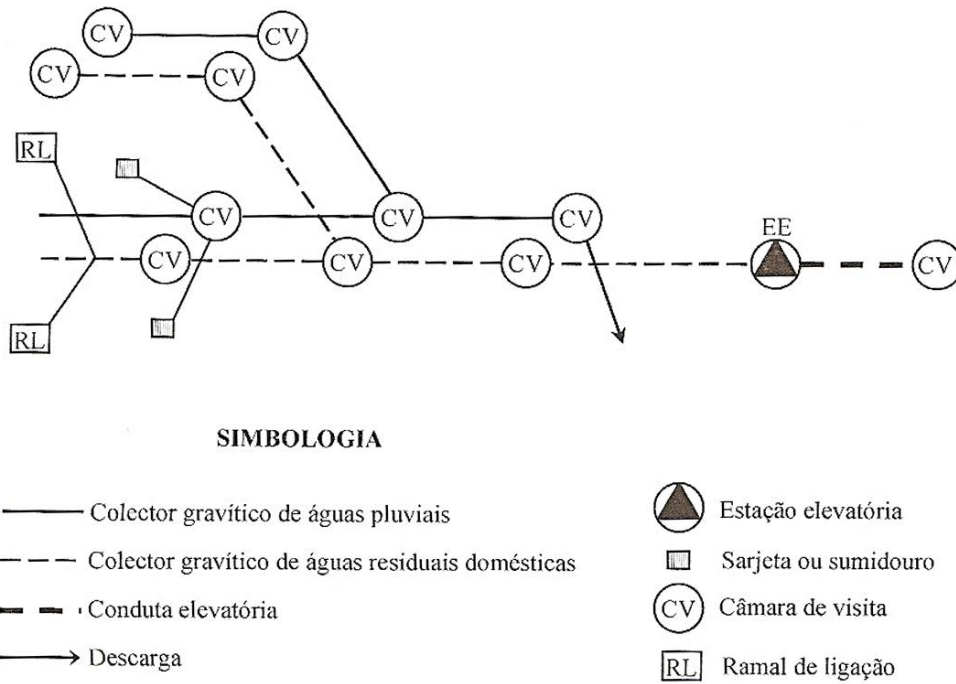


Figura 2.1: Sistema do tipo separativo (Marques & Sousa, 2018).

• Unitários

Composto por uma única rede de coletores, o sistema permite de forma conjunta a condução de águas provenientes de fontes domésticas, industriais e pluviais. A Figura 2.2 ilustra um sistema do tipo unitário.

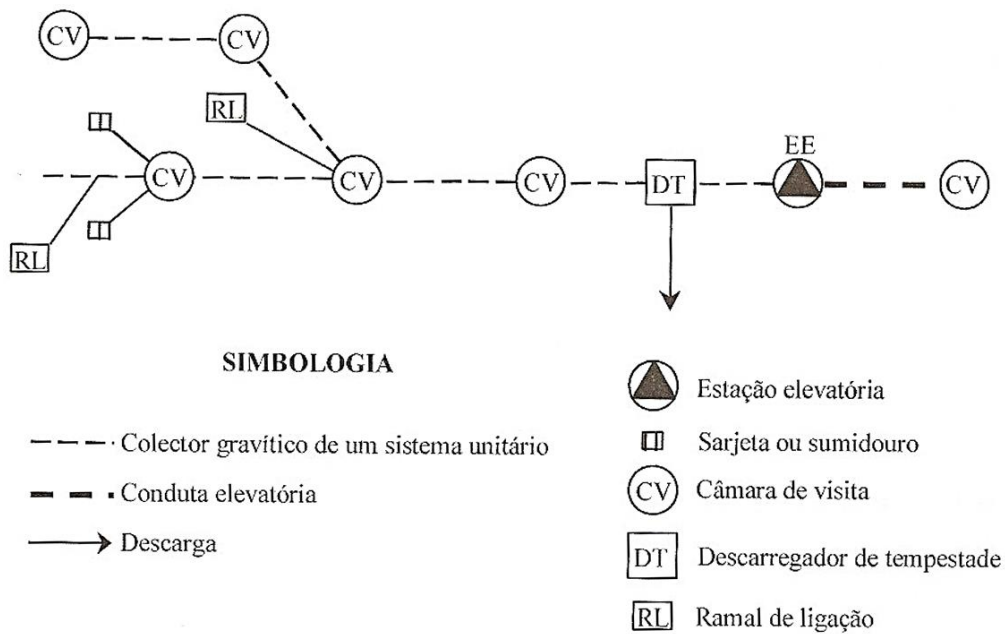


Figura 2.2: Sistema do tipo unitário (Marques & Sousa, 2018).

- **Mistos**

Trata-se de sistemas que incorporam ambas as modalidades, em que parte da rede é configurada como separativa e outra como unitária.

- **Separativos parciais ou pseudo-separativos**

Diz respeito a sistemas nos quais, em condições excepcionais, é permitida a conexão de águas pluviais provenientes de áreas internas de pátios à rede de coletores de águas residuais domésticas.

2.1.2. Lançamentos interditos

É de conhecimento que a utilização da água resulta nas águas residuais, que por sua vez possuem características substancialmente distintas das águas nas quais tiveram origem (Marques & Sousa, 2018).

Como tal, torna-se necessário proceder à coleta, transporte e destinação final apropriada das águas residuais.

Contudo, cumpre mencionar que o Decreto Regulamentar n.º 23/95 em seu artigo 117.º determina uma série de materiais cujo lançamento na rede pública de drenagem de águas residuais é tido como interdito, a saber:

- a) Matérias explosivas ou inflamáveis;*
- b) Matérias radioativas em concentrações consideradas inaceitáveis pelas entidades competentes;*
- c) Efluentes de laboratórios ou de instalações hospitalares que, pela sua natureza química ou microbiológica, constituam um elevado risco para a saúde pública ou para a conservação das tubagens;*
- d) Entulhos, areias ou cinzas;*
- e) Efluentes a temperaturas superiores a 30°C;*
- f) Lamas extraídas de fossas sépticas e gorduras ou óleos de câmaras retentoras ou dispositivos similares, que resultem das operações de manutenção;*
- g) Quaisquer outras substâncias, nomeadamente sobejos de comida e outros resíduos, triturados ou não, que possam obstruir ou danificar os coletores e os acessórios ou inviabilizar o processo de tratamento;*
- h) Efluentes de unidades industriais que contenham:*

- i. Compostos cíclicos hidroxilados e seus derivados halogenados;*
- ii. Matérias sedimentáveis, precipitáveis e flutuantes que, por si ou após mistura com outras substâncias existentes nos coletores, possam pôr em risco a saúde dos trabalhadores ou de estruturas do sistema;*
- iii. Substâncias que impliquem a destruição dos processos de tratamento biológico;*
- iv. Substâncias que possam causar a destruição dos ecossistemas aquáticos ou terrestres nos meios receptores;*
- v. Quaisquer substâncias que estimulem o desenvolvimento de agentes patogénicos.*

2.1.3. Constituição dos sistemas

O Decreto Regulamentar n.º 23/95, estabelece que a concepção dos sistemas de drenagem pública de águas residuais deve passar por análise prévia e cuidada do destino dado aos efluentes, além disso, os projetos de redes devem ser dimensionados de forma a cobrir toda a área de interesse, aproveitando o máximo possível das elevações do próprio terreno para que o escoamento se faça por via gravítica, reduzindo assim os custos globais de implantação e operação dos sistemas.

O artigo 121.º determina que as entidades gestoras dos sistemas de drenagem pública de águas residuais tem de manter os cadastros dos sistemas existentes atualizados, podendo estes existirem sob a forma gráfica tradicional ou informatizados, devendo conter obrigatoriamente as seguintes informações:

- Localização em planta dos colectores, acessórios e demais instalações complementares, sobre carta topográfica em escala entre 1:500 e 1:2000, de forma a representar todas as edificações e pontos de interesse;
- Cotas de pavimento e de soleira das câmaras de visita;
- Seções, materiais e tipos de juntas dos colectores;
- Natureza do terreno e condições de assentamento;
- Informação relativa às condições de funcionamento dos coletores;
- Fichas individuais para os ramais de ligação e instalações complementares.

O decreto estabelece, ademais, que a concepção de sistemas públicos de drenagem de águas residuais em novas áreas urbanas deve, em princípio, adotar o sistema de tipo

separativo, sendo obrigatória a concepção do sistema de drenagem de águas residuais domésticas e industriais, juntamente com o sistema de drenagem de águas pluviais.

No que se refere à constituição das redes de drenagem de águas residuais, (Marques & Sousa, 2018) definem que as redes são compostas pelos seguintes elementos:

- Ramais de ligação;
- Coletores, interceptores e emissários;
- Órgãos acessórios.

• **Ramais de ligação**

Os ramais de ligação são vias entre os ramais prediais e a rede de drenagem, através deles é possível assegurar o transporte das águas residuais à rede pública. Todos os prédios devem ser ligados por ramais de ligação privativos, sendo a execução de câmaras de visita na extremidade de montante obrigatória (Marques & Sousa, 2018). A ligação entre o ramal e a rede de coleta deve ser feita através de forquilhas, que por sua vez devem possuir um ângulo de incidência menor ou igual a $67^{\circ} 30'$ e sempre no sentido do escoamento.

• **Coletores, interceptores e emissários**

Os coletores são tubulações responsáveis pela coleta e transporte das águas residuais provenientes das edificações ou até mesmo da via pública. É necessário um cuidado na implantação desses componentes na rede, pois, sua má aplicação ou dimensionamento podem gerar fugas na tubulação, o que por sua vez pode poluir o lençol freático e contaminar a água potável (Marques & Sousa, 2018). Vale ressaltar que o Decreto Regulamentar n.º 23/95, estabelece que os diâmetros dos coletores não podem sofrer diminuição da extremidade de montante para jusante, em nenhuma hipótese.

Os interceptores são aqueles que recebem contribuições de uma série de coletores ao longo do seu comprimento, não possuindo ligações prediais diretas e através do emissário, uma canalização de grandes dimensões, as águas residuais são transportadas para a estação de tratamento.

- **Órgãos acessórios**

Os elementos acessórios das redes públicas de drenagem de águas residuais são executados “in situ”, em alvenaria ou em betão, mas podem também serem feitos a partir de materiais pré-fabricados de plástico (Marques & Sousa, 2018).

Os elementos que podem vir a ser utilizados no sistema de drenagem são: Câmaras de visita; Câmaras de corrente de varrer; Sarjetas e sumidouros; Descarregadores; Forquilhas; Instalações elevatórias.

2.1.4. Critérios do Decreto Regulamentar Português

O Decreto Regulamentar n.º 23/95 de 23 de agosto, RGSPDADAR estabelece critérios a serem seguidos no âmbito de projeto, dimensionamento hidráulico-sanitário, implantação e operação dos sistemas públicos de drenagem de águas residuais.

A começar pelos elementos de base para o dimensionamento, o decreto estabelece que a elaboração dos estudos deve fundamentar-se no entendimento do consumo de água, utilizando dados disponíveis quando possível. Na ausência de informações precisas sobre os consumos, os valores de capitação são estimados de modo a atender à dimensão e características do aglomerado. Independentemente do horizonte de projeto, estima-se que as capitações para distribuição domiciliária não devem ser inferiores aos seguintes valores:

- 80 L/habitante/dia até 1.000 habitantes;
- 100 L/habitante/dia até 1.000 a 10.000 habitantes;
- 125 L/habitante/dia até 10.000 a 20.000 habitantes;
- 150 L/habitante/dia até 20.000 a 50.000 habitantes;
- 175 L/habitante/dia acima de 50.000 habitantes.

Além disso, é imperativo ponderar os consumos relativos às atividades comerciais e de serviços, os quais, frequentemente, podem ser incorporados aos valores de capitação doméstica, entretanto, em zonas de atividade comerciais intensas, pode-se admitir uma capitação na ordem de 50 L/habitante/dia ou considerar consumos localizados.

A respeito dos coletores, os critérios de dimensionamento hidráulico-sanitário estabelecidos no RGSPDADAR são os seguintes:

- A velocidade máxima de escoamento para o caudal de ponta no horizonte é de 3 m/s para coletores domésticos e 5 m/s para coletores pluviais;
- A velocidade mínima de escoamento para o caudal de ponta no início é de 0,6 m/s para coletores domésticos e 0,9 m/s para coletores pluviais;
- A altura da lâmina líquida deve ser de no máximo 0,5 da altura total para diâmetros iguais ou inferiores a 500 mm e 0,75 para os superiores;
- A inclinação dos coletores deve estar entre 0,3% e 15%, admitindo-se inclinações inferiores a 0,3%, desde que se garanta o rigor do nivelamento, a estabilidade do assentamento e o poder de transporte, admite-se também inclinações superiores a 15% mediante a instalação de dispositivos de ancoragem dos coletores.

Os coletores das redes separativas domésticas devem ter um diâmetro nominal mínimo de 200 mm e sua seção não pode ser reduzida na extremidade de jusante. Além disso, a profundidade de instalação dos coletores deve ser de pelo menos 1 m, medida a partir do extradorso até o pavimento da via pública. Esse valor pode ser aumentado de acordo com as necessidades decorrentes do tráfego, da instalação de ramais de ligação ou de outras infraestruturas.

No que diz respeito à implantação do sistema de coletores, o RGSPDADAR estabelece que:

- Os coletores devem ser implantados no eixo da via pública na maioria dos casos;
- Em vias de circulação largas ou novas urbanizações com arruamentos amplos, os coletores podem ser implantados fora das faixas de rodagem, mantendo uma distância mínima de 1m das propriedades;
- Pode ser implantado um sistema duplo com um colector de cada lado da via pública, quando possível e mais económico;
- A construção de edificações sobre coletores de águas residuais, públicos ou privados, não é permitida e em casos de impossibilidade, a construção deve ser feita de forma a garantir o seu bom funcionamento, tornando-os estanques e acessíveis por toda a extensão.

No âmbito dos ramais de ligação, o decreto exige que as inclinações sejam de no mínimo 1%, mas é recomendado que fiquem entre 2% e 4%, para inclinações acima de 15%, é necessário prever dispositivos especiais de ancoragem, além disso, é estabelecido

que altura do escoamento não deve ultrapassar a metade da secção ou atingir a secção cheia em ramais de ligação domésticos e o diâmetro nominal mínimo permitido para os ramais de ligação é de 125 mm.

Em relação aos órgãos acessórios, exige-se a instalação de câmaras de visita nos seguintes locais:

- Na junção dos coletores;
- Nos locais em que ocorrerem mudanças de direção, inclinação ou diâmetro dos coletores;
- Em trechos retos, com distância máxima de 60 m para coletores não visitáveis ou 100 m para coletores visitáveis.

Sobre as dimensões da câmara de visita, o decreto estabelece que a câmara de visita, seja ela retangular ou circular, deve ter uma dimensão mínima em planta ou diâmetro de 1 m ou 1,25 m, dependendo de a profundidade ser inferior a 2,5 m ou igual ou superior a esse valor.

Além disso, é estabelecido na normativa as regras referentes à implantação desses elementos, e de modo geral, tem-se:

- Para garantir que a veia líquida secundária se mantenha tangente à principal, a inserção de um ou mais coletores em outro deve ser feita no sentido do escoamento;
- Mudanças de direção devem ser feitas em câmaras de visita usando caleiras semicirculares, construídas na soleira;
- A inclinação das soleiras deve ser entre 10% e 20%;
- Se a profundidade das câmaras de visita for superior a 5 m, é necessário construir patamares com espaçamentos de no máximo 5 m.

Esses aspectos são importantes para garantir a eficiência da tubulação e evitar interrupções no fluxo de líquidos. A estanqueidade também é necessária para evitar a infiltração de água subterrânea nas paredes e fundo das câmaras de visita. Além disso, patamares de segurança são necessários em câmaras de visita profundas e a proteção da soleira é importante em quedas superiores a 1 m.

2.2. Considerações gerais sobre sistemas públicos de drenagem de águas residuais no Brasil

2.2.1. Elementos constituintes dos sistemas

No Brasil, é adotado o sistema de separação absoluta, em que as águas residuais provenientes do esgoto doméstico e industrial são coletadas e transportadas por um sistema totalmente independente, sem conexão direta com o sistema que transporta águas pluviais originárias de precipitações atmosféricas (Tsutiya & Sobrinho, 2000).

A concepção do sistema de esgotamento sanitário deve abranger os seguintes elementos:

- Rede coletora;
- Interceptores;
- Emissário;
- Sifão invertido;
- Corpo de água receptor;
- Estação elevatória;
- Estação de tratamento.

• Rede coletora

A rede coletora é composta por um conjunto de tubulações que tem como finalidade coletar e transportar as águas residuais provenientes dos edifícios e demais estabelecimentos a serem atendidos pelo sistema de drenagem. A rede é composta por coletores secundários, que recebem as ligações prediais, e coletores tronco, que recebem contribuição dos coletores secundários e transportam seus efluentes para um interceptor ou emissário (Tsutiya & Sobrinho, 2000).

• Interceptores

Trata-se da canalização que recebe contribuição dos demais coletores ao longo do seu comprimento, não possuindo nenhuma ligação direta com as ligações prediais (Tsutiya & Sobrinho, 2000).

- **Emissários**

A definição de emissário segundo a NBR 9649 de novembro de 1986 é de uma tubulação que recebe esgoto apenas na sua extremidade de montante. Na prática, esse tipo de tubulação é responsável por receber a contribuição final oriunda da rede coletora e dos interceptores, e não possui ligações ao longo de seu comprimento. O objetivo dos emissários é conduzir os esgotos até seu destino adequado.

- **Sifão invertido**

O sifão invertido é utilizado para transpor obstáculos que possam surgir ao longo da rede, e vale ressaltar que esse trecho da tubulação funciona sob pressão.

- **Corpo d'água receptor**

É o corpo d'água onde são lançados os esgotos oriundos do sistema e da população atendida por esse (Tsutiya & Sobrinho, 2000).

- **Estação elevatória**

Conjunto de instalações destinadas a transferir os esgotos de uma cota mais baixa para outra mais alta (Tsutiya & Sobrinho, 2000).

- **Estação de tratamento**

Antes de fazer o lançamento do esgoto ao destino, é necessário que esse passe pela estação de tratamento, que fará a depuração do produto coletado, através de um conjunto de instalações dispostos a esse fim.

2.2.2. Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário

A NBR 9648 de novembro de 1986 estabelece os critérios que devem ser levados em consideração para a elaboração dos sistemas de esgotamento sanitário do tipo separador, bem como dos pré-requisitos para se fazer o estudo de concepção dele.

É crucial realizar um estudo prévio das informações demográficas e características do local que será atendido pelo sistema de drenagem de águas residuais a ser implementado. Isso se deve ao fato de que esses sistemas são dimensionados para atender locais e populações específicas, levando em conta a população a ser atendida e a área abrangida pelo plano.

Além disso, é necessário realizar uma análise das condições físicas do local a ser atendido, isso inclui informações sobre o relevo do solo, identificação dos principais acidentes e alterações previstas, e como isso pode afetar a concepção do sistema. Também é importante considerar informações meteorológicas, geológicas, fluviométricas e sobre os corpos receptores existentes e possíveis.

Da mesma forma, é preciso analisar os sistemas já existentes no local, isso inclui os de abastecimento de água, de drenagem de esgoto pluvial e de disposição de resíduos sólidos, bem como informações referentes à administração do sistema existente, como características do concessionário do serviço, condições gerais de operação e manutenção, ligações prediais existentes, contribuições singulares, custos do serviço e o esquema tarifário vigente.

Os sistemas públicos são projetados para atender tanto a população atual quanto as futuras, isso significa que esses sistemas devem ser capazes de acompanhar o crescimento e desenvolvimento dos locais que eles servem. Para garantir isso, é importante que o estudo de concepção dos sistemas leve em conta não apenas a situação atual, mas também os planos de desenvolvimento socioeconômico, incluindo as tendências e previsões futuras, bem como o potencial de crescimento e desenvolvimento industrial e comercial.

Vale também salientar, a importância de caracterizar os possíveis corpos receptores quanto a vazões características, cota de inundação, condições sanitárias e usos de montante e jusante atuais e futuros (Tsutiya & Sobrinho, 2000). Para além disso, deve-se verificar os dispostos previstos na Resolução n.º 20 do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA) e das legislações estaduais.

2.2.3. Critérios da Norma Técnica Brasileira

No Brasil, a regulamentação atual define os requisitos para o dimensionamento hidráulico e as disposições construtivas dos sistemas de drenagem pública. Iniciando com os padrões de cálculo hidráulico, a norma estipula o que segue:

- É necessário fazer uma estimativa dos valores de vazão inicial e final em todos os segmentos da rede, sendo que esses valores não devem ser inferiores ao mínimo estabelecido de 1,5 litros por segundo, em qualquer parte da rede;
- O diâmetro nominal mínimo a ser utilizado nas tubulações é de 100 mm;
- Deve ser feita a verificação em cada trecho quanto à tensão trativa média, cujo valor não deve ser menor que 1,0 Pa;
- A declividade máxima que é admitida no sistema é aquela para qual se tenha o valor de $v_f = 5 \text{ m/s}$;
- A lâmina d'água calculada para a vazão final Q_f de cada trecho, deve ser igual ou inferior a 75% do diâmetro do coletor;
- Caso a velocidade final seja superior ao valor de velocidade crítica, a maior lâmina admissível para assegurar a ventilação do trecho é de 50% do diâmetro do coletor.

Vale ressaltar que a norma preconiza a necessidade de fundamentação para os valores de coeficiente de Manning e declividade mínima. A Tabela 2.1 delinea as correlações entre distintos valores de coeficiente de Manning, assegurando uma tensão trativa superior a 1,0 Pa, e apresenta, concomitantemente, a fórmula correspondente para o cálculo do valor de declividade mínima.

Tabela 2.1: Declividade mínima para diferentes valores de coeficiente de Manning (adaptada de Tsutiya & Sobrinho, 2000).

Coeficiente de Manning	Declividade mínima (m/m)
0,009	$I_{0,mín} = 0,0065Q^{-0,49}$
0,010	$I_{0,mín} = 0,0061Q^{-0,49}$
0,0011	$I_{0,mín} = 0,0058Q^{-0,49}$
0,0012	$I_{0,mín} = 0,0056Q^{-0,48}$
0,0013	$I_{0,mín} = 0,0055Q^{-0,47}$
0,0014	$I_{0,mín} = 0,0051Q^{-0,47}$
0,0015	$I_{0,mín} = 0,0049Q^{-0,47}$
0,0016	$I_{0,mín} = 0,0048Q^{-0,47}$

Para além dos critérios de dimensionamento hidráulico, a norma prevê disposições construtivas a respeito do sistema, no âmbito da implantação e operação desses.

Iniciando pelos poços de visita (PV), estes devem ser construídos em todos os pontos críticos da rede, incluindo o início dos coletores, mudanças de direção, inclinação, diâmetro e material, convergência de coletores e locais com desnível.

O tampão dos poços de visita deve ter um diâmetro mínimo de 0,60 metros e a câmara, uma dimensão mínima em planta de 0,80 metros.

Em algumas situações específicas, os poços de visita podem ser substituídos por outros órgãos acessórios, como as caixas de passagem (CP) e terminais de inspeção e limpeza (TIL), que podem substituir os poços nas mudanças de direção, declividade, material e diâmetro, desde que sejam garantidas as condições de acesso de equipamento para limpeza do trecho a jusante. Além disso, os terminais de limpeza (TL) e terminais de inspeção e limpeza (TIL), podem substituir os poços de visita no início dos coletores.

Nas situações de convergência de até dois trechos ao coletor, pontos com desnível inferior a 0,50 m e a jusante de ligações prediais cujas contribuições podem gerar problemas de manutenção, os terminais de inspeção e limpeza (TIL) podem substituir os poços de visita.

2.3. Quantitativo de materiais e orçamento

Independentemente da localização geográfica, disponibilidade de recursos, prazo estabelecido, preferências do cliente e natureza do projeto, uma obra é fundamentalmente uma atividade econômica. Nesse contexto, o aspecto financeiro assume uma importância destacada (Mattos, 2006).

Para além dos parâmetros técnicos concernentes à funcionalidade e eficiência da rede, é imprescindível abordar o aspecto do quantitativo de materiais e seu respectivo custo, sobretudo no âmbito de projetos de obras públicas, visando um planejamento e execução eficazes.

No contexto específico dos sistemas públicos de drenagem de águas residuais, a formulação de um levantamento quantitativo de materiais implica a realização de uma série de atividades complexas. Isso abrange desde a identificação das necessidades específicas da região até à estimativa de custos e à alocação adequada de recursos.

O setor da construção civil, desde a extração das matérias-primas necessárias até à destinação final dos resíduos gerados, é responsável por consideráveis impactos

ambientais. Esses impactos são observados ao longo de todas as fases, desde a obtenção dos materiais até a execução dos serviços nos canteiros de obra, promovendo uma transformação significativa na paisagem urbana (Barreto, 2005). Em outras palavras, a presença de resíduos é uma constante em todos os tipos de obras (Cunha, 2022).

Cumprir ressaltar o Decreto-Lei n.º 102-D/2020 de 10 de dezembro, que estabelece objetivos para a diminuição da eliminação de resíduos por deposição em aterro. Este decreto coloca como meta a proibição, a partir de 2030, do encaminhamento para aterro de quaisquer resíduos passíveis de reciclagem ou valorização. Além disso, estabelece metas específicas para a redução da quantidade de resíduos urbanos destinados a aterro e impõe obrigações para desviar resíduos urbanos biodegradáveis dessa forma de disposição.

A realização de um quantitativo de materiais adequado, permite que os resíduos gerados pela construção sejam minimizados, evitando o desperdício e reduzindo o custo da obra e os impactos ambientais gerados por essa.

2.4. Destino final das águas residuais

O artigo 187.º do Decreto Regulamentar n.º 23/95 trata a respeito do destino final das águas residuais, prescrevendo que essa destinação compreende a sua integração em um meio aquático ou terrestre, quer seja natural ou artificial, com o propósito de despejo ou reutilização.

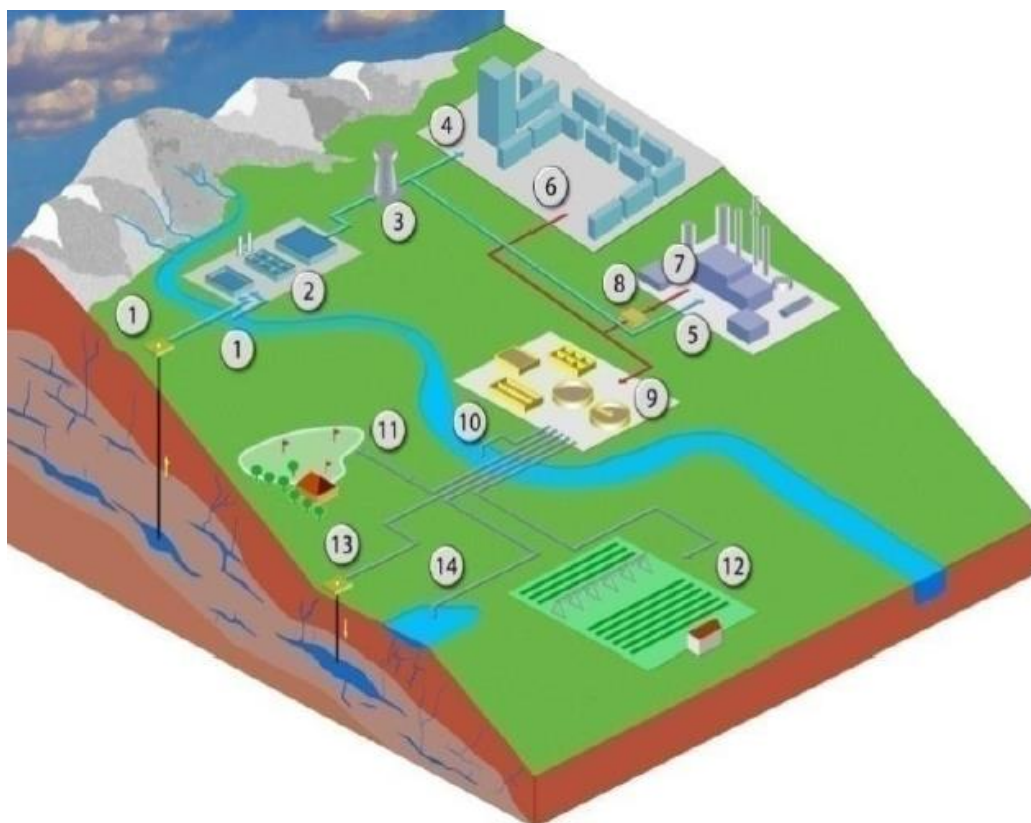
A escassez dos recursos hídricos pode ser uma circunstância inerente às condições climáticas de uma região específica ou, alternativamente, uma decorrência do crescimento demográfico e do desenvolvimento socioeconômico. Este cenário destaca a necessidade de uma administração sustentável dos recursos hídricos, sendo que, dentro desse contexto, a reutilização da água emerge como uma estratégia de considerável importância (Marecos do Monte & Albuquerque, 2010).

Os autores Marecos do Monte e Albuquerque (2010), também abordam que a reutilização das águas residuais tratadas desempenha um papel crucial na gestão dos recursos hídricos, na medida que:

- a) Contribui para o aumento dos recursos hídricos necessários para satisfazer as demandas presentes e futuras, especialmente para usos mais nobres;

- b) Ao diminuir o volume de águas residuais tratadas despejadas nos corpos d'água receptores, protege os ecossistemas, reduzindo a quantidade de poluentes lançados.

A Figura 2.3 demonstra como se dá o ciclo de reutilização da água.



- 1 – Captação de água subterrânea ou superficial; 2 – ETA; 3 – Reservatório;
4 – Abastecimento urbano; 5 – Abastecimento industrial; 6 – Águas residuais urbanas;
7 – Águas residuais industriais; 8 – Pré-tratamento; 9 – ETAR; 10 – Descarga no meio receptor;
Reutilização de águas residuais tratadas: 11 – Rega paisagística;
12 – Rega agrícola; 13 – Recarga de aquíferos em furo de injeção directa;
14 – Recarga de aquíferos em bacias de infiltração.

Figura 2.3: Ciclo de reutilização da água (adaptada de Marecos do Monte & Albuquerque, 2010). Disponível em: <<https://www.ersar.pt/pt/publicacoes/publicacoes-tecnicas/guias>>.

Acesso em 14 de janeiro de 2024.

Em Portugal, nota-se que a disponibilidade de infraestruturas para tratamento e distribuição de água, bem como os custos e as necessidades energéticas, configuram limitações quanto aos projetos de reutilização de água (Rebelo et al., 2020).

O Decreto-Lei n.º 119/2019, de 21 de agosto, estabelece o regime jurídico em Portugal no âmbito da produção de água para reutilização, derivada do tratamento de

águas residuais, bem como sua utilização, de forma a promover sua correta utilização, evitando efeitos nocivos à saúde e ambiente.

Este decreto institui ainda que a reutilização de água residual tratada representa um exemplo concreto de medida adaptativa face às alterações climáticas, constituindo uma prática eficaz na gestão hídrica.

Destaca-se sua importância no enfrentamento ao aumento da frequência e intensidade de períodos de seca e escassez de água, contribuindo para elevar a resiliência dos sistemas, conforme delineado no Programa de Ação para a Adaptação às Alterações Climáticas (P-3AC), aprovado pela Resolução do Conselho de Ministros n.º 130/2019 de 2 de agosto.

Adicionalmente, é pertinente ressaltar que o Decreto-Lei n.º119/2019 deixa estabelecido a reutilização das águas residuais tratadas, sempre que tal seja possível ou apropriado. Importa, no entanto, frisar que a abrangência do referido decreto exclui explicitamente a reutilização de água para fins potáveis, exigindo-se, nesse caso, uma qualidade estritamente compatível com os padrões estabelecidos para o consumo humano.

Divulgado em outubro de 2019 pela Agência Portuguesa do Ambiente (APA), o guia para a reutilização de águas para usos não potáveis conceitua a reutilização de água como o emprego de águas tratadas para finalidades específicas, com a finalidade de mitigar os riscos associados e estabelecer-se como uma fonte alternativa na perspectiva da disponibilidade hídrica.

A Figura 2.4, apresentada pela própria Agência Portuguesa do Ambiente (APA), mostra algumas das vantagens quanto à reutilização de águas.

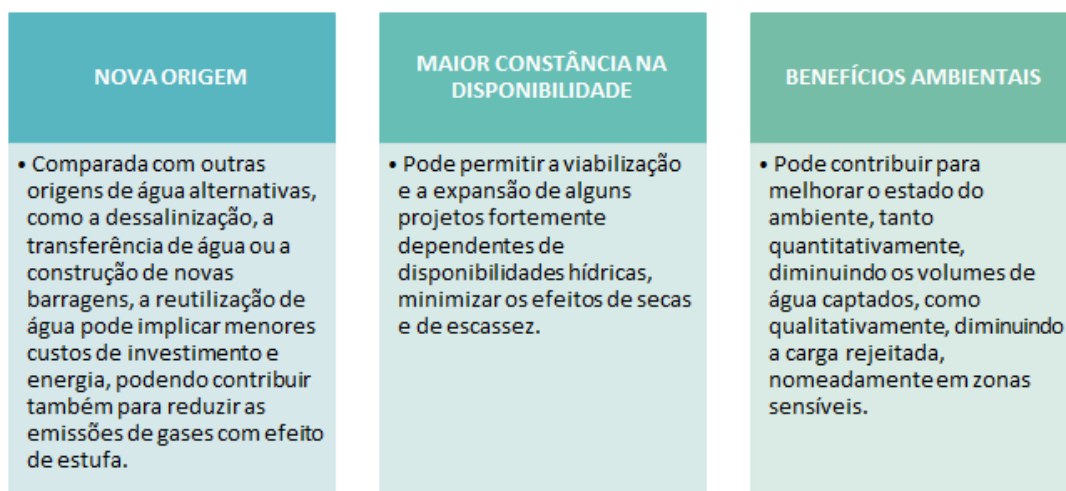


Figura 2.4: Vantagens quanto a reutilização de águas (APA, 2023). Disponível em: <<https://apambiente.pt/agua/agua-para-reutilizacao-apr>>. Acesso em 13 de janeiro de 2024.

Entende-se, portanto, que a reutilização da água urbana deve ser considerada como uma fonte alternativa para atender à demanda urbana, especialmente para usos não potáveis. A viabilidade dessa opção é respaldada pelo elevado consumo de água e pela tendência de as estações de tratamento de água estarem frequentemente localizadas nas proximidades dos centros urbanos. Adicionalmente, a reutilização dessas águas no âmbito do paisagismo urbano apresenta a vantagem adicional de conter nutrientes, como fósforo e nitrogênio, o que, por sua vez, reduz a necessidade do uso de fertilizantes para essa finalidade (Cordeiro et al., 2023).

Como exemplo desse cenário, destaca-se o estudo de caso conduzido por Cordeiro et al. (2023), realizado na região metropolitana de Lisboa. Nessa pesquisa, foram analisados quatro casos distintos de reutilização de água, abrangendo diferentes contextos e finalidades. Destaca-se o estudo de caso que envolveu a reutilização de água não potável em usos urbanos.

Os usos urbanos não potáveis foram responsáveis por cerca de 75% do consumo total de água potável. Por meio da implementação de medidas de eficiência e controle de vazamentos, Lisboa conseguiu reduzir seu consumo em 50% no período compreendido entre 2014 e 2018. A reutilização das águas ocorreu em diversos contextos, sendo empregadas para a irrigação de espaços verdes e a limpeza de vias públicas, conforme ilustrado na Figura 2.5.



Figura 2.5. Rede de hidrantes de reutilização de água na baixa de Lisboa: Primeiras bocas de reutilização de água instaladas na zona baixa de Lisboa (i ,ii); Boca de incêndio subterrânea de reutilização de água na baixa de Lisboa (iii); Pessoal de higiene urbana a lavar uma rua com águas residuais tratadas na baixa de Lisboa (iv). Disponível em: <<https://doi.org/10.3390/su151612578>>. Acesso em: 19 de fevereiro de 2024.

No entanto, emerge a necessidade de que as políticas públicas concentrem seus esforços na conservação da água e redução de consumo, a fim de evitar o fenômeno conhecido como efeito rebote, comumente observado nos setores de energia e eficiência energética, no qual a disponibilidade de mais recursos resulta em um aumento no seu consumo, esse fenômeno ocorre devido à percepção de abundância que a disponibilidade de uma fonte adicional traz, que pode inadvertidamente intensificar a utilização do recurso. Assim, a reutilização da água deve ser encarada como uma fonte alternativa e não como um meio de sustentar o crescente consumo de água (Cordeiro et al., 2023).

Face à necessidade de se instituir uma administração mais sustentável dos recursos hídricos, constata-se que a transição para uma economia circular no âmbito do setor hídrico se apresenta como uma prioridade para a maioria dos países, não obstante os desafios inerentes, especialmente do ponto de vista econômico, político e ambiental (Fernandes & Marques, 2023).

Capítulo 3. Materiais e métodos

3.1. Área de estudo

O loteamento urbano, que também foi utilizado no trabalho de Silva et al. (2023), mas para o dimensionamento da rede pública de drenagem de águas pluviais, foi disponibilizado em formato CAD pelo gabinete Dolmu – Arquitetura | Engenharia e localiza-se em Macedo de Cavaleiros (Latitude: 41°32'11"N; Longitude: 6°57'22"W; altitude: 572 m), cidade portuguesa do Nordeste de Portugal que fica a cerca de 40 Km da capital de distrito, Bragança. O concelho tem 14.251 habitantes (Pordata, 2021). O loteamento tem uma área de 21,038.37 m², sendo constituído por arruamentos (estradas, estacionamento e passeios), áreas verdes e lotes (área de implantação e logradouro) (Figura 3.1).



Figura 3.1: Localização de Macedo de Cavaleiros, Portugal (A) e da área de estudo (B); Loteamento urbano (sem escala) (C).

3.2. Estudo da população e contribuições

Quanto ao dimensionamento de sistemas públicos de drenagem de águas residuais, é imperativo conduzir uma análise preliminar abrangente referente à população que será atendida pela infraestrutura. A Tabela 3.1 apresenta informações acerca da tipologia e o número de pisos em cada lote na área de estudo, além de indicar a área de implantação medida em planta, assim como o correspondente número de habitantes e trabalhadores considerados para cada lote.

Tabela 3.1: Estimativa do número de habitantes/trabalhadores no loteamento

Lotes	Tipologia	Número de pisos	Área de implantação (m ²)/pisso	Habitantes/Trabalhadores
1	Habitação e Comércio	R/C + 2 pisos	337,5	38
2	Habitação e Comércio	R/C + 2 pisos	337,5	38
3	Habitação	R/C + 2 pisos	315,0	36
4	Habitação	R/C + 2 pisos	315,0	36
5	Habitação	R/C + 2 pisos	315,0	36
6	Habitação, Comércio e Serviços	R/C + 2 pisos	700,0	66
7	Habitação	R/C + 2 pisos	360,0	48
8	Habitação	R/C + 2 pisos	315,0	36
9	Habitação	R/C + 2 pisos	315,0	36
10	Habitação	R/C + 2 pisos	315,0	36
11	Habitação	R/C + 2 pisos	315,0	36
12	Habitação	R/C + 2 pisos	315,0	36
13	Habitação	R/C + 2 pisos	315,0	36
14	Habitação	R/C + 2 pisos	315,0	36
15	Habitação	R/C + 2 pisos	315,0	36
Total				586

Além disso, pressupõe-se que a população do loteamento no Ano 40 será equivalente àquela registrada no Ano 0. No entanto, há que se considerar a existência das demais redes que ligam à rede do loteamento em estudo, portanto, há que se levar em conta uma contribuição de caudal concentrado, que por sua vez deve contar com o crescimento populacional das demais áreas, com um acréscimo no caudal concentrado no horizonte de projeto.

3.3. Métodos adotados em Portugal

3.3.1. Caudais de projeto

No âmbito dos caudais de projeto, convém considerar três componentes distintos: o caudal de águas residuais domésticas, o caudal de águas residuais industriais e o caudal de infiltração. O cálculo para determinar o caudal de águas residuais domésticas segue critérios semelhantes aos utilizados nas redes de distribuição de água e envolve a análise demográfica, a previsão de evolução de capitações e a aplicação de fatores de ponta adequados.

É importante que se tenha o entendimento que nem toda a água distribuída para consumo acaba se tornando água residual, uma vez que as perdas na própria rede de distribuição de água são características comuns. Além disso, algumas atividades, como a irrigação de jardins, podem resultar em infiltração. Por isso, é necessário considerar um fator de afluência à rede, que é definido como o quociente entre o volume afluyente e o volume distribuído pelo sistema.

Esses por sua vez, são comumente considerados como sendo na ordem de 0,70 a 0,90, seguindo o disposto no RGSPDADAR e são dados em função dos hábitos de vida da população e da ocupação do respectivo solo. No presente estudo, será utilizado o valor de 0,80 como fator de afluência da rede.

Além disso, o RGSPDADAR, em seu artigo 132.º, estipula que, nos sistemas de drenagem de águas residuais domésticas e industriais, os caudais de cálculo geralmente refletem as projeções para o horizonte de projeto. Esses caudais, por sua vez, correspondem aos valores médios anuais, ajustados por um fator de ponta instantâneo, ao qual é somado o caudal de infiltração.

O caudal médio anual mencionado é obtido multiplicando a capitação média anual de entrada na rede pelo número de habitantes atendidos. O fator de ponta instantâneo, por sua vez, é a razão entre o caudal máximo instantâneo do ano e o caudal médio anual das águas residuais domésticas. Esse fator de ponta pode ser determinado mediante a análise de registros locais, ou na ausência de elementos que permitam sua determinação, é obtido através da Eq. 3.1.

$$f = 1,5 + \frac{60}{\sqrt{P}} \quad \text{Eq. 3.1}$$

Onde:

f : Fator de ponta instantâneo;

P : População servida, em hab.

3.3.2. Leis de resistência

O dimensionamento hidráulico-sanitário dos sistemas públicos de drenagem de águas residuais pode ser realizado com base em dois critérios de verificação relacionados às leis de resistência: a verificação da capacidade de transporte ou arraste e a verificação da velocidade de escoamento e altura da lâmina líquida.

A verificação no âmbito do poder de transporte e capacidade de arrasto é feita através da análise do valor da tensão média de arrastamento, que é dada pela Eq. 3.2.

$$\tau = \gamma \times R_h \times i \quad \text{Eq. 3.2}$$

Onde:

τ : tensão média de arrastamento, em N/m²;

γ : peso específico do líquido, em N/m³;

R_h : raio hidráulico, em m;

i : inclinação do coletor, em m/m.

Com esse valor calculado, é possível analisar se ele atende ao mínimo estabelecido, a tensão crítica de arrastamento, que é a tensão mínima necessária para fazer com que uma partícula depositada inicie o seu movimento. O valor mínimo estabelecido pelo RGSPDADAR para tensão crítica de arrastamento, utilizado para coletores domésticos, é de 2 N/m².

De um modo geral, utiliza-se a equação de Manning-Strickler para analisar o comportamento hidráulico dos sistemas de drenagem, e é possível dizer que boa parte das formulações utilizadas derivam da equação (Eq. 3.3).

$$Q = A \times K_s \times R_h^{2/3} \times i^{1/2} \quad \text{Eq. 3.3}$$

Onde:

Q : caudal, em m³/s;

A : área da secção do escoamento, em m²;

K_s : coeficiente de rugosidade, em m^{1/3}/s;

R_h : raio hidráulico, em m;

i : inclinação do coletor, em m/m.

Inicialmente, é importante compreender que em escoamentos com superfície livre, nem toda a tubulação é ocupada pelo fluxo do escoamento. Portanto, define-se como área molhada, a área da seção transversal que é preenchida pelo fluido (Eq. 3.4). Esse conceito também é aplicável à altura do escoamento (Eq. 3.5), e ao perímetro molhado (Eq. 3.6), que são definidos em termos do ângulo em radianos em relação ao centro da tubulação. A seguir tem-se o equacionamento que define cada um dos termos citados, sendo a área da secção do escoamento dada em m² e a altura do escoamento, o perímetro molhado e o diâmetro (D) da tubulação em metros. A Figura 3.2 ilustra a área da seção de escoamento de uma tubulação.

- Área da secção do escoamento:

$$A = \frac{D^2}{8} \times (\theta - \sin \theta) \quad \text{Eq. 3.4}$$

- Altura do escoamento:

$$h = \frac{D}{2} \times \left(1 - \cos \frac{\theta}{2}\right) \quad \text{Eq. 3.5}$$

- Perímetro molhado:

$$P = \frac{D \times \theta}{2} \quad \text{Eq. 3.6}$$

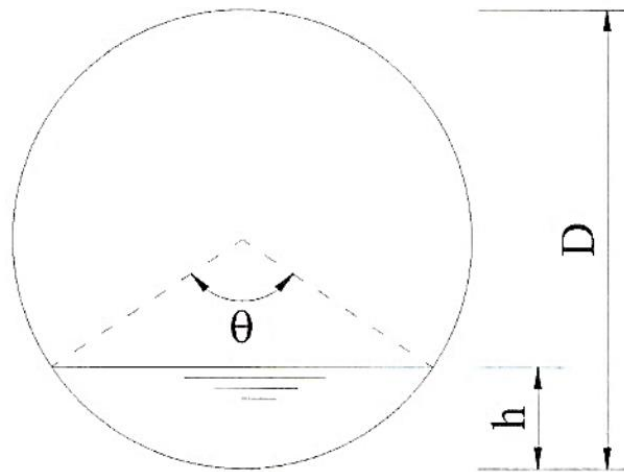


Figura 3.2: Área da secção de escoamento (Marques & Sousa, 2018).

A respeito do coeficiente de rugosidade, este valor é dado de acordo com o material que é utilizado na tubulação da rede de drenagem e depende de fatores como espessura, textura superficial e tipo de corrugação. O valor do coeficiente é determinado experimentalmente, por meio de testes em laboratório ou simulações numéricas. No presente trabalho, a tubulação será feita de polipropileno corrugado, que pode apresentar valores diferentes de coeficiente de rugosidade, dependendo do tipo de corrugação do material.


Com base na Tabela 3.2, fornecida pelo Grupo Fersil Tubos Portugal, a qual apresenta os valores de coeficiente de rugosidade de Manning para diferentes tipos de materiais, o valor a ser adotado para o dimensionamento que será elaborado a seguir será de 0,009 ou $110 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ para o polipropileno corrugado (PP).

Tabela 3.2: Valores de rugosidade superficial de Manning-Strickler para diferentes materiais (adaptada de Fersil, 2024).

Tipo de Material	n
Polietileno corrugado, com parede interior lisa	0,009 a 0,015
Polietileno corrugado, monoparede	0,018 a 0,025
Poli(cloreto de vinilo), com parede compacta	0,009 a 0,011
Polipropileno corrugado, com parede interior lisa	0,008 a 0,011

Os diâmetros utilizados no dimensionamento são os que constam na Figura 3.3. O coletor será em Polipropileno Corrugado (PP) (Fersil, 2024).

TUBOS DURALIGHT SN8 (EN 13476-3) COM O-RING
 DURALIGHT PIPES SN8 (EN 13476-3) WITH RING SEAL . TUBES DURALIGHT SN8 (EN 13476-3) AVEC JOINT
 TUBOS DURALIGHT SN8 (UNE EN 13476-3) CON JUNTA





Ø (mm)	di (mm)	ec (mm)	L2 (mm)	L (m)	 (m)	 (un)	REF
125	108	9,3	55	6	6	204	12707001414 N
160	140	10,9	65	6	6	216	12707001416 N
200	177	12,5	78	6	6	120	12707001418 N
250	222	15,4	83	6	6	72	12707001420 N
315	274	20,5	112	6	6	54	12707001822 N
400	350	25,6	126	6	6	18	12707001823 N
500	442	31,1	176	6	6	12	12707001425 N
630	548	42,2	194	6	6	12	12707001826 N
800	698	52,6	240	6	6	12	12707001828 N
1000*	858	72,2	300	6	-	-	22707001829

Figura 3.3: Diâmetros de tubos coletores para drenagem residual (Fersil, 2024).

Para encontrar o raio hidráulico, é necessário fazer a divisão entre a área molhada e o perímetro molhado, e as equações Eq. 3.7, Eq. 3.8 e Eq. 9.9 demonstram o procedimento.

$$R_h = \frac{A}{P} \quad \text{Eq. 3.7}$$

$$R_h = \frac{\frac{D^2}{8} \times (\theta - \sin \theta)}{\frac{D \times \theta}{2}} \quad \text{Eq. 3.8}$$

$$R_h = \frac{D \times (\theta - \sin \theta)}{4\theta} \quad \text{Eq. 3.9}$$

É possível obter uma equação que permita calcular o caudal escoado ao substituir as expressões que são utilizadas para determinar o raio hidráulico e a área molhada. Ao dividir essa mesma expressão pela área molhada, tem-se uma equação para a velocidade do escoamento, e as equações Eq. 3.10, Eq. 3.11, Eq. 12, Eq. 3.13, Eq. 3.14 e Eq. 3.15 demonstram o procedimento de cálculo.

$$Q = A \times K_s \times R_h^{2/3} \times i^{1/2} \quad \text{Eq. 3.10}$$

$$Q = \left(\frac{D^2 \times (\theta - \sin \theta)}{8} \right) \times K_s \times \left(\frac{D \times (\theta - \sin \theta)}{4\theta} \right)^{2/3} \times i^{1/2} \quad \text{Eq. 3.11}$$

$$Q = \frac{K_s}{20,159} \times D^{8/3} \times \frac{(\theta - \sin \theta)^{5/3}}{\theta^{2/3}} \times i^{1/2} \quad \text{Eq. 3.12}$$

$$V = \frac{Q}{A} \quad \text{Eq. 3.13}$$

$$V = \frac{\frac{K_s}{20,159} \times D^{8/3} \times \frac{(\theta - \sin \theta)^{5/3}}{\theta^{2/3}} \times i^{1/2}}{\frac{D^2}{8} \times (\theta - \sin \theta)} \quad \text{Eq. 3.14}$$

$$V = \frac{K_s}{2,52} \times D^{2/3} \times \left(\frac{\theta - \sin \theta}{\theta} \right)^{2/3} \times i^{1/2} \quad \text{Eq. 3.15}$$

3.3.3. Imposições regulamentares

Conforme mencionado anteriormente, o Decreto Regulamentar n.º 23/95 impõe certas restrições aos valores utilizados para alguns parâmetros de cálculo, como a velocidade máxima, a velocidade mínima, a altura da lâmina líquida e a inclinação dos coletores.

No caso da velocidade máxima, o decreto estipula que ela deva ser de no máximo 3 m/s nos coletores. Isso significa que o valor máximo atribuído à velocidade de escoamento deve ser verificado levando em conta o caudal máximo, que, por sua vez, é o caudal de ponta instantâneo do ano horizonte de projeto acrescido do caudal de infiltração dos coletores separativos domésticos (Marques & Sousa, 2018). Portanto, aplicando as equações mencionadas anteriormente, chega-se às Eq. 3.16 e Eq. 3.17.

$$\frac{Q_{\text{máx.}}}{\frac{D^2}{8} \times (\theta - \sin \theta)} \leq V_{\text{máxR}} \quad \text{Eq. 3.16}$$

$$(\theta - \sin \theta) \geq \frac{8Q_{\text{máx.}}}{D^2 \times V_{\text{máxR}}} \quad \text{Eq. 3.17}$$

De maneira similar, é necessário verificar a velocidade mínima estabelecida pelo decreto, porém essa verificação é feita em relação ao caudal mínimo, que corresponde ao caudal de ponta instantâneo no início da exploração, resultando em Eq. 3.18 e Eq. 3.19.

$$\frac{Q_{\min}}{\frac{D^2}{8} \times (\theta - \sin \theta)} \geq V_{\min R} \quad \text{Eq. 3.18}$$

$$(\theta - \sin \theta) \leq \frac{8Q_{\min}}{D^2 \times V_{\min R}} \quad \text{Eq. 3.19}$$

Para além das velocidades máximas e mínimas definidas pelo decreto, é necessário abordar a altura da lâmina líquida. De acordo com o critério estabelecido pelo RGSPDADAR, esse valor deve ser igual a, no máximo, 0,5 em relação ao diâmetro do coletor, desde que esse seja menor ou igual a 500 mm. Caso contrário, o valor máximo permitido é de 0,75.

A imposição da altura máxima de lâmina d'água permitida pelo regulamento pode ser expressa de maneira prática por meio de uma formulação matemática que se dá a seguir por Eq. 3.20, Eq. 3.21, Eq. 3.22, e Eq. 3.23.

$$\frac{h}{D} \leq a \quad \text{Eq. 3.20}$$

$$\frac{D \left(1 - \cos\left(\frac{\theta}{2}\right)\right)}{\frac{2}{D}} \leq a \quad \text{Eq. 3.21}$$

$$1 - \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \leq 2a \quad \text{Eq. 3.22}$$

$$\theta \leq 2 \arccos(1 - 2a) \quad \text{Eq. 3.23}$$

Dessa forma, a incógnita a assume o valor de 0,5 para coletores com o diâmetro de até 500 mm e 0,75 para diâmetros maiores que esse.

Há também na regulamentação vigente imposições relacionadas às inclinações dos coletores das redes de coleta. É estabelecido que a inclinação desses deve ser de no mínimo 0,3% e de no máximo 15%. Trazendo essas informações para a equação de Manning-Strickler, é importante considerar que a inclinação máxima deve ser determinada com base no caudal máximo $Q_{\max.}$, enquanto a inclinação mínima deve ser calculada considerando o caudal mínimo para o critério de velocidade mínima e o caudal máximo para o critério de altura máxima de lâmina líquida. Dessa forma, tem-se as Eq. 3.24, Eq. 3.25 e Eq. 3.26.

$$i_{mính} = \left(\frac{20,159Q_{máx}}{K_s \times D^{8/3}} \times \frac{\theta^{2/3}}{(\theta - \sin \theta)^{5/3}} \right)^2 \quad \text{Eq. 3.24}$$

$$i_{mínv} = \left(\frac{20,159Q_{mín}}{K_s \times D^{8/3}} \times \frac{\theta^{2/3}}{(\theta - \sin \theta)^{5/3}} \right)^2 \quad \text{Eq. 3.25}$$

$$i_{máxv} = \left(\frac{20,159Q_{máx}}{K_s \times D^{8/3}} \times \frac{\theta^{2/3}}{(\theta - \sin \theta)^{5/3}} \right)^2 \quad \text{Eq. 3.26}$$

Baseando-se nessas equações, é possível relacioná-las com a equação de Manning-Strickler de forma a se estabelecer o diâmetro que deve ser utilizado para os coletores de forma a atender todos os critérios estabelecidos no RGSPDADAR. Dessa forma, o diâmetro mínimo a ser utilizado nas tubulações pode ser definido por Eq. 3.27 e Eq. 3.28.

$$D \geq \sqrt{\frac{8Q_{máx}}{V_{máxR} \times (\theta - \sin \theta)}} \quad \text{Eq. 3.27}$$

$$D \geq \left(\frac{20,159Q_{máx}}{K_s \times \sqrt{i_{máxR}}} \right)^{3/8} \times \frac{\theta^{1/4}}{(\theta - \sin \theta)^{5/8}} \quad \text{Eq. 3.28}$$

Ademais, vale salientar que a legislação determina um diâmetro mínimo para os coletores e ramais de ligação, de modo que os valores obtidos por meio das formulações apresentadas não devem contrariar o diâmetro mínimo pré-estabelecido, de 200 mm para os coletores e 125 mm para os ramais de ligação.

3.3.4. Implantação dos coletores

No que se refere à implantação dos coletores, existem 3 situações distintas que podem ser consideradas.

- **Atinge-se o recobrimento mínimo a jusante**

Para que essa situação se configure, é preciso satisfazer duas condições, são elas:

$$R_{mín\ mont} + L \times (i_{mín} - i_{terreno}) \leq R_{mín\ jus}$$

$$R_{mín\ mont} + L \times (i_{máx} - i_{terreno}) \leq R_{mín\ jus}$$

A Figura 3.4 ilustra a situação.

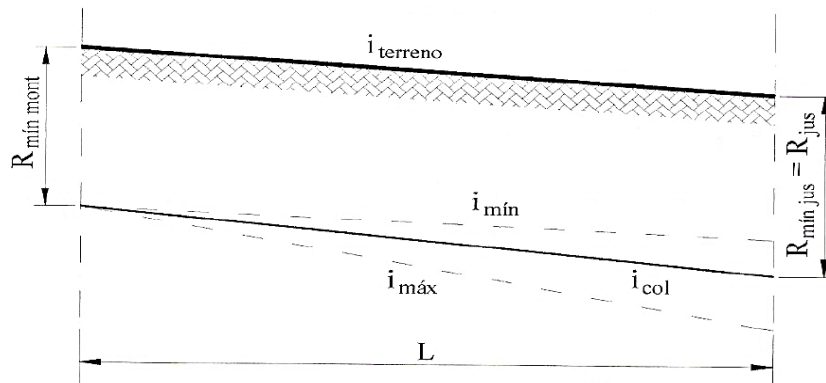


Figura 3.4: Situação em que o terreno atinge o recobrimento mínimo na extremidade de jusante (Marques & Sousa, 2018).

Nesse caso, o coletor deverá ser implementado a uma inclinação que fique entre o valor mínimo e máximo, isto é, $i_{\min} \leq i_{col} \leq i_{\max}$, dessa forma, a inclinação do coletor se dará por:

$$i_{col} = \frac{R_{\min\ jus} - R_{\min\ mont}}{L} + i_{terreno}$$

Com isso, os recobrimentos nas extremidades de montante e jusante devem os mínimos.

- **Não se atinge o recobrimento mínimo a jusante**

Quando há um terreno plano ou pouco inclinado o coletor não atinge o recobrimento mínimo na extremidade de jusante, a Figura 3.5 demonstra a situação, que para se configurar, deve satisfazer a seguinte condição:

$$R_{\min\ mont} + L \times (i_{\min} - i_{terreno}) > R_{\min\ jus}$$

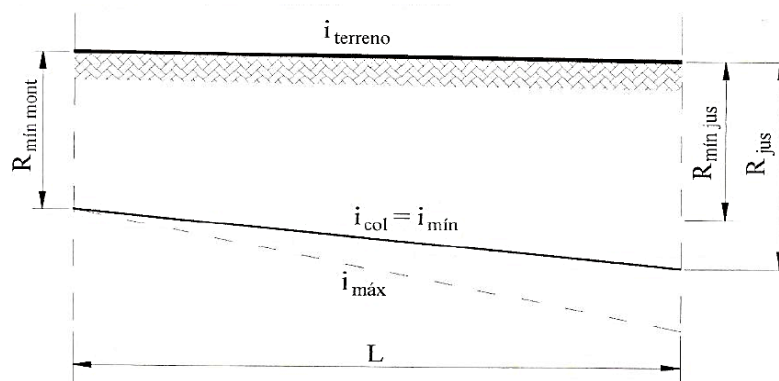


Figura 3.5: Situação em que não se atinge o recobrimento mínimo na extremidade de jusante (Marques & Sousa, 2018).

Nesse caso, o coletor deverá ser implementado com a inclinação mínima, dessa forma, os recobrimentos serão:

$$R_{mont} = R_{mín\ mont}$$

$$R_{jus} = R_{mín\ mont} + L \times (i_{mín} - i_{terreno})$$

- **Quando há queda a montante**

É comum que em alguns trechos da rede o terreno apresente uma declividade elevada, como mostra a Figura 3.6.

$$R_{mín\ mont} + L \times (i_{máx} - i_{terreno}) < R_{mín\ jus}$$

Caso a condição acima seja satisfeita, o coletor deverá ser implantado com a inclinação máxima, além disso, deve-se contar com uma queda na extremidade de montante, que por sua vez deverá apresentar o seguinte valor:

$$\Delta Y = R_{mín\ jus} - R_{mín\ mont} + L \times (i_{terreno} - i_{máx})$$

E os recobrimentos deverão ser iguais a:

$$R_{mont} = R_{mín\ mont} + \Delta Y$$

$$R_{jus} = R_{mín\ jus}$$

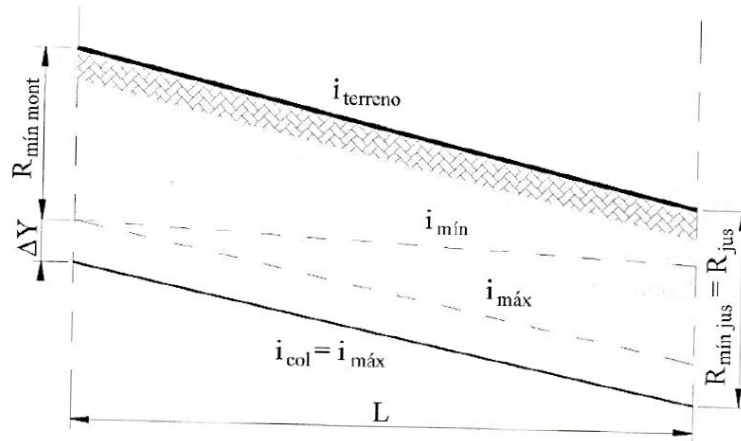


Figura 3.6: Situação em que há uma queda a montante (Marques & Sousa, 2018).

3.3.5. Profundidades e cotas de soleira nas câmaras de visita

Dado os recobrimentos calculados para cada trecho de tubulação da rede, determina-se em cada câmara de visita, a profundidade da soleira (P_{sol}) e a cota da soleira (C_{sol}), assim:

$$P_{\text{sol}} = \text{Recobrimento} + \text{Espessura} + D_{\text{interno}}$$

$$C_{\text{sol}} = \text{Cota do terreno} - P_{\text{sol}}$$

A Figura 3.7 ilustra os valores estabelecidos em fórmula.

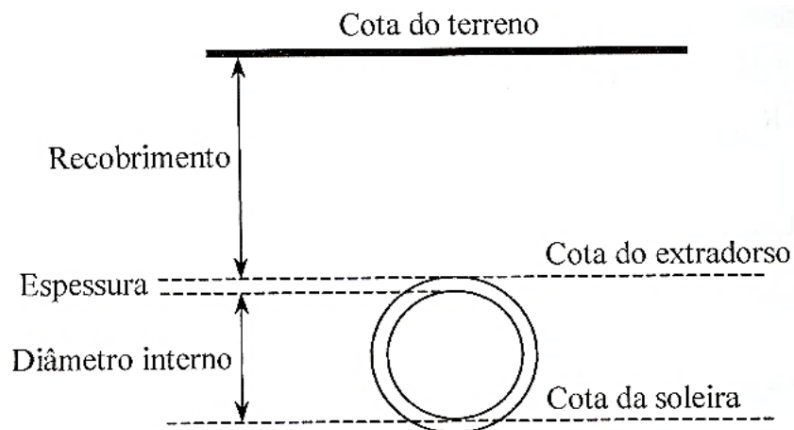


Figura 3.7: Implantação dos coletores (Marques & Souza, 2018).

3.3.6. Condições do escoamento

A determinação do ângulo ao centro da tubulação é feita através de um processo iterativo utilizando os valores de caudal, inclinação e diâmetro adotado. Dessa forma, é possível obter informações sobre as condições de escoamento na rede, incluindo a altura da lâmina líquida, área molhada, perímetro molhado, raio hidráulico, velocidade de escoamento e o tempo de percurso. A equação utilizada para tal finalidade é a Eq. 3.29.

$$\theta = \sin \theta + 6,063 \times \left(\frac{Q}{K_s \times \sqrt{i}} \right)^{0,6} \times D^{-1,6} \times \theta^{0,4} \quad \text{Eq. 3.29}$$

3.3.7. Abertura de valas

O RGSPDADAR estabelece, em seu artigo 26.º, diretrizes concernentes à largura de valas. Determina-se que, para profundidades de até 3 m, a largura das valas de assentamento das tubagens deve ter, em princípio, a dimensão mínima definida por Eq. 3.30 e Eq. 3.31.

- Para condutas de diâmetro até 0,50 m:

$$L = D_e + 0,50 \quad \text{Eq. 3.30}$$

- Para condutas de diâmetro superior a 0,50 m:

$$L = D_e + 0,70 \quad \text{Eq. 3.31}$$

Onde:

L : largura da vala, em m;

D_e : diâmetro exterior da conduta, em m.

Cabe salientar que, em casos em que há profundidades superiores a 3 m, a largura mínima das valas pode ser incrementada em razão do tipo de terreno, do processo de escavação e do nível freático.

3.4. Métodos adotados no Brasil

3.4.1. Vazões

De forma geral, é possível determinar a vazão dos efluentes sanitários através da Eq. 3.32.

$$Q = \overline{Q_d} + I + Q_c \quad \text{Eq. 3.32}$$

Onde:

Q : vazão dos efluentes sanitários, em L/s;

$\overline{Q_d}$: vazão de esgoto doméstico, em L/s;

I : vazão de água de infiltração, em L/s;

Q_c : vazão de contribuição concentrada, em L/s.

A determinação da vazão do esgoto doméstico leva em conta diversos aspectos da rede, tais como a taxa per capita de contribuição de esgoto, a taxa de contribuição linear ao longo da tubulação e os coeficientes de dia e hora de maior consumo. Além disso, é importante ressaltar que a NBR 9649:1986 estipula a obrigatoriedade do cálculo das vazões em todos os trechos da rede, tanto para o início quanto para o final do período de exploração.

3.4.2. Taxa per capita de contribuição de esgoto

A taxa per capita de contribuição de esgoto é definida como o resultado do produto entre a taxa per capita de consumo de água e o coeficiente de retorno C . É necessário lembrar que nem todo o volume de água utilizado para fins de consumo resultam em águas residuais. Conforme estipulado pela norma técnica NBR 9649:1986, na ausência de dados específicos para uma determinada localidade, recomenda-se adotar o valor de 0,80 como coeficiente de retorno C . Assim, a taxa per capita de contribuição de esgoto, para início e final de plano é dada por Eq. 3.33.

$$q_{i,f} = C \times q_e \quad \text{Eq. 3.33}$$

Onde:

$q_{i,f}$: taxa per capita de contribuição de esgoto, de início e final de plano, em L/hab.dia;

C : coeficiente de retorno;

q_e : taxa per capita de consumo de água, em L/hab.dia.

3.4.3. Vazão de início e de final de plano

A vazão do esgoto doméstico está associada à população atendida, abrangendo a área em que o sistema será implementado, levando em consideração os estabelecimentos a serem abastecidos, a população presente e a população estimada. Dessa maneira, é possível estabelecer uma relação entre a população atendida e a taxa per capita de contribuição de esgoto (Eq. 3.34).

$$\overline{Q_{d,i}} = \frac{P_i \times q_i}{86400} \quad \text{Eq. 3.34}$$

Onde:

$\overline{Q_{d,i}}$: vazão de esgoto doméstico média de início de plano, em L/s;

P_i : população inicial do plano, em hab;

q_i : consumo per capita efetivo de início de plano, em L/hab.dia;

De maneira semelhante, é possível fazer o mesmo cálculo usando como variáveis a área servida e a densidade populacional no início da exploração (Eq. 3.35).

$$\overline{Q_{d,i}} = \frac{a_i \times d_i \times q_i}{86400} \quad \text{Eq. 3.35}$$

De forma análoga, a vazão média de esgoto doméstico para o final do plano de exploração é determinada por Eq. 3.36 e Eq. 3.37.

$$\overline{Q_{d,f}} = \frac{P_f \times q_f}{86400} \quad \text{Eq. 3.36}$$

$$\overline{Q_{d,f}} = \frac{a_f \times d_f \times q_f}{86400} \quad \text{Eq. 3.37}$$

3.4.4. Taxa de contribuição linear de esgoto

A taxa de contribuição linear de esgoto é determinada em relação à capacidade de transporte de uma tubulação. Portanto, ao analisar um trecho de tubulação da rede, para calcular a vazão na extremidade de jusante, é essencial considerar a contribuição linear do trecho em questão com base no seu comprimento. Essa taxa pode ser expressa tanto em termos de área esgotada quanto por metro de tubulação, conforme as equações, Eq. 3.38, Eq. 3.39, Eq. 3.40 e Eq. 3.41.

- Taxa por área esgotada:

$$T_{a,i} = \frac{Q_i - \sum Q_{c,i}}{a_i} \quad \text{Eq. 3.38}$$

$$T_{a,f} = \frac{Q_f - \sum Q_{c,f}}{a_f} \quad \text{Eq. 3.39}$$

- Taxa por metro de tubulação:

$$T_{x,i} = \frac{Q_i - \sum Q_{c,i}}{L_i} \quad \text{Eq. 3.40}$$

$$T_{x,f} = \frac{Q_f - \sum Q_{c,f}}{L_f} \quad \text{Eq. 3.41}$$

3.4.5. Vazão de infiltração

As contribuições indevidas nas redes de esgoto podem ter origem no subsolo ou resultar do encaminhamento acidental ou clandestino das águas pluviais. Essa contribuição ocorre através das juntas das tubulações, das paredes das tubulações e das estruturas dos poços de visita, tubos de inspeção e limpeza, terminais de limpeza, caixas de passagem, estações elevatórias, entre outros. A quantidade de infiltração nas redes de esgoto sanitário é influenciada pelos materiais utilizados, pelo estado de conservação dos mesmos, pelo assentamento da tubulação, bem como pelas características do solo, nível de lençol freático e permeabilidade (Tsutiya & Sobrinho, 2000).

A NBR 9649:1986, em relação ao coeficiente de infiltração, estabelece que esse valor deve situar-se na faixa de 0,05 a 1,0 L/s.Km, sendo necessário justificar o valor adotado.

No âmbito deste estudo, a tubulação escolhida para os coletores é a de Polipropileno Corrugado, portanto, optou-se por adotar o valor de 0,1 L/s.Km como coeficiente de infiltração da rede, em virtude da natureza plástica da referida tubulação.

3.4.6. Coeficientes de dia e hora de maior consumo

Por fim, o cálculo das vazões utilizadas em um projeto deve considerar os coeficientes de dia e hora no pico de consumo da rede. O coeficiente K_1 representa a vazão máxima diária e é obtido pela relação entre a vazão diária máxima registrada no ano e a vazão média diária anual (Tsutiya & Sobrinho, 2000).

Já o coeficiente K_2 , representa a vazão máxima horária e é obtida através da relação entre a maior vazão observada num determinado dia e a média horária desse mesmo dia (Tsutiya & Sobrinho, 2000). Os valores utilizados para K_1 e K_2 no presente estudo serão de 1,2 e 1,5, respectivamente.

Dessa forma, fica estabelecido a vazão de efluentes sanitários, de início e de final de plano, respectivamente por, Eq. 3.42 e Eq. 3.43.

$$Q_i = k_2 \cdot \overline{Q_{d,i}} + I + \sum Q_{c,i} \quad \text{Eq. 3.42}$$

$$Q_f = k_1 \cdot k_2 \cdot \overline{Q_{d,f}} + I + \sum Q_{c,f} \quad \text{Eq. 3.43}$$

3.4.7. Diâmetro da tubulação

O diâmetro da tubulação é determinado com base no valor da vazão adotada na extremidade de jusante e no horizonte de projeto, ou seja, no cenário em que se observa o maior valor de vazão para o trecho de tubulação em questão. A NBR 9649 estipula que a máxima lâmina d'água na tubulação corresponde a 75% do diâmetro. Entretanto, caso a velocidade de escoamento do trecho ultrapasse o valor da velocidade crítica, o trecho deve ser redimensionado, levando em conta uma máxima lâmina d'água de 50% do diâmetro do coletor. Portanto, diante dessas duas condições, é possível determinar o diâmetro da tubulação de duas maneiras distintas, Eq. 3.43 e Eq. 3.44.

- Para lâmina d'água de até 75%:

$$d_0 = 0,3145 \times \left(\frac{QJ_{T,f}}{\sqrt{I_0}} \right)^{3/8} \quad \text{Eq. 3.43}$$

- Para lâmina d'água de até 50%:

$$d_0 = 0,394 \times \left(\frac{QJ_{T,f}}{\sqrt{I_0}} \right)^{3/8} \quad \text{Eq. 3.44}$$

Onde:

d_0 : diâmetro calculado, em m;

$QJ_{T,f}$: vazão calculada na extremidade de jusante do horizonte de projeto, em m³/s;

I_0 : declividade adotada, em m/m.

3.4.8. Critérios de verificação

Conforme mencionado anteriormente, o regimento brasileiro estabelece critérios de verificação que desempenham um papel fundamental, assegurando a funcionalidade dos sistemas de drenagem de águas residuais. Esses critérios devem ser observados no processo de dimensionamento desses sistemas, a fim de garantir sua eficácia.

- **Vazão mínima**

A vazão mínima a ser considerada em todas as seções das tubulações que abrangem o sistema, em conformidade com as especificações da norma mencionada anteriormente, deve ser estabelecida como sendo igual a 1,5 L/s ou 0,0015 m³/s. Portanto, todos os cálculos subsequentes relacionados à vazão do sistema devem ser realizados levando em consideração esse valor, no caso de a vazão calculada não atender a tal requisito.

- **Declividade mínima e máxima**

A determinação da inclinação mínima dos coletores é feita levando em consideração o material empregado na tubulação. Conforme estipulado pela norma

brasileira, um coeficiente de Manning de 0,013 é estabelecido para ser aplicado nas tubulações. No entanto, a fim de cumprir os objetivos deste estudo, realizando uma comparação entre os regulamentos aplicados no Brasil e em Portugal no processo de dimensionamento, será adotado o valor de 0,009, como mencionado previamente.

Este coeficiente corresponde ao material de polipropileno corrugado, o qual será utilizado tanto no dimensionamento de acordo com o regulamento português, quanto nas diretrizes estabelecidas pelas normas brasileiras.

Para tanto, o equacionamento que resulta na declividade mínima a ser adotada nos coletores, considerando um coeficiente de Manning de 0,009, é dada pela Eq. 3.45.

$$I_{0,mín} = 0,0065Q_i^{-0,49} \quad \text{Eq. 3.45}$$

Onde:

$I_{0,mín}$: declividade mínima, dada em m/m;

Q_i : vazão inicial, em L/s.

Para além da determinação da declividade mínima, é necessário limitar a declividade dos coletores a um valor máximo, de forma a evitar o escorregamento dos mesmos e posterior abertura das juntas de ligação e eventual perda de estanquidade (Marques & Sousa, 2018).

A norma brasileira estabelece que a declividade máxima dos coletores é aquela para a qual se tenha a velocidade de 5 m/s, dessa forma, é possível estabelecer a declividade máxima pela Eq. 3.46.

$$I_{0,máx} = 4,65 \times Q_f^{-2/3} \quad \text{Eq. 3.46}$$

Onde:

$I_{0,máx}$: declividade máxima, dada em m/m;

Q_f : vazão final, em L/s.

• Ângulo teta

Para realizar a verificação dos critérios relacionados à altura da lâmina d'água, tensão trativa e velocidade crítica, torna-se necessário determinar o ângulo teta para a tubulação. Este cálculo, por sua vez, é realizado por meio de iterações.

Com base no ângulo determinado, torna-se possível calcular a altura da lâmina d'água e o raio hidráulico da tubulação, que por sua vez, viabiliza o cálculo da velocidade de escoamento, da tensão trativa e da velocidade crítica.

O cálculo inicia-se pela determinação do chamado coeficiente dinâmico, M (Eq. 3.47).

$$M = \left(\frac{n \times Q}{\sqrt{I_0}} \right)^{3/8} \quad \text{Eq. 3.47}$$

Onde:

M : coeficiente dinâmico;

n : coeficiente de Manning, em s/m^3 ;

Q : vazão, em m^3/s ;

I_0 : declividade, em m/m .

Em seguida, determina-se o ângulo teta da tubulação, de forma a satisfazer a equação Eq. 3.48.

$$\frac{M}{D} = \left\{ \left[\frac{(\theta - \text{sen}\theta)}{8} \right] \times \left[\frac{1 - \text{sen}\theta/\theta}{4} \right]^{2/3} \right\}^{3/8} \quad \text{Eq. 3.48}$$

Calculado o ângulo teta, é possível determinar a altura da lâmina líquida e o raio hidráulico da tubulação, Eq. 3.49 e Eq. 3.50.

$$y_0 = D \frac{\{1 - \cos(\theta/2)\}}{2} \quad \text{Eq. 3.49}$$

$$R_H = \frac{D(1 - \text{sen}\theta/\theta)}{4} \quad \text{Eq. 3.50}$$

Por fim, utiliza-se o valor do raio hidráulico para encontrar a velocidade de escoamento (Eq. 3.51).

$$v = \frac{1}{n} \times R_h^{2/3} \times \sqrt{I_0} \quad \text{Eq. 3.51}$$

Onde:

v : velocidade de escoamento, em m/s;

n : coeficiente de Manning;

R_h : raio hidráulico, em m;

I_0 : declividade adotada, em m/m.

• Tensão trativa

A tensão trativa, ou tensão de arraste, é definida por Tsutiya & Sobrinho (2000) como sendo uma tensão tangencial exercida sobre a parede do conduto pelo líquido em escoamento, que por sua vez atua sobre o material sedimentado, promovendo seu arraste. Dessa forma, a tensão trativa se mostra um critério importante a ser verificado para as condições de escoamento da tubulação. A NBR 9649 estabelece que a tensão trativa deve ser de no mínimo 1,0 Pa quando o valor para o coeficiente de Manning for igual a 0,013, como não é o caso, a norma determina que o valor seja calculado de acordo com a declividade mínima do coletor. A fórmula estabelecida pela norma para a determinação da tensão trativa média é dada pela Eq. 3.52.

$$\sigma_t = \gamma \times R_h \times I_0 \quad \text{Eq. 3.52}$$

Onde:

σ_t : tensão trativa média, em Pa;

γ : peso específico da água, em N/m^3 ;

R_h : raio hidráulico do coletor, em m;

I_0 : declividade mínima do coletor, em m/m.

• Velocidade crítica

A verificação da velocidade do escoamento deve ser realizada de acordo com a velocidade crítica, a fim de evitar a ocorrência de turbulência excessiva no fluxo e,

consequentemente, a entrada de bolhas de ar na superfície do líquido. De acordo com Tsutiya & Sobrinho (2000), essa entrada de bolhas de ar pode resultar no aumento da altura da lâmina de água. Conforme estabelecido pela norma brasileira NBR 9649, nos casos em que a velocidade final exceda a velocidade crítica, a altura máxima permitida da lâmina de água corresponde a 50% do diâmetro do coletor. A fórmula prescrita pela norma para o cálculo da velocidade crítica do escoamento é a Eq. 3.53.

$$V_c = 6 \times (g \times R_H)^{1/2} \quad \text{Eq. 3.53}$$

Onde:

V_c : velocidade crítica de escoamento, em m/s;

g : aceleração da gravidade, em m/s²;

R_H : raio hidráulico do coletor, em m.

3.4.9. Implantação dos coletores

Em relação à implantação dos coletores, o regimento brasileiro, nomeadamente a NBR 9649, estabelece diretrizes específicas que devem ser seguidas com a finalidade de garantir a funcionalidade da rede e uma instalação adequada dela.

De acordo com a norma, é imperativo que os coletores sejam dimensionados de maneira a respeitar os requisitos mínimos de recobrimento da rede, que, por sua vez, não podem ser inferiores a 0,90 m quando a instalação se der nas vias públicas ou a 0,65 m quando a instalação se der no passeio.

Portanto, ao projetar a rede de coletores, é necessário assegurar que os valores mínimos de recobrimento, conforme estipulados pela norma, sejam estritamente atendidos. Este procedimento não deve apenas atender às exigências regulamentares, mas também tem como objetivo a minimização do volume de escavação ao longo da rede. Tal abordagem visa, em última instância, reduzir os custos associados à implantação da rede de coletores (Tsutiya & Sobrinho, 2000).

Para avaliar a situação em cada um dos trechos, é necessário conhecer em primeira instância a declividade do terreno, essa por sua vez pode ser calculada através da Eq. 3.54.

$$I_t = \frac{CTM - CTJ}{L} \quad \text{Eq. 3.54}$$

Onde:

I_t : Inclinação do terreno, em m/m;

CTM: Cota do terreno na extremidade de montante, em m;

CTJ: Cota do terreno na extremidade de jusante, em m;

L: comprimento do trecho, em m.

Ainda sobre o contexto da implantação dos coletores, um conceito crucial é o de profundidade, que representa a cota do terreno na qual o coletor será efetivamente instalado. A compreensão desses valores é fundamental, pois a partir deles é possível determinar o volume de terra a ser escavado para a implantação do coletor. O cálculo da profundidade dos coletores é realizado pela Eq. 3.55.

$$PC = Rec + D \quad \text{Eq. 3.55}$$

Onde:

PC: Profundidade do coletor, em m;

Rec: Recobrimento do coletor, em m;

D: Diâmetro do coletor, em m.

Nesse cenário, ao levar em consideração tanto a declividade do terreno quanto a do coletor, juntamente com a profundidade na qual o coletor será instalado, quatro situações distintas podem surgir, o que requer uma análise criteriosa de cada trecho da rede.

- **Declividade do terreno é maior do que a declividade mínima do coletor**

Quando a declividade do terreno é superior a mínima, a declividade do coletor deverá seguir a do terreno, de forma a garantir não só a declividade mínima, mas também que o recobrimento mínimo de 0,90 m seja mantido por todo o trecho.

- **Declividade do terreno é menor do que a declividade mínima do coletor**

No caso em que a declividade do terreno é inferior à declividade mínima, é essencial que a declividade do coletor mantenha o mínimo necessário estabelecido pela NBR 9649 para assegurar o escoamento da rede, nesse caso, tem-se um aumento do recobrimento ao longo do trecho da rede.

- **Declividade do terreno é oposta a declividade do coletor**

É frequente encontrar nas redes situações em que a declividade do terreno é contrária à declividade do coletor. Isso ocorre, pois, a depender do caso, não é possível assegurar que o coletor siga as inclinações naturais do terreno, do ponto mais elevado para o ponto mais baixo.

Em tais circunstâncias, é necessário inverter a direção do percurso, e mesmo nessas condições, a declividade do coletor deve obedecer ao mínimo estipulado pela norma. Este cenário resulta em um aumento ainda mais significativo do recobrimento ao longo do trecho em direção à extremidade de jusante.

- **Recuperação do recobrimento mínimo**

Nos dois cenários anteriores, nos quais a inclinação do terreno é inferior à inclinação mínima estipulada pela norma e quando a inclinação do terreno é contrária à inclinação do coletor, observa-se um aumento no recobrimento do coletor ao longo do trecho da tubulação, resultando, por conseguinte, em um aumento no volume de escavação. Com o intuito de reduzir os custos de implementação do sistema, é imperativo, sempre que possível, buscar recuperar o recobrimento mínimo da tubulação.

Assim, em situações em que há um trecho da tubulação com aumento de recobrimento, torna-se necessário, no trecho subsequente, tentar realizar a recuperação do recobrimento mínimo. Para tal finalidade, adota-se $Rec_j = Rec_{mín.}$ no trecho subsequente, isto é, o recobrimento a jusante deve ser igual ao mínimo estabelecido pela norma.

Posteriormente, procede-se ao cálculo da cota da geratriz superior dos coletores nas extremidades de jusante e montante, seguido pelo cálculo da inclinação do coletor (Eq. 3.56, Eq. 3.57 e Eq. 3.58).

$$CGSCJ = CTJ - Rec_{mín.} \quad \text{Eq. 3.56}$$

$$CGSCM = CTM - Rec_M \quad \text{Eq. 3.57}$$

$$I_C = \frac{CGSCM - CGSCJ}{L} \quad \text{Eq. 3.58}$$

Onde:

CGSCJ: Cota da geratriz superior do coletor a jusante, em m.

CGSCM: Cota da geratriz superior do coletor a montante, em m.

CTJ: Cota do terreno a jusante, em m.

CTM: Cota do terreno a montante, em m.

L: Comprimento da tubulação, em m.

Rec_{mín.}: Recobrimento mínimo, igual a 0,90 m.

Rec_M: Recobrimento a montante, em m.

I_C: Inclinação do coletor, em m/m.

Por fim, realiza-se a verificação da inclinação mínima, para tanto, se a inclinação do coletor, calculada com base na cota da geratriz superior, for maior do que a inclinação mínima prescrita, esse valor é adotado.

Por outro lado, se a inclinação calculada for inferior, é imprescindível que o trecho permaneça com o valor mínimo preconizado, sendo necessário, no trecho subsequente, empreender uma nova tentativa de recuperação do recobrimento mínimo.

3.4.10. Abertura de valas

A NBR 17015:2023 aborda a execução de obras lineares destinadas ao transporte de água bruta e tratada, esgoto sanitário e drenagem urbana, fazendo uso de tubos rígidos, semirrígidos e flexíveis.

A norma estabelece diretrizes abrangentes relacionadas à implantação dos coletores e à abertura de valas. Em específico, a norma determina que, para profundidades de até 2 m e diâmetro nominal entre 100 mm e 150 mm, a largura da vala deve ser de 0,65m, valor esse que foi acrescido ao diâmetro da tubulação, levando em consideração o escoramento adotado por meio de pontaletes.

Portanto, tem-se o seguinte critério estabelecido pela norma (Eq. 3.59).

$$L = D + 0,65 \quad \text{Eq. 3.59}$$

Onde:

L: largura da vala, em m;

D: diâmetro nominal do coletor, em m.

Importa salientar que, para diâmetro de 200 mm e profundidades de até 2 m, o valor acrescido ao diâmetro é na ordem de 0,70 m.

3.5. Comparativo entre os critérios de dimensionamento utilizados em cada país

3.5.1. Diâmetro

As diretrizes brasileiras estabelecem um diâmetro mínimo de 100 mm para os coletores do sistema público, enquanto em Portugal esse valor é mais elevado, com um mínimo de 200 mm.

3.5.2. Declividade

O RGSPDADAR estabelece que a declividade do coletor deve situar-se entre 0,3% e 15%, no entanto, admite inclinações inferiores desde que assegurada a precisão do nivelamento, a estabilidade do assentamento e a eficiência no transporte. Além disso, admite-se também inclinações superiores a 15%, desde que sejam instalados os dispositivos de ancoragem dos coletores.

No Brasil, a declividade mínima é calculada através das fórmulas apresentadas na Tabela 2.1. Quanto à declividade máxima, é aquela que resulta em um valor de $v_f = 5 \text{ m/s}$.

3.5.3. Velocidade

Em relação à velocidade de escoamento, as diretrizes em vigor em Portugal determinam que a velocidade máxima nos coletores deve ser de 3,0 m/s, enquanto a mínima é de 0,6 m/s. No contexto brasileiro, a norma NBR 9649 não define um valor

específico para a velocidade mínima, estipulando apenas que a velocidade de escoamento não pode exceder àquela que é tida como velocidade crítica de escoamento, sem estabelecer um valor mínimo para este critério.

3.5.4. Coeficiente de retorno

O coeficiente de retorno estipulado pela norma brasileira é de 0,80, enquanto o RGSPDADAR determina que o valor adotado para o fator de afluência seja entre 0,70 e 0,90, a depender da extensão de zonas verdes ajardinadas ou agrícolas e dos hábitos de vida da população.

3.5.5. Coeficientes majoradores

A norma brasileira estabelece a utilização de dois coeficientes majoradores, são eles, o coeficiente de máxima vazão diária e o coeficiente de máxima vazão horária, K_1 e K_2 , respectivamente, adotando-se valores de 1,2 para K_1 e 1,5 para K_2 , enquanto o regulamento português utiliza o fator de ponta como coeficiente majorador para se calcular o caudal de ponta.

3.5.6. Vazão

No que tange à vazão para o dimensionamento da rede, a norma brasileira NBR 9649 estipula a obrigatoriedade do cálculo da vazão em todos os segmentos da rede, tanto para início quanto para final de plano. Esta norma estabelece que o valor resultante não pode ser inferior a 1,5 L/s e deve ser aplicado em todos os trechos da rede, caso a vazão calculada não venha a atingir o mínimo estabelecido. Em contraste, o regulamento português não especifica um valor mínimo para a vazão do escoamento na rede.

3.5.7. Lâmina d'água

O RGSPDADAR estipula que a altura da lâmina líquida deve corresponder, no máximo, 0,5 da altura total para diâmetros iguais ou inferiores a 500 mm e em casos em que o diâmetro é superior, a altura da lâmina líquida não pode ser maior que 0,75 da altura total do coletor. No Brasil, a norma NBR 9649 determina que a altura da lâmina d'água deve ser calculada com base na vazão final de cada trecho, não podendo exceder 75% do

diâmetro do coletor. Contudo, se a velocidade final ultrapassar a velocidade crítica, o trecho deve ser redimensionado, considerando uma altura máxima de lâmina d'água de 50% do diâmetro do coletor, garantindo assim a ventilação adequada do trecho.

3.5.8. Tensão trativa

No que tange à tensão trativa ou tensão de arrasto, observa-se uma notável disparidade nos valores adotados pelas respectivas normativas. No contexto brasileiro, o valor estipulado é de 1,0 Pa, contrastando com a normativa portuguesa, que preconiza um valor da ordem de 2,0 Pa.

3.5.9. Abertura de valas

No contexto da abertura de valas para a implementação dos coletores, o regulamento português estipula que a largura das valas devem acrescidas de 0,50 m para diâmetros de até 500 mm. Por sua vez, no Brasil, a NBR 17015 determina que, para tubulações de 125 mm, o valor seja de 0,65 metros, enquanto para tubulações de 200 mm, esse valor aumenta para 0,70 metros.

3.6. Orçamento dos sistemas

No que diz respeito à elaboração dos orçamentos para os sistemas dimensionados, foram considerados os valores praticados na região em vigor em janeiro de 2024 para diversos tipos de trabalhos necessários à implementação dos sistemas.

Estes incluem atividades relacionadas à:

- Movimentação de terra, como a remoção de terra, aterro, compactação e transporte;
- Fornecimento de tubulações e acessórios;
- Componentes da rede, tais como câmaras de visita e conexões com a rede existente;
- Outros trabalhos a serem realizados, como sinalização e ensaios.

Adicionalmente, foram consultados os preços para os diferentes diâmetros disponíveis para a tubulação de Polipropileno Corrugado, conforme fabricante (Fersil, 2024) ou equivalente.

Capítulo 4. Resultados e discussão

4.1. Traçado da rede pública de drenagem de águas residuais

Na Figura 4.1 apresenta-se o traçado da rede pública de drenagem de águas residuais projetada (a castanho), bem como a rede pública de drenagem de águas pluviais (a cinzento), para se perceber que não existe sobreposição de redes.

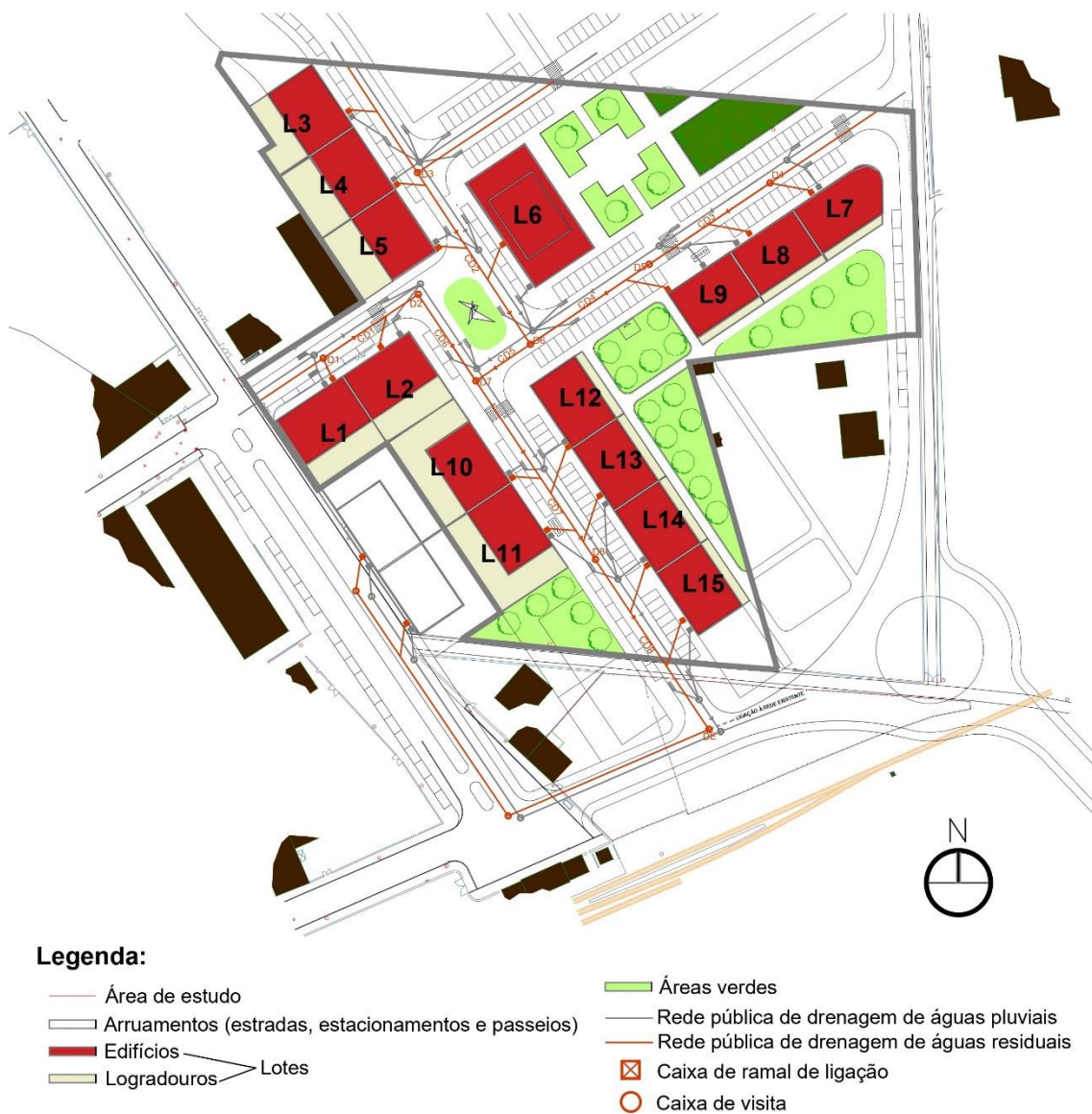


Figura 4.1: Traçado das redes públicas de drenagem de águas residuais (castanho) e pluviais (cinzento) (desenho sem escala).

4.2. Dimensionamento da rede de acordo com os métodos adotados em Portugal

As características dos elementos do sistema apresentam-se na Tabela 4.1. Por motivos das características do solo e porque se está a dimensionar um sistema que integra outro já existente (pluviais), as profundidades máximas admissíveis são de 4,0 m e as mínimas de 1,4 m. Às câmaras de visita D1, D3 e D4, afluem caudais de 1,0, 2,0 e 1,0 (ano 0) e 1,5, 3,0 e 1,5 (ano 40), respetivamente (*ver* Anexo I.1).

Tabela 4.1: Características dos elementos da rede doméstica - Câmaras de visita.

N.º	Cota topográfica (m)	Recobrimento mínimo (m)	Profundidade máxima (m)	Caudal concentrado	
				Ano 0 (L/s)	Ano 40 (L/s)
D1	47,45	1,4	4,0	1,0	1,5
D2	46,47	1,4	4,0	0,0	0,0
D3	48,95	1,4	4,0	2,0	3,0
D4	49,10	1,4	4,0	1,0	1,5
D5	45,50	1,4	4,0	0,0	0,0
D6	45,00	1,4	4,0	0,0	0,0
D7	44,80	1,4	4,0	0,0	0,0
D8	43,10	1,4	4,0	0,0	0,0
DE ^(*)	39,15	1,4	4,0	0,0	0,0

(*) DE: Câmara de visita existente.

A população servida, no início e no final do horizonte de projeto, por cada coletor, apresenta-se na Tabela 4.2. Admitiram-se capitações de início e fim do horizonte de projeto de 125 e 150 L/hab.dia, dado o núcleo populacional e tendo em consideração a média nacional de 127 L/hab.dia (Pimentel-Rodrigues & Silva-Afonso, 2022). Considerou-se um fator de afluência de 0,8 e que o caudal de infiltração tomará o valor do caudal médio.

Tabela 4.2: Características dos elementos da rede doméstica - Coletores.

N.º	Câmara		Comprimento (m)	População servida		Caudal infiltrado
	Mont.	Jus.		Ano 0 hab.	Ano 40 hab.	
CD1	D1	D2	31,90	76	76	Caudal médio
CD2	D3	D6	57,30	174	174	Caudal médio
CD3	D4	D5	40,60	84	84	Caudal médio
CD4	D5	D6	40,00	120	120	Caudal médio
CD5	D6	D7	18,30	294	294	Caudal médio
CD6	D2	D7	30,00	76	76	Caudal médio
CD7	D7	D8	60,00	514	514	Caudal médio
CD8	D8	DE (*)	57,00	586	586	Caudal médio

(*) DE: Câmara de visita existente.

O dimensionamento foi efetuado tendo em consideração as condições regulamentares e um caudal mínimo de auto-limpeza de 1,5 L/s (Tabela 4.3).

Tabela 4.3: Condições regulamentares seguindo o regulamento português para os coletores domésticos.

Velocidade mínima (m/s)	0,6
Velocidade máxima (m/s)	3,0
Inclinação mínima (%)	0,3
Inclinação máxima (%)	15,0
Caudal mínimo de auto-limpeza (L/s)	1,5
Diâmetro nominal mínimo (mm)	200
Capitação Ano 0 (L/hab.dia)	125
Capitação Ano 40 (L/hab.dia)	150
Fator de afluência	0,8
Peso específico da água (N/m ³)	9800
Coefficiente de rugosidade (m ^{1/3} /s)	110

• Procedimento de cálculo

Para efeitos demonstrativos, o coletor CD1 será dimensionado de acordo com a metodologia utilizada em Portugal, os demais trechos da tubulação seguem os mesmos procedimentos.

O dimensionamento inicia-se pela determinação da população atendida, assim, soma-se a população existente a montante da extremidade D1, com a população que é acrescida ao longo do trecho. Vale ressaltar que a população atendida no Ano 0 e no Ano 40 são as mesmas.

$$\text{População atendida} = P_{mont.} + P_{perc.} = 38 + 38 = 76 \text{ habitantes}$$

Em seguida, determinam-se os caudais médios, considerando a capitação no Ano 0 e no Ano 40. Há que se considerar também o fator de afluência adotado de 0,80 e que a capitação é dada em L/hab.dia, sendo necessária a transformação da unidade para L/s.

$$\text{Caudal médio} = \text{População} \times \text{Capitação} \times \text{Fator de afluência}$$

$$\text{Caudal médio ano 0} = \frac{76 \times 125 \times 0,8}{24 \times 60 \times 60} = 0,08796 \text{ L/s}$$

$$\text{Caudal médio ano 40} = \frac{76 \times 150 \times 0,8}{24 \times 60 \times 60} = 0,10555 \text{ L/s}$$

Logo após, determinam-se os fatores de ponta (ver Eq. 3.1), bem como os caudais de ponta. Nota-se aqui, que o facto de a população atendida ser a mesma, implica que os fatores de ponta serão iguais, tanto para o Ano 0 como para o Ano 40 (ver Eq. 3.1).

$$\begin{aligned} \text{Fator de ponta} &= 1,5 + \frac{60}{\sqrt{\text{População atendida}}} \\ &= 1,5 + \frac{60}{\sqrt{76}} = 8,38 \end{aligned}$$

$$\text{Caudal de ponta} = \text{Caudal médio} \times \text{Fator de ponta}$$

$$\text{Caudal de ponta ano 0} = 0,08796 \times 8,38 = 0,7371 \text{ L/s}$$

$$\text{Caudal de ponta ano 40} = 0,10555 \times 8,38 = 0,8845 \text{ L/s}$$

Por fim, soma-se aos valores de caudal de ponta os caudais concentrados, salienta-se que o caudal tido como máximo é acrescido pelo valor do caudal de infiltração, que por sua vez é tido como o caudal médio.

$$Q_{\text{mín.}} = \text{Caudal de ponta} + \text{Caudal concentrado} = 0,7371 + 1,00 = 1,73 \text{ L/s}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{máx.}} &= \text{Caudal de ponta} + \text{Caudal concentrado} + \text{Caudal de infiltração} \\ &= 0,8845 + 1,50 + 0,10555 = 2,49 \text{ L/s} \end{aligned}$$

Calculados os caudais, é possível determinar um diâmetro para a tubulação de forma a satisfazer as imposições regulamentares (ver Eq. 3.20, Eq. 3.21, Eq. 3.22, Eq. 3.23, Eq. 3.27 e Eq. 3.28).

$$\frac{h}{D} \leq a$$

$$\frac{h}{D} \leq 0,5m$$

$$\theta \leq 2 \operatorname{arc} \cos(1 - 2a)$$

$$\theta \leq 2 \operatorname{arc} \cos(1 - 2 \times 0,5)$$

$$\theta \leq 3,14159 \operatorname{rad}$$

$$D \geq \sqrt{\frac{8Q_{\max.}}{V_{\max R} \times (\theta - \sin \theta)}}$$

$$= \sqrt{\frac{8 \times \frac{2,49}{1000}}{3 \times (3,14159 - \sin(3,14159))}} = 0,04598m = 45,98mm$$

$$D \geq \left(\frac{20,159Q_{\max.}}{K_s \times \sqrt{i_{\max R}}} \right)^{\frac{3}{8}} \times \frac{\theta^{1/4}}{(\theta - \sin \theta)^{5/8}}$$

$$= \left(\frac{20,159 \times \frac{2,49}{1000}}{110 \times \sqrt{\frac{15}{100}}} \right)^{\frac{3}{8}} \times \frac{3,14159^{1/4}}{(3,14159 - \sin(3,14159))^{5/8}} = 0,05192m = 51,92mm$$

Dado que os diâmetros calculados não atingem o mínimo estabelecido pelo regulamento, adota-se uma tubulação de 200 mm (diâmetro interno de 177 mm).

Agora, é possível determinar a inclinação que será adotada, para isso, leva-se em consideração, as inclinações mínimas e máximas, bem como a inclinação do terreno.

- Inclinação mínima para altura máxima (ver Eq. 3.24).

$$\frac{h}{D} \leq 0,5m$$

$$\theta \leq 3,14159 \operatorname{rad}$$

$$\begin{aligned}
 i_{mính} &= \left(\frac{20,159 \times Q_{máx}}{K_s \times D^{8/3}} \times \frac{\theta^{2/3}}{(\theta - \sin \theta)^{5/3}} \right)^2 \\
 &= \left(\frac{20,159 \times \frac{2,49}{1000}}{110 \times 0,177^{8/3}} \times \frac{3,14159^{2/3}}{(3,14159 - \sin(3,14159))^{5/3}} \right)^2 \\
 &= 0,00022 = 0,022\%
 \end{aligned}$$

- Inclinação mínima para velocidade mínima (ver Eq. 3.25).

$$\begin{aligned}
 (\theta - \sin \theta) &= \frac{8Q_{mín}}{D^2 \times V_{mínR}} = \frac{8 \times \frac{1,73}{1000}}{0,177^2 \times 0,6} \\
 \theta &= 1,725487689216 \\
 i_{mínv} &= \left(\frac{20,159 \times Q_{mín}}{K_s \times D^{8/3}} \times \frac{\theta^{2/3}}{(\theta - \sin \theta)^{5/3}} \right)^2 \\
 &= \left(\frac{20,159 \times \frac{1,73}{1000}}{110 \times 0,177^{8/3}} \times \frac{1,725487689216^{2/3}}{(1,725487689216 - \sin(1,725487689216))^{5/3}} \right)^2 \\
 &= 0,0059 = 0,59\%
 \end{aligned}$$

Com os valores calculados e levando-se em consideração que o valor mínimo estabelecido pelo regulamento é de 0,3%, adota-se o menor valor calculado, de 0,59% como inclinação mínima.

- Inclinação máxima (ver Eq. 3.26).

$$\begin{aligned}
 (\theta - \sin \theta) &= \frac{8Q_{máx}}{D^2 \times V_{máxR}} = \frac{8 \times \frac{2,49}{1000}}{0,177^2 \times 3,0} \\
 \theta &= 1,1057983424874
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 i_{máxv} &= \left(\frac{20,159 \times Q_{máx}}{K_s \times D^{8/3}} \times \frac{\theta^{2/3}}{(\theta - \sin \theta)^{5/3}} \right)^2 \\
 &= \left(\frac{20,159 \times \frac{2,49}{1000}}{110 \times 0,177^{8/3}} \times \frac{1,1057983424874^{2/3}}{(1,1057983424874 - \sin(1,1057983424874))^{5/3}} \right)^2 \\
 &= 0,42997 = 43,0\%
 \end{aligned}$$

Percebe-se que a inclinação máxima calculada é maior do que o valor de 15% estabelecido pelo regulamento, portanto, calculados os valores máximos e mínimos, infere-se que a inclinação do coletor se deve situar entre 0,59% e 15%.

- Inclinação do terreno

$$i_t = \frac{\text{Cota montante} - \text{Cota jusante}}{\text{Comprimento do trecho}} = \frac{47,45 - 46,47}{31,90} = 0,0307 = 3\%$$

Como a declividade do coletor está situada no intervalo entre 0,59% e 15%, adota-se esse valor para a inclinação do coletor, de forma a manter o valor de recobrimento mínimo ao longo do trecho.

Determinado o diâmetro e a inclinação do coletor, fazem-se as verificações necessárias quanto às condições de escoamento da tubulação, a começar pela determinação do ângulo ao centro, que se dá através de processos de iteração, tanto para o caudal máximo quanto para o caudal mínimo (ver Eq. 3.29).

$$\begin{aligned}
 \theta &= \sin \theta + 6,063 \times \left(\frac{Q}{K_s \times \sqrt{i}} \right)^{0,6} \times D^{-1,6} \times \theta^{0,4} \\
 \theta_{mín} &= 1,398625533 \text{ (rad)} \\
 \theta_{máx.} &= 1,532299472 \text{ (rad)}
 \end{aligned}$$

Sabendo os valores de ângulo ao centro, é possível fazer as verificações quanto às condições de escoamento, nomeadamente, a altura da lâmina líquida, a área da seção do escoamento e o perímetro molhado, e o procedimento de cálculo se repete para caudais máximos e mínimos (ver Eq. 3.4, Eq. 3.5 e Eq. 3.6).

$$A_{mín} = \frac{D^2}{8} \times (\theta_{mín} - \sin \theta_{mín})$$

$$= \frac{\left(\frac{177}{1000}\right)^2}{8} \times (1,398625533 - \sin(1,398625533)) = 0,00162 \text{ m}^2$$

$$A_{máx} = \frac{D^2}{8} \times (\theta_{máx} - \sin \theta_{máx})$$

$$= \frac{\left(\frac{177}{1000}\right)^2}{8} \times (1,532299472 - \sin(1,532299472)) = 0,00209 \text{ m}^2$$

$$h_{mín} = \frac{D}{2} \times \left(1 - \cos \frac{\theta_{mín}}{2}\right)$$

$$= \frac{\frac{177}{1000}}{2} \times \left(1 - \cos \frac{1,398625533}{2}\right) = 0,02077 \text{ m}$$

$$h_{máx} = \frac{D}{2} \times \left(1 - \cos \frac{\theta_{máx}}{2}\right)$$

$$= \frac{\frac{177}{1000}}{2} \times \left(1 - \cos \frac{1,532299472}{2}\right) = 0,02473 \text{ m}$$

$$P_{mín} = \frac{D \times \theta_{mín}}{2}$$

$$= \frac{\frac{177}{100} \times 1,398625533}{2} = 0,12378 \text{ m}$$

$$P_{máx} = \frac{D \times \theta_{máx}}{2}$$

$$= \frac{\frac{177}{100} \times 1,532299472}{2} = 0,13561 \text{ m}$$

Percebe-se que, a altura da lâmina líquida (h), vai ao encontro do estabelecido pelo regulamento. De seguida, faz-se o cálculo do raio hidráulico, que por sua vez possibilita o cálculo da tensão de arrasto. Além disso, com a área de escoamento

calculada, é possível determinar a velocidade de escoamento da tubulação (ver Eq. 3.9, Eq. 3.13 e Eq. 3.2).

$$R_{h,mín} = \frac{D \times (\theta_{mín} - \sin \theta_{mín})}{4\theta_{mín}}$$

$$= \frac{\frac{177}{1000} \times (1,398625533 - \sin(1,398625533))}{4 \times 1,398625533} = 0,01308 \text{ m}$$

$$R_{h,máx} = \frac{D \times (\theta_{máx} - \sin \theta_{máx})}{4\theta_{máx}}$$

$$= \frac{\frac{177}{1000} \times (1,532299472 - \sin(1,532299472))}{4 \times 1,532299472} = 0,01539 \text{ m}$$

$$V_{mín} = \frac{Q_{mín}}{A_{mín}}$$

$$= \frac{0,00173}{0,00162} = 1,07 \text{ m/s}$$

$$V_{máx} = \frac{Q_{máx}}{A_{máx}}$$

$$= \frac{0,00249}{0,00209} = 1,19 \text{ m/s}$$

$$\tau_{mín} = \gamma \times R_{h,mín} \times i$$

$$= 9800 \times 0,01308 \times 0,0307 = 3,94 \text{ N/m}^2$$

$$\tau_{máx} = \gamma \times R_{h,máx} \times i$$

$$= 9800 \times 0,01539 \times 0,0307 = 4,63 \text{ N/m}^2$$

Por fim, pode-se observar que o referido trecho de tubulação atende a todos os critérios do regulamento. A seguir, o cálculo repete-se para todos os demais trechos de tubulação e os resultados obtidos são apresentados nas Tabelas 4.4, 4.5, 4.6 e 4.7.

Tabela 4.4: Caudais de cálculo.

Coletor				Populações						Fatores de ponta		Caudais de ponta		Qinf. L/s	Caudais totais de cálculo		
Troço	Desig.	Câmara		L (m)	Iniciais (Ano 0)			Finais (Ano 40)			Ano 0	Ano 40	Ano 0 L/s		Ano 40 L/s	Qmín. L/s	Qmáx. L/s
		Mont.	Jus.		Pmont.	Pperc.	Total	Pmont.	Pperc.	Total							
		hab.			hab.												
1	CD1	D1	D2	31,9	38	38	76	38	38	76	8,38	8,38	0,74	0,88	0,11	1,73	2,49
2	CD2	D3	D6	57,3	36	138	174	36	138	174	6,05	6,05	1,22	1,46	0,24	3,22	4,70
3	CD3	D4	D5	40,6	48	36	84	48	36	84	8,05	8,05	0,78	0,94	0,12	1,78	2,56
4	CD4	D5	D6	40,0	84	36	120	84	36	120	6,98	6,98	0,97	1,16	0,17	1,96	2,83
5	CD5	D6	D7	18,3	294	0	294	294	0	294	5,00	5,00	1,70	2,04	0,41	4,70	6,95
6	CD6	D2	D7	30,0	76	0	76	76	0	76	8,38	8,38	0,74	0,88	0,11	1,73	2,49
7	CD7	D7	D8	60,0	370	144	514	370	144	514	4,15	4,15	2,47	2,96	0,71	6,46	9,67
8	CD8	D8	DE (*)	57,0	514	72	586	514	72	586	3,98	3,98	2,70	3,24	0,81	6,69	10,05

(*) DE: Câmara de visita existente.

Tabela 4.5: Cálculo hidráulico de acordo com o regulamento português.

Coletor	Caudais (L/s)		Diâmetro (D _{int}) (mm)	Inclinação (%)	Velocidades (m/s)		Altura do escoamento (m)		Tensão de arrasto (N/m ²)		Tempo de percurso (min)	
	Mín.	Máx.			Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Min.	Máx.	Mín.	Máx.
CD1	1,73	2,49	177	3,07	1,07	1,19	0,021	0,025	3,94	4,63	0,45	0,50
CD2	3,22	4,70	177	6,89	1,71	1,91	0,023	0,028	9,74	11,53	0,50	0,56
CD3	1,78	2,56	177	8,87	1,56	1,74	0,016	0,019	9,05	10,66	0,39	0,43
CD4	1,96	2,83	177	1,25	0,81	0,90	0,027	0,033	2,07	2,44	0,74	0,82
CD5	4,70	6,95	177	1,09	1,00	1,12	0,044	0,053	2,74	3,24	0,27	0,31
CD6	1,73	2,49	177	5,57	1,32	1,47	0,018	0,021	6,24	7,35	0,34	0,38
CD7	6,46	9,67	177	2,83	1,54	1,73	0,040	0,049	6,64	7,90	0,58	0,65
CD8	6,69	10,05	177	6,93	2,13	2,40	0,033	0,040	13,54	16,20	0,40	0,45

Tabela 4.6: Elementos para implantação dos coletores de acordo com o regulamento português.

Coletor	Câmara de visita (m)		Diâmetro do coletor (DN) (mm)	Comprimento (m)	Cota do terreno (m)		Cota da soleira (m)		Profundidade da soleira (m)		Recobrimento (m)	
	Mont.	Jus.			Mont.	Jus.	Mont.	Jus.	Mont.	Jus.	Mont.	Jus.
CD1	D1	D2	200,00	31,9	47,45	46,47	45,86	44,88	1,59	1,59	1,40	1,40
CD2	D3	D6	200,00	57,3	48,95	45,00	47,36	43,41	1,59	1,59	1,40	1,40
CD3	D4	D5	200,00	40,6	49,10	45,50	47,51	43,91	1,59	1,59	1,40	1,40
CD4	D5	D6	200,00	40,0	45,50	45,00	43,91	43,41	1,59	1,59	1,40	1,40
CD5	D6	D7	200,00	18,3	45,00	44,80	43,41	43,21	1,59	1,59	1,40	1,40
CD6	D2	D7	200,00	30,0	46,47	44,80	43,21	41,51	1,59	1,59	1,40	1,40
CD7	D7	D8	200,00	60,0	44,80	43,10	43,21	41,51	1,59	1,59	1,40	1,40
CD8	D8	DE (*)	200,00	57,0	43,10	39,15	41,51	37,56	1,59	1,59	1,40	1,40

(*) DE: Câmara de visita existente.

Tabela 4.7: Elementos para implantação das câmaras de visita de acordo com o regulamento português.

Câmara de visita	Cota do terreno (m)	Cota da soleira (m)	Profundidade da soleira (m)	Diâmetro (m)
D1	47,45	45,86	1,59	1,00
D2	46,47	44,88	1,59	1,00
D3	48,95	47,36	1,59	1,00
D4	49,10	47,51	1,59	1,00
D5	45,50	43,91	1,59	1,00
D6	45,00	43,41	1,59	1,00
D7	44,80	43,21	1,59	1,00
D8	43,10	41,51	1,59	1,00
DE (*)	39,15	37,56	1,59	1,00

(*) DE: Câmara de visita existente.

4.3. Dimensionamento da rede de acordo com os métodos adotados no Brasil

As características e condições gerais utilizadas para o dimensionamento da rede, de acordo com os métodos adotados no Brasil, são apresentadas na Tabela 4.8. Para fins de comparação com o dimensionamento conforme o regulamento português, alguns dos parâmetros utilizados permanecem inalterados, notadamente os valores relativos ao consumo de água. Dado que o loteamento está localizado em Portugal, opta-se pelos valores padrão de consumo do país. Além disso, o critério para o valor do recobrimento mínimo segue inalterado, em virtude da presença de um sistema pré-existente, sendo adotado o valor de 1,40 m para tal finalidade. Adicionalmente, os valores empregados para as vazões concentradas que alcançam as câmaras de visita, D1, D3 e D4, permanecem os mesmos.

Tabela 4.8: Condições gerais para o dimensionamento da rede usando os métodos do Brasil.

Vazão mínima (L/s)	1,5
Diâmetro nominal mínimo (mm)	100
Consumo de água Ano 0 (L/hab.dia)	125
Consumo de água Ano 40 (L/hab.dia)	150
Coeficiente de retorno	0,8
Peso específico da água (N/m ³)	9800
Coeficiente de vazão máxima diária K_1	1,2
Coeficiente de vazão máxima horária K_2	1,5
Taxa de infiltração da rede (L/s.m)	0,0001
Recobrimento mínimo adotado (m)	1,40
Coeficiente de Manning-Strickler	0,009

• Procedimento de cálculo

De maneira semelhante ao que foi feito anteriormente, o coletor CD1 será dimensionado de acordo com os métodos adotados no Brasil.

O dimensionamento inicia-se pela determinação da vazão total de esgoto doméstico da rede (*ver* Eq. 3.33, Eq. 3.34, Eq. 3.36, Eq. 3.40 e Eq. 3.41).

$$q_i = C \times q_{e,i} = 0,80 \times 125 = 100 \frac{l}{hab} \cdot dia$$

$$q_f = C \times q_{e,f} = 0,80 \times 150 = 120 \frac{l}{hab} \cdot dia$$

$$Q_{d,i} = \frac{K_2 \times P_i \times q_i}{86400} = \frac{1,5 \times 586 \times 100}{86400} = 1,018 L/s$$

$$Q_{d,f} = \frac{K_1 \times K_2 \times P_i \times q_i}{86400} = \frac{1,2 \times 1,5 \times 586 \times 120}{86400} = 1,465 L/s$$

$$T_{x,i} = \frac{Q_{d,i}}{L_t} + I = \frac{1,018}{335,10} + 0,0001 = 0,0031 \frac{L}{s} \cdot m$$

$$T_{x,f} = \frac{Q_{d,f}}{L_t} + I = \frac{1,465}{335,10} + 0,0001 = 0,0045 \frac{L}{s} \cdot m$$

Com as taxas de contribuição linear, calcula-se a vazão de cada trecho, adicionando o valor da vazão concentrada (ver Eq. 3.32).

$$Q_i = (T_{x,i} \times L) + Q_c = (0,0031 \times 31,90) + 1 = 1,1000 L/s$$

$$Q_f = (T_{x,f} \times L) + Q_c = (0,0045 \times 31,90) + 1,5 = 1,6427 L/s$$

Constata-se por meio do resultado de cálculo que o trecho da tubulação não atinge a vazão mínima de 1,5 L/s; nessas situações, opta-se pela adoção do valor mínimo.

Em seguida, calcula-se a declividade mínima, máxima e a declividade do terreno (ver Eq. 3.45, Eq. 3.46 e Eq. 3.54).

$$I_{0,mín} = 0,0065 \times Q_i^{-0,49} = 0,0065 \times 1,5^{-0,49} = 0,0054 m/m$$

$$I_{0,máx} = 4,65 \times Q_f^{-2/3} = 4,65 \times 1,6427^{-2/3} = 3,34 m/m$$

$$I_t = \frac{CTM - CTJ}{L} = \frac{47,45 - 46,67}{31,90} = 0,0308 m/m$$

Adota-se a declividade do terreno por ser maior que a mínima e menor que a máxima. Logo após, determina-se o diâmetro a ser utilizado (ver Eq. 3.43).

$$d_0 = 0,3145 \times \left(\frac{Q_{T,f}}{\sqrt{I_0}} \right)^{3/8} = 0,3145 \times \left(\frac{1,6427}{\sqrt{0,0308}} \right)^{3/8} = 0,0546m$$

No que concerne aos diâmetros da tubulação, a Figura 3.3 apresenta as características fornecidas pelo fabricante em relação ao tipo de tubulação escolhida, o Polipropileno Corrugado. Observa-se que o menor diâmetro disponível é de 125 mm. Essa escolha justifica-se pelo facto de que, em Portugal, não são utilizados diâmetros inferiores a esse para esse tipo específico de tubulação. Portanto, mesmo que o diâmetro mínimo de acordo com as diretrizes da NBR 9649 seja de 100 mm, decidiu-se adotar o valor de 125 mm como diâmetro nominal para a tubulação.

Calculados os diâmetros e tubulações, é possível encontrar o ângulo teta através de um processo iterativo e fazer as verificações necessárias quanto à lâmina d'água, velocidade de escoamento e tensão trativa (ver Eq. 3.47 e Eq. 3.48).

$$M_i = \left(\frac{n \times Q_i}{\sqrt{I_0}} \right)^{3/8} = \left(\frac{0,009 \times 1,5}{\sqrt{0,0308}} \right)^{3/8} = 0,02866$$

$$M_f = \left(\frac{n \times Q_f}{\sqrt{I_0}} \right)^{3/8} = \left(\frac{0,009 \times 1,6427}{\sqrt{0,0308}} \right)^{3/8} = 0,02965$$

$$\frac{M}{D} = \left\{ \left[\frac{(\theta - \text{sen}\theta)}{8} \right] \left[\frac{1 - \text{sen}\theta/\theta}{4} \right]^{2/3} \right\}^{3/8}$$

Utilizando métodos iterativos com o auxílio da ferramenta Excel, determinou-se o valor do ângulo teta que satisfaz a equação acima (ver Eq. 3.49, Eq. 3.50, Eq. 3.51, Eq. 3.52 e Eq. 3.53).

$$\theta_i = 1,701773 \text{ rad}$$

$$\theta_f = 1,743961 \text{ rad}$$

$$y_{0,i} = D \times \frac{\left(1 - \cos\left(\frac{\theta}{2}\right)\right)}{2} = 0,125 \times \frac{\left(1 - \cos\left(\frac{1,701773}{2}\right)\right)}{2} = 0,021293$$

$$y_{0,f} = D \times \frac{\left(1 - \cos\left(\frac{\theta}{2}\right)\right)}{2} = 0,125 \times \frac{\left(1 - \cos\left(\frac{1,743961}{2}\right)\right)}{2} = 0,022293$$

$$\frac{y_{0,i}}{D} = 0,17$$

$$\frac{y_{0,f}}{D} = 0,18$$

$$R_{h,i} = \frac{D(1 - \operatorname{sen}\theta_i/\theta_i)}{4} = \frac{0,125(1 - \operatorname{sen}(1,701773/1,701773))}{4} = 0,01304 \text{ m}$$

$$R_{h,f} = \frac{D(1 - \operatorname{sen}\theta_f/\theta_f)}{4} = \frac{0,125(1 - \operatorname{sen}(1,743961/1,743961))}{4} = 0,01360 \text{ m}$$

$$v_i = \frac{1}{n} \times R_{H,i}^{2/3} \times \sqrt{I_0} = \frac{1}{0,009} \times (0,01304)^{2/3} \times \sqrt{0,0308} = 1,08 \text{ m/s}$$

$$v_f = \frac{1}{n} \times R_{H,f}^{2/3} \times \sqrt{I_0} = \frac{1}{0,009} \times (0,01360)^{2/3} \times \sqrt{0,0308} = 1,11 \text{ m/s}$$

$$\sigma = \gamma \times R_{H,i} \times I_0 = 9800 \times 0,01304 \times 0,0308 = 3,94 \text{ Pa}$$

$$v_c = 6 \sqrt{g \times R_{H,f}} = 6 * \sqrt{9,81 \times 0,01360} = 2,19 \text{ m/s}$$

Por fim, conclui-se que o trecho de tubulação atende a todos os critérios estabelecidos, assim, de maneira análoga, o cálculo repete-se para todos os demais trechos de tubulação, e os resultados são apresentados nas Tabelas 4.9, 4.10, 4.11 e 4.12.

Tabela 4.9: Cálculo das vazões em cada trecho da tubulação.

Trecho		Extensão (m)	Contribuições		Vazões	
			Linear (L/s.m)	Trecho (L/s)	Montante (L/s)	Jusante (L/s)
Montante	Jusante		Inicial	Inicial	Inicial	Inicial
			Final	Final	Final	Final
D1	D2	31,90	0,0031	0,1000	1,0000	1,1000
			0,0045	0,1427	1,5000	1,6427
D3	D6	57,30	0,0031	0,1797	2,0000	2,1797
			0,0045	0,2562	3,0000	3,2562
D4	D5	40,60	0,0031	0,1273	1,0000	1,1273
			0,0045	0,1816	2,0000	2,1816
D5	D6	40,00	0,0031	0,1254	1,1273	1,2528
			0,0045	0,1789	2,1816	2,3604
D6	D7	18,30	0,0031	0,0574	3,4325	3,4898
			0,0045	0,0818	5,6167	5,6985
D2	D7	30,00	0,0031	0,0941	1,1000	1,1941
			0,0045	0,1342	1,6427	1,7768
D7	D8	60,00	0,0031	0,1882	4,6840	4,8721
			0,0045	0,2683	7,4753	7,7436
D8	DE (*)	57,00	0,0031	0,1788	4,8721	5,0509
			0,0045	0,2549	7,7436	7,9985

(*) DE: Câmara de visita existente.

Tabela 4.10: Cálculo dos diâmetros e declividades.

Trecho		Vazão adotada (L/s)	Diâmetro adotado (m)	Declividade adotada (m/m)
Mont.	Jus.	Inicial		
D1	D2	1,50	0,125	0,0308
		1,64		
D3	D6	2,18		0,0690
		3,26		
D4	D5	1,50		0,0887
		2,18		
D5	D6	1,50		0,0125
		2,36		
D6	D7	3,49		0,0110
		5,70		
D2	D7	1,50		0,0560
		1,78		
D7	D8	4,87		0,0290
		7,74		
D8	DE (*)	5,05		0,0700
		8,00		

(*) DE: Câmara de visita existente.

Tabela 4.11: Cálculos dos critérios de verificação.

Trecho		Ângulo Teta	y_0/D	Raio Hidráulico (m)	Velocidade de escoamento (m/s)	Tensão Trativa (Pa)	Velocidade crítica (m/s)
Mont.	Jus.	Inicial	Inicial	Inicial	Inicial		
		Final	Final	Final	Final		
D1	D2	1,701773	0,17	0,01304	1,08	3,94	2,19
		1,743961	0,18	0,01360	1,11		
D3	D6	1,688345	0,17	0,01287	1,60	8,71	2,33
		1,877125	0,20	0,01538	1,80		
D4	D5	1,486400	0,13	0,01030	1,57	8,96	2,07
		1,634745	0,16	0,01217	1,75		
D5	D6	1,917347	0,21	0,01592	0,79	1,95	2,62
		2,172395	0,27	0,01939	0,90		
D6	D7	2,481972	0,34	0,02353	0,96	2,54	3,18
		2,903039	0,44	0,02871	1,09		
D2	D7	1,575460	0,15	0,01141	1,33	6,27	2,08
		1,645155	0,16	0,01231	1,40		
D7	D8	2,371971	0,31	0,02208	1,49	6,28	3,07
		2,736315	0,40	0,02675	1,69		
D8	DE (*)	2,111796	0,25	0,01857	2,06	12,75	2,83
		2,411211	0,32	0,02260	2,35		

(*) DE: Câmara de visita existente.

Tabela 4.12: Elementos para a implantação dos coletores.

Trecho		Cotas do coletor		Profundidade do coletor		Profundidade da singularidade	
		Mont. (m)	Jus. (m)	Mont. (m)	Jus. (m)	Mont. (m)	Jus. (m)
Mont.	Jus.						
D1	D2	45,93	44,95	1,53	1,53	1,53	1,53
D3	D6	47,43	43,48	1,53	1,53	1,53	1,53
D4	D5	47,58	43,98	1,53	1,53	1,53	1,53
D5	D6	43,98	43,48	1,53	1,53	1,53	1,53
D6	D7	43,48	43,28	1,53	1,53	1,53	1,53
D2	D7	44,95	43,28	1,53	1,53	1,53	1,53
D7	D8	43,28	41,58	1,53	1,53	1,53	1,53
D8	DE (*)	41,58	37,63	1,53	1,53	1,53	1,53

(*) DE: Câmara de visita existente.

• **Dimensionamento com diâmetro de 200 mm**

De maneira abrangente, constata-se uma significativa disparidade nos critérios adotados para os diâmetros nas redes de ambos os países. Com o intuito de avaliar o comportamento da rede mediante diferentes parâmetros, procedeu-se a um novo dimensionamento utilizando a metodologia brasileira, contudo, adotando um diâmetro de 200 mm ao longo da tubulação. Nesse contexto, pressupõe-se que os valores de contribuição linear e as vazões adotadas permaneçam inalterados. Os dados utilizados para o dimensionamento com o diâmetro de 200 mm, bem como os resultados obtidos através dos cálculos são apresentados nas Tabelas 4.13, 4.14 e 4.15.

Tabela 4.13: Cálculo dos diâmetros e declividades.

Trecho		Vazão adotada (L/s)	Diâmetro adotado (m)	Declividade adotada (m/m)
Mont.	Jus.	Inicial Final		
D1	D2	1,50	0,200	0,0308
		1,64		
D3	D6	2,18		0,0690
		3,26		
D4	D5	1,50		0,0887
		2,18		
D5	D6	1,50		0,0125
		2,36		
D6	D7	3,49		0,0110
		5,70		
D2	D7	1,50		0,0560
		1,78		
D7	D8	4,87		0,0290
		7,74		
D8	DE (*)	5,05		0,0700
		8,00		

(*) DE: Câmara de visita existente.

Tabela 4.14: Cálculo dos critérios de verificação

Trecho		Ângulo Teta	y ₀ /D	Raio Hidráulico (m)	Velocidade de escoamento (m/s)	Tensão Trativa (Pa)	Velocidade crítica (m/s)
Mont.	Jus.	Inicial	Inicial	Inicial	Inicial		
		Final	Final	Final	Final		
D1	D2	1,241455	0,09	0,01189	1,02	3,59	2,09
		1,269400	0,10	0,01239	1,04		
D3	D6	1,238197	0,09	0,01183	1,52	8,01	2,23
		1,363008	0,11	0,01411	1,70		
D4	D5	1,093276	0,07	0,00938	1,47	8,16	1,98
		1,198867	0,09	0,01115	1,65		
D5	D6	1,391439	0,12	0,01464	0,74	1,80	2,51
		1,555508	0,14	0,01786	0,85		
D6	D7	1,751072	0,18	0,02191	0,91	2,36	3,10
		1,994328	0,23	0,02714	1,05		
D2	D7	1,155506	0,08	0,01041	1,25	5,72	2,00
		1,206521	0,09	0,01128	1,32		
D7	D8	1,681326	0,17	0,02044	1,41	5,82	2,98
		1,900566	0,21	0,02511	1,62		
D8	DE (*)	1,516361	0,14	0,01708	1,95	11,73	2,73
		1,710000	0,17	0,02104	2,24		

(*) DE: Câmara de visita existente.

Tabela 4.15: Elementos para a implantação dos coletores

Trecho		Cotas do coletor		Profundidade do coletor		Profundidade da singularidade	
		Mont. (m)	Jus. (m)	Mont. (m)	Jus. (m)	Mont. (m)	Jus. (m)
Mont.	Jus.						
D1	D2	45,85	44,87	1,60	1,60	1,60	1,60
D3	D6	47,35	43,40	1,60	1,60	1,60	1,60
D4	D5	47,50	43,90	1,60	1,60	1,60	1,60
D5	D6	43,90	43,40	1,60	1,60	1,60	1,60
D6	D7	43,40	43,20	1,60	1,60	1,60	1,60
D2	D7	44,87	43,20	1,60	1,60	1,60	1,60
D7	D8	43,20	41,50	1,60	1,60	1,60	1,60
D8	DE (*)	41,50	37,55	1,60	1,60	1,60	1,60

(*) DE: Câmara de visita existente.

4.4. Estimativa de custos dos sistemas

A estimativa de custos realizada em cada uma das redes projetadas vai ao encontro do que se estabeleceu nos trabalhos realizados previamente no que diz respeito ao dimensionamento da rede de águas pluviais sob influência das coberturas verdes, utilizando o mesmo loteamento (Silva et al., 2023). Dessa forma, a estimativa baseou-se em 4 tipos de trabalhos distintos, nomeadamente: Movimentação de terras; Tubagens; Órgãos da rede; Outros trabalhos.

Os mapas de medições, bem como os mapas de orçamentos completos são apresentados nos Anexos II.1, II.2, II.3, II.4, II.5 e II.6.

Apresenta-se na Tabela 4.16, a estimativa de custos para a rede pública de drenagem de águas residuais projetada de acordo com os critérios da regulamentação de Portugal e do Brasil.

Tabela 4.16: Estimativa de custos do sistema dimensionado.

Descrição do trabalho	Portugal	Brasil (125 mm)	Brasil (200 mm)
1 - Movimentação de terras	6.399,86	6.767,04	8.304,52
2 - Tubagens	4.356,30	2.680,80	4.356,30
3 - Órgãos da rede	7.150,00	7.150,00	7.150,00
4 - Outros trabalhos	1.335,10	1.335,10	1.335,10
Preço Total (EUR) ⁽¹⁾	19.241,26 + IVA	17.932,94 + IVA	21.145,92 + IVA
Preço Total (BRL) ⁽²⁾	103.433,01 + IVA	96.400,03 + IVA	113.671,67 + IVA

(1) Preços em euros à data de janeiro de 2024.

(2) Preços em reais à data de 1 de março de 2024.

4.5. Estudo comparativo dos métodos adotados em cada país

Ao analisar os resultados do dimensionamento utilizando os métodos adotados em Portugal e no Brasil, empregando diâmetros de 125 mm e 200 mm, é possível inferir o seguinte:

- O caudal mínimo de auto-limpeza de 1,5 L/s é atingido em todos os trechos da tubulação seguindo o regulamento Português, já no Brasil, nota-se que alguns trechos não cumprem com o estabelecido, isso se justifica pelo método utilizado para determinação das vazões, que considera as taxas de contribuição de esgoto por metro de tubulação e não a população que é atendida em cada trecho, como em Portugal;

- Apesar da população do loteamento ser considerada a mesma no Ano 0 e no Ano 40, observa-se uma diferença significativa entre os caudais máximos e mínimos nos dimensionamentos, devido aos caudais concentrados que afluem, além do valor de capitação adotado no Ano 40;
- O diâmetro mínimo estabelecido pelo regulamento Português foi adotado em todos os trechos da tubulação e, como demonstrado no procedimento de cálculo para o trecho CD1, os diâmetros calculados apresentam uma diferença significativa para o valor mínimo, o que por sua vez demonstra que o valor estabelecido pelo regulamento se mostra muito conservador no que tange ao diâmetro dos coletores;
- Apesar dos métodos utilizados para a determinação da inclinação dos coletores divergirem, a inclinação adotada mostra-se como parâmetro em comum nos dimensionamentos realizados, sendo adotada a inclinação do terreno em todos os trechos, o que auxilia na implantação da rede, minimizando o volume de escavação de terras;
- Os critérios de verificação quanto à tensão de arrasto, altura da lâmina líquida, bem como os critérios de velocidades mínimas e máximas de escoamento foram cumpridos em todos os trechos da tubulação, de acordo com as normativas estabelecidas em cada país;
- Nota-se que em grande parcela dos trechos de tubulação a altura da lâmina líquida apresenta valor consideravelmente baixo, isso pode ser observado em ambas as metodologias, no Brasil pelo facto de se estar a utilizar um diâmetro maior do que o necessário e em Portugal, pelo facto do valor mínimo atribuído se mostrar demasiadamente alto;
- Apesar de se utilizar um diâmetro menor do que 200 mm, o dimensionamento da rede utilizando a metodologia brasileira atingiu os parâmetros mínimos de velocidade de escoamento, observando-se que em nenhum dos trechos a velocidade foi inferior a 0,6 m/s e nem superior a 3,0 m/s, além disso, nota-se que o critério de tensão de arrasto é atingido quase que em sua totalidade, salvo a exceção do trecho CD4, que por pouco não cumpriu o especificado.

Para além dos resultados obtidos no dimensionamento hidráulico da rede, através do quantitativo de materiais apresentado e de seu respectivo orçamento, é possível inferir o que se segue:

- O dimensionamento da rede segundo as normas brasileiras e, adotando um diâmetro de 125 mm apresenta-se como o sistema mais econômico;
- Como esperado, o dimensionamento de acordo com as normas brasileiras, utilizando um diâmetro de 200 mm, apresenta-se como o sistema menos econômico, o que se justifica pelo facto de a norma brasileira exigir uma largura de vala maior;
- Os métodos adotados no Brasil, utilizando um diâmetro de 125 mm, resultou em uma economia de aproximadamente 7,3% dos custos quando comparado ao dimensionamento utilizando os métodos de Portugal e uma economia de aproximadamente 17,9% comparada ao dimensionamento utilizando a mesma metodologia com o diâmetro de 200 mm;
- Apesar de se utilizar uma largura de vala maior no Brasil do que em Portugal, a diferença entre os diâmetros adotados apresenta-se como principal fator de influência nos custos.

Para efeito de comparação, faz-se referência ao estudo conduzido por Gomes (2016), no qual foi elaborado um dimensionamento utilizando a metodologia adotada por ambos os países. O referido estudo de caso foi conduzido na cidade de Coimbra (Portugal), abrangendo uma população de 3.776 habitantes no ano 0 e 8.104 habitantes no ano 40, utilizando valores de capitação de 200 e 250 L/hab.dia no ano 0 e ano 40, respectivamente.

Os resultados obtidos indicaram custos finais de 228.159,22 EUR e 127.478,79 EUR em Portugal e no Brasil, respectivamente. Esses resultados evidenciam a grande disparidade entre os dois países, reforçando a natureza mais conservadora dos parâmetros estabelecidos pelo regulamento português.

Inferese ainda que, quanto maior a extensão da rede, a população atendida e os padrões de consumo, como é o caso do estudo de Coimbra, as discrepâncias nos custos dos sistemas de drenagem de águas residuais tendem a ser cada vez maiores.

Adicionalmente, é relevante ressaltar que no estudo de Gomes (2016), a norma utilizada para a abertura de valas, a NBR 9814, não é mais vigente. Essa norma

estabelecia um acréscimo de 0,60 metros ao diâmetro do coletor para a abertura de valas em profundidades de até 2 m, o que por sua vez contribui para uma disparidade ainda maior, dado a atribuição de uma largura menor para a abertura das valas.

Capítulo 5. Conclusões e Proposta para trabalhos futuros

5.1. Conclusões

No decorrer do presente estudo, objetivou-se examinar não apenas as regulamentações que atualmente estão em vigor no Brasil e em Portugal, mas também analisar as particularidades relacionadas às metodologias empregadas em cada país e seus efeitos na implementação prática de um sistema em um loteamento urbano localizado na cidade de Macedo de Cavaleiros, no Nordeste de Portugal.

Essa análise não se restringiu exclusivamente a parâmetros técnicos relativos ao dimensionamento hidráulico e funcionalidade dos sistemas dimensionados, mas abrangeu igualmente os efeitos decorrentes da adoção de diferentes parâmetros no contexto econômico da implementação desses sistemas.

A análise revelou diferenças significativas nos parâmetros adotados pelos dois países, sendo o diâmetro mínimo adotado o mais discrepante entre eles. Além dos parâmetros relacionados ao diâmetro, é possível observar disparidades nos parâmetros de inclinação. O regulamento português estabelece valores fixos tanto para a inclinação máxima quanto mínima, enquanto a norma brasileira se baseia em fórmulas que levam em consideração o coeficiente de Manning-Strickler da tubulação e a vazão de cada trecho da tubulação.

Adicionalmente, destaca-se a ausência de parâmetros na NBR 9649 como as velocidades de escoamento. A norma brasileira não menciona valores mínimos para esse parâmetro, estabelecendo apenas uma tensão trativa mínima de 1 Pa. Em contraste, o regulamento português define como mínimo 2 Pa, além de determinar valores mínimos e máximos para a velocidade de escoamento, de 0,6 m/s e 3,0 m/s, respectivamente.

Cumprе salientar também a diferença em relação à lâmina líquida, em que o regulamento português estabelece um máximo de 50% em relação ao diâmetro para coletores de até 500 mm, enquanto a norma brasileira define um valor máximo de 75%.

Ao comparar os parâmetros relacionados ao dimensionamento dos sistemas, este estudo também analisou a influência desses parâmetros na implantação dos sistemas, elaborando um quantitativo de materiais e orçamento.

Destaca-se a existência de divergências nos critérios de abertura de valas, em que no Brasil adotou-se valores de 0,65 m acrescidos do diâmetro da tubulação de 125 mm e 0,70 m para tubulação de 200 mm, enquanto em Portugal o valor a ser acrescido ao diâmetro da tubulação é de 0,60 m para condutas de até 0,50 m.

Em relação aos custos da obra, constatou-se uma diferença significativa entre os custos dos sistemas dimensionados. No Brasil, para um diâmetro de 125 mm, os custos alcançaram o valor de 17.932,94 EUR + IVA (96.400,03 BRL + IVA), e para um diâmetro de 200 mm, atingiram 21.145,92 EUR + IVA (113.671,67 BRL + IVA). Já em Portugal, o dimensionamento da rede resultou em um custo de 19.241,26 EUR + IVA (103.433,01 BRL + IVA).

Observa-se que o sistema mais econômico está em conformidade com as normativas brasileiras, ao utilizar um diâmetro de 125 mm. Por outro lado, ao adotar um diâmetro maior, a metodologia utilizada no Brasil torna-se a mais dispendiosa. Isso leva à conclusão de que o diâmetro das tubulações emerge como um fator preponderante nos custos da obra, destacando-se também como o parâmetro de maior discrepância entre o regulamento português e as normas brasileiras, uma vez que no Brasil são admitidos diâmetros de até 100 mm, enquanto em Portugal o diâmetro mínimo é de 200 mm.

Para além das considerações financeiras dos projetos, o dimensionamento realizado conforme a metodologia empregada no Brasil, utilizando um diâmetro de 125 mm, apresentou condições de escoamento favoráveis e atendeu às condições estabelecidas pelo regulamento português quase que em sua totalidade. Assim, é possível inferir que o valor mínimo estipulado pelo regulamento português de 200 mm pode ser revisado em busca de sistemas mais econômicos, mantendo-se ainda em conformidade com as condições de escoamento e critérios de verificação. Entretanto, nota-se que a metodologia brasileira relativa às taxas de contribuição linear da tubulação pode induzir a valores equivocados de vazão em determinados trechos, o que também pode ser alvo de revisão.

De maneira geral, o regulamento português apresenta-se de forma mais conservadora, resultando em sistemas mais robustos e resilientes a situações adversas e desafios futuros, como alterações climáticas e expansão urbana. Contudo, uma

abordagem mais conservadora também implica em custos mais elevados de implantação e manutenção das estruturas, sendo necessário avaliar a pertinência de parâmetros tão conservadores frente à viabilidade financeira e a sustentabilidade ambiental.

5.2. Proposta para trabalhos futuros

Com o intuito de complementar o presente trabalho, propõe-se o seguinte:

- Conduzir um estudo comparativo que abranja normas além das brasileiras e portuguesas, visando ampliar a abrangência e a compreensão do contexto normativo;
- Realizar uma análise comparativa considerando cenários em que se preveem sistemas com estruturas voltadas para a reutilização das águas, objetivando minimizar os caudais direcionados para as redes públicas;
- Avaliar a eficácia dos parâmetros adotados pelas normativas brasileira e portuguesa em sistemas já existentes que se encontram em situações críticas de operação, proporcionando possíveis adequações desses parâmetros na prática;
- Conduzir um estudo utilizando parâmetros divergentes em relação ao regulamento português, a exemplo, dimensionar um sistema com a utilização de diâmetros menores do que os especificados, a fim de avaliar a viabilidade e as implicações dessas variações no contexto normativo.

De referir que, no Anexo III.1 se encontram as participações do autor deste estudo enquanto estudante de dupla diplomação Instituto Politécnico de Bragança (IPB)/Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Referências bibliográficas

- APA (2019). *Guia para a reutilização de água para usos não potáveis*. Versão 1.0.
- APA (2023). *Água para Reutilização (ApR)*. <https://apambiente.pt/agua/agua-para-reutilizacao-apr>.
- Araújo, M. B. R. (2016). *Avaliação e gestão de riscos em sistema de saneamento de Braga* (Dissertação de Mestrado, Universidade do Minho). <https://hdl.handle.net/1822/49834>.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1986). *Estudo de Concepção de Sistemas de Esgoto Sanitário*. Norma Técnica Brasileira n.º 9648.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1986). *Projeto de Redes Coletoras de Esgoto Sanitário*. Norma Técnica Brasileira n.º 9649.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2023). *Execução de Obras Lineares para Transporte de Água Bruta e Tratada, Esgoto Sanitário e Drenagem Urbana, Utilizando Tubos Rígidos, Semirrígidos e Flexíveis*. Norma Técnica Brasileira n.º 17015.
- Barreto, I. M. C. B. do N. (2005). *Gestão de resíduos na construção civil*. Sergipe: Sinduscon.
- Cordeiro, S., Ferrario, F., Pereira, H. X., Ferreira, F., Matos, J. S. (2023). Water Reuse, a Sustainable Alternative in the Context of Water Scarcity and Climate Change in the Lisbon Metropolitan Area. *Sustainability* 2023, 15(16), 12578. <https://doi.org/10.3390/su151612578>.
- Cunha, F. M. (2022). *Resíduos na construção civil* (TCC, Graduação em Engenharia Civil, Faculdade Pitágoras). Disponível em: <https://repositorio.pgsscogna.com.br//handle/123456789/52315>.
- da Silva, J. V. (2019). *Análise Orçamentária de Implantação de Redes Simples e Duplas de Coleta de Esgoto Sanitário no Município de Palmas-TO* (TCC, Graduação em Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas). Disponível em: <https://ulbra-to.br/bibliotecadigital/publico/home/documento/1576>.
- Gomes, M. P. (2016). *Avaliação comparativa da influência da regulamentação no dimensionamento de sistemas de drenagem de águas residuais* (Dissertação de Mestrado, Universidade de Coimbra). <https://hdl.handle.net/10316/38731>.

Decreto-Lei n.º102-D/2020, de Decreto-Lei n.º 102-D/2020, de 10 de Dezembro. Aprova o Regime Geral da Gestão de Resíduos, o Regime Jurídico da Deposição de Resíduos em Aterro e Altera o Regime da Gestão de Fluxos Específicos de Resíduos, Transpondo as Diretivas (UE) 2018/849, 2018/850, 2018/851 e 2018/852.

Decreto-Lei n.º 119/2019, de 21 de agosto. Estabelece o regime jurídico de produção de água para reutilização, obtida a partir do tratamento de águas residuais, bem como da sua utilização.

Decreto Regulamentar n.º 23/95, de 23 de agosto. Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e Drenagem de Águas Residuais.

Fernandes, E., Marques, R. C. (2023). Review of Water Reuse from a Circular Economy Perspective. *Water* 2023, 15(5), 848. <https://doi.org/10.3390/w15050848>.

Fersil. <https://grupofersil.com/pt>. Catálogo obtido em 15 de janeiro de 2024.

Marecos do Monte, H., Albuquerque, A. (2010). *Reutilização de águas residuais*. Guia técnico n.º 14. Lisboa, ERSAR.

Marques, J., Sousa, J. (2018). *Hidráulica urbana. Sistemas de abastecimento de água e de drenagem de águas residuais*. 4.ª edição, Coimbra: Imprensa da Universidade de Coimbra.

Mattos, A. D. (2006). *Como preparar orçamentos de obras: dicas para orçamentistas, estudos de caso, exemplos*. 1ª edição, São Paulo: Editora Pini.

ONU (2015). 17 Objetivos para Transformar o Nosso Mundo. <https://unric.org/pt/objetivos-de-desenvolvimento-sustentavel/>.

Pimentel-Rodrigues, C.; Silva-Afonso, A. Rainwater Harvesting for Irrigation of Tennis Courts: A Case Study. *Water* 2022, 14, 752. <https://doi.org/10.3390/w14050752>.

Pordata (2021). Censos de 2021. Disponível em: <https://www.pordata.pt>.

Rebelo, A., Quadrado, M., Franco, A., Lacasta, N., Machado, P. (2020). Water reuse in Portugal: New legislation trends to support the definition of water quality standards based on risk characterization. *Water Cycle*, Vol. 1, 41-53. <https://doi.org/10.1016/j.watcyc.2020.05.006>.

Resende, R. M. de C. (2018). A Agenda 2030 e os Objetivos de Desenvolvimento Sustentável nas Grandes Opções do Plano 2017 – uma avaliação no contexto de

políticas públicas (Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa).
<http://hdl.handle.net/10362/50889>.

Resolução da ONU A/RES/70/1. Transformando Nosso Mundo: A Agenda 2030 para o Desenvolvimento Sustentável.

Resolução do Conselho de Ministros n.º 130/2019 de 2 de agosto. Aprova o Programa de Ação para a Adaptação às Alterações Climáticas.

Silva, F.; Calheiros, C.S.C.; Valle, G.; Pinto, P.; Albuquerque, A.; Antão-Geraldes, A.M. Influence of Green Roofs on the Design of a Public Stormwater Drainage System: A Case Study. *Sustainability* 2023, 15, 5762. <https://doi.org/10.3390/su15075762>.

Silva, P. N., Cabral, A. R., Dias, A. P., Matida, A. H., Kligerman, D. C., Carneiro, F. F., da Silva, G. A., Oliveira, J. L. M., de Queiroz, J. T. M., Santos, J. L. M. de S., Domingues, L. C. S. M., Cohen, S. C., Shubo, T. C. & Heller, L. (2018). *Saneamento e Saúde*. Coleção Saúde, Ambiente e Sustentabilidade (Vol. 6). Rio de Janeiro, Fundação Oswaldo Cruz.

SNIS (2022). Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento 2022. Disponível em: <https://www.gov.br/cidades/pt-br/aceso-a-informacao/acoes-e-programas/saneamento/snis/painel/es>.

Tsutiya, M. T., Sobrinho, P. A. (2000). *Coleta e transporte de esgoto sanitário*. 2.ª edição, São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

UNESCO (2017). *Relatório mundial das Nações Unidas sobre o desenvolvimento dos recursos hídricos, 2017: Águas residuais: o recurso inexplorado, resumo executivo*. Disponível em: https://unesdoc.unesco.org/ark:/48223/pf0000247552_por.

Anexos

I.1: Indicação da localização dos caudais concentrados que afluem às câmaras de visita D1, D3 e D4.



Legenda:

- Área de estudo
- Arruamentos (estradas, estacionamentos e passeios)
- Edifícios
- Logradouros
- Lotes

- Áreas verdes
- Rede pública de drenagem de águas pluviais
- Rede pública de drenagem de águas residuais
- Caixa de ramal de ligação
- Caixa de visita

II.1: Mapa de medições seguindo o dimensionamento adotando os métodos de Portugal.

MAPA DE MEDIÇÕES							
Código	DESCRIÇÃO	UN	DIMENSÕES			QUANTIDADES	
			Comp.	Larg.	Alt.	Parc.	Totais
1	INSTALAÇÕES HIDRÁULICAS INFRAESTRUTURAS DE DRENAGEM DE ÁGUAS RESIDUAIS						
1.1	MOVIMENTO DE TERRAS						
1.1.1	Escavação para abertura de valas para implantação de tubagem, incluindo entivação, rebaixamento do nível freático, se necessário, regularização e compactação do leito da vala e remoção dos produtos escavados.	m ³					
	CP1		31,90	0,70	1,59	35,47	
	CP2		57,30	0,70	1,59	63,71	
	CP3		40,60	0,70	1,59	45,15	
	CP4		40,00	0,70	1,59	44,48	
	CP5		18,30	0,70	1,59	20,35	
	CP6		30,00	0,70	1,59	33,36	
	CP7		60,00	0,70	1,59	66,72	
	CP8		57,00	0,70	1,59	63,38	
	TOTAL						372,61
1.1.2	Regularização do fundo de valas com almofada de assentamento, numa espessura de 0,10 m, com terra cirandada, de empréstimo se necessário.	m ³	335,10	0,70	0,1	23,46	
	TOTAL						23,46
1.1.3	Aterro com terra cirandada, de empréstimo se necessário, incluindo calque e recalque até 0,20 m acima do extradorso da tubagem.	m ³					
	CP1		31,90	0,70	0,40	7,93	
	CP2		57,30	0,70	0,40	14,24	
	CP3		40,60	0,70	0,40	10,09	
	CP4		40,00	0,70	0,40	9,94	
	CP5		18,30	0,70	0,40	4,55	
	CP6		30,00	0,70	0,40	7,46	
	CP7		60,00	0,70	0,40	14,92	
	CP8		57,00	0,70	0,40	15,96	
	TOTAL						85,09
1.1.4	Aterro de valas com terra da própria vala isenta de pedras e raízes, ou de empréstimo se necessário, com calque e recalque, por camadas de 0,20 m de espessura, incluindo rega, para completo enchimento das valas.	m ³					
	CP1		31,90	0,70	1,09	24,31	
	CP2		57,30	0,70	1,09	43,66	
	CP3		40,60	0,70	1,09	30,94	
	CP4		40,00	0,70	1,09	30,48	
	CP5		18,30	0,70	1,09	13,94	
	CP6		30,00	0,70	1,09	22,86	
	CP7		60,00	0,70	1,09	45,72	
	CP8		57,00	0,70	1,09	43,43	
	TOTAL						255,33
1.1.5	Carga, transporte e descarga de produtos sobranes a vazadouro autorizado, a cargo do adjudicatário, considerando um empolamento de 20%.	m ³		Área do tubo			
	CP1		31,90	0,03		1,20	
	CP2		57,30	0,03		2,16	

MAPA DE MEDIÇÕES							
Código	DESCRIÇÃO	UN	DIMENSÕES			QUANTIDADES	
			Comp.	Larg.	Alt.	Parc.	Totais
	CP3		40,60	0,03		1,53	
	CP4		40,00	0,03		1,51	
	CP5		18,30	0,03		0,69	
	CP6		30,00	0,03		1,13	
	CP7		60,00	0,00		0,00	
	CP8		57,00	0,03		2,15	
	TOTAL						10,37
1.2	TUBAGENS E ACESSÓRIOS						
1.2.1	Fornecimento e assentamento de tubagem em Polipropileno Corrugado, com as seguintes características: Ø 200 mm						
		ml					335,10
1.3	ORGÃOS DA REDE						
1.3.1	Construção de câmaras de visita em terreno de qualquer natureza, constituídas em anéis de betão armado com encaixe e de diâmetro interior 1,00 m, incluindo soleiras em betão simples com 0,20 m de espessura mínima na zona mais profunda das caneluras, reboco de paredes, banquetas e caneluras com argamassa de cimento com espessura de 0,02 m, queimada à colher, com tampa circular em ferro fundido dúctil D600 de classe de carga D400 a instalar na via, fornecimento e assentamento de degraus de acesso, movimento de terras, carga, transporte e descarga de produtos sobrantes a vazadouro autorizado, com as seguintes alturas médias: a) até 2,00 m b) superior a 2,00 m						
		un					9,00
		un					0,00
1.3.2	Ligação à Rede Existente e eventual reformulação da caixa existente na realização da ligação do novo colector a instalar. Ramais domiciliários completos conforme peças desenhadas, incluindo caixa de ramal, com tampa em f.f. classe 125 e tubagem de ligação em PVC.						
		vg					1,00
		un					15,00
1.4	DIVERSOS						
1.4.1	Fornecimento e colocação de telas de pré-sinalização com a inscrição "SANEAMENTO" com as seguintes características: - Material de base: PVC - Largura da tela: 300 mm - Espessura da tela: 0,06 mm - Cor de base: castanho - Cor de impressão: preto - Comprimento da inscrição: 290 mm - Largura da inscrição: 60 mm - Distância entre inscrições: 200 mm						
		ml					335,10
1.4.2	Realização de Ensaios finais na Rede de Drenagem de Águas Residuais						
		vg					1,00

II.2: Mapa de orçamento seguindo o dimensionamento de acordo com os métodos adotados em Portugal.

MAPA DE ORÇAMENTO					
CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UN	QUANTIDADES	PREÇO UNITÁRIO	PREÇO PARCIAL
INSTALAÇÕES HIDRÁULICAS					
1	INFRAESTRUTURAS DE DRENAGEM DE ÁGUAS RESIDUAIS				
1.1	MOVIMENTO DE TERRAS				
1.1.1	Escavação para abertura de valas para implantação de tubagem, incluindo entivação, rebaixamento do nível freático, se necessário, regularização e compactação do leito da vala e remoção dos produtos escavados.	m ³	372,61	10,00 €	3.726,14 €
1.1.2	Regularização do fundo de valas com almofada de assentamento, numa espessura de 0,10 m, com terra cirandada, de empréstimo se necessário.	m ³	23,46	7,00 €	164,20 €
1.1.3	Aterro com terra cirandada, de empréstimo se necessário, incluindo calque e recalque até 0,20 m acima do extradorso da tubagem.	m ³	85,09	8,00 €	680,73 €
1.1.4	Aterro de valas com terra da própria vala isenta de pedras e raízes, ou de empréstimo se necessário, com calque e recalque, por camadas de 0,20 m de espessura, incluindo rega, para completo enchimento das valas.	m ³	255,33	7,00 €	1.787,31 €
1.1.5	Carga, transporte e descarga de produtos sobranes a vazadouro autorizado, considerando um empolamento de 20%.	m ³	10,37	4,00 €	41,48 €
1.2	TUBAGENS E ACESSÓRIOS				
1.2.1	Fornecimento e assentamento de tubagem em Polipropileno Corrugado, com as seguintes características: Ø 200 mm	ml	335,10	13,00 €	4.356,30 €
1.3	ORGÃOS DA REDE				
1.3.1	Construção de câmaras de visita em terreno de qualquer natureza, constituídas em anéis de betão armado com encaixe e de diâmetro interior 1,0 m e 1,25 m, incluindo soleiras em betão simples com 0,20 m de espessura mínima na zona mais profunda das caneluras, reboco de paredes, banquetas e caneluras com argamassa de cimento com espessura de 0,02 m, queimada à colher, com tampa circular em ferro fundido dúctil D600 de classe de carga D400 a instalar na via, fornecimento e assentamento de degraus de acesso, movimento de terras, carga, transporte e descarga de produtos sobranes a vazadouro autorizado, com as seguintes alturas médias:				
	a) até 2,00 m	un	9	350,00 €	3.150,00 €
	b) Superior a 2,00 m	un	0		0,00 €
1.3.2.	Ligação rede existente e reformulação da caixa na realização da ligação do novo colector a instalar.	vg	1	1.000,00 €	1.000,00 €
	Ramais domiciliários completos conforme peças desenhadas, incluindo caixa de ramal, com tampa em f.f. classe 125 e tubagem de ligação em PVC.		15	200,00 €	3.000,00 €
1.4	DIVERSOS				
1.4.1	Fornecimento e colocação de telas de pré-sinalização com a inscrição "SANEAMENTO" com as seguintes características: material base - PVC; largura da tela - 300 mm; espessura da tela - 0,06 mm; cor de base - castanho; cor de impressão - preto; comprimento da inscrição - 290 mm; largura da inscrição - 60 mm; distância entre inscrições - 200 mm.	ml	335,10	1,00 €	335,10 €
1.4.2	Realização de ensaios finais na rede de drenagem de águas residuais.	vg	1,00	1.000,00 €	1.000,00 €
				Valor parcial	19.241,26 €
				PREÇO	19.241,26 €
				TOTAL S/IVA	19.241,26 €

II.3: Mapa de medições seguindo o dimensionamento adotando os métodos do Brasil para diâmetro de 125 mm.

MAPA DE MEDIÇÕES							
Código	DESCRIÇÃO	UN	DIMENSÕES			QUANTIDADES	
			Comp.	Larg.	Alt.	Parc.	Totais
1	INSTALAÇÕES HIDRÁULICAS INFRAESTRUTURAS DE DRENAGEM DE ÁGUAS RESIDUAIS						
1.1	MOVIMENTO DE TERRAS						
1.1.1	Escavação para abertura de valas para implantação de tubagem, incluindo entivação, rebaixamento do nível freático, se necessário, regularização e compactação do leito da vala e remoção dos produtos escavados.	m ³					
	CP1		31,90	0,78	1,53	37,70	
	CP2		57,30	0,78	1,53	67,72	
	CP3		40,60	0,78	1,53	47,98	
	CP4		40,00	0,78	1,53	47,28	
	CP5		18,30	0,78	1,53	21,63	
	CP6		30,00	0,78	1,53	35,46	
	CP7		60,00	0,78	1,53	70,91	
	CP8		57,00	0,78	1,53	67,37	
	TOTAL						396,05
1.1.2	Regularização do fundo de valas com almofada de assentamento, numa espessura de 0,10 m, com terra cirandada, de empréstimo se necessário.	m ³	335,10	0,78	0,10	25,97	
	TOTAL						25,97
1.1.3	Aterro com terra cirandada, de empréstimo se necessário, incluindo calque e recalque até 0,20 m acima do extradorso da tubagem.	m ³					
	CP1		31,90	0,78	0,33	7,03	
	CP2		57,30	0,78	0,33	12,63	
	CP3		40,60	0,78	0,33	8,95	
	CP4		40,00	0,78	0,33	8,82	
	CP5		18,30	0,78	0,33	4,03	
	CP6		30,00	0,78	0,33	6,61	
	CP7		60,00	0,78	0,33	13,23	
	CP8		57,00	0,78	0,33	14,36	
	TOTAL						75,67
1.1.4	Aterro de valas com terra da própria vala isenta de pedras e raízes, ou de empréstimo se necessário, com calque e recalque, por camadas de 0,20 m de espessura, incluindo rega, para completo enchimento das valas.	m ³					
	CP1		31,90	0,78	1,10	27,19	
	CP2		57,30	0,78	1,10	48,85	
	CP3		40,60	0,78	1,10	34,61	
	CP4		40,00	0,78	1,10	34,10	
	CP5		18,30	0,78	1,10	15,60	
	CP6		30,00	0,78	1,10	25,58	
	CP7		60,00	0,78	1,10	51,15	
	CP8		57,00	0,78	1,10	48,59	
	TOTAL						285,67

MAPA DE MEDIÇÕES							
Código	DESCRIÇÃO	UN	DIMENSÕES			QUANTIDADES	
			Comp.	Larg.	Alt.	Parc.	Totais
1.1.5	Carga, transporte e descarga de produtos sobrantas a vazadouro autorizado, a cargo do adjudicatário, considerando um empolamento de 20%.	m ³	Área do tubo				
	CP1		31,90	0,01		0,47	
	CP2		57,30	0,01		0,84	
	CP3		40,60	0,01		0,60	
	CP4		40,00	0,01		0,59	
	CP5		18,30	0,01		0,27	
	CP6		30,00	0,01		0,44	
	CP7		60,00	0,01		0,88	
	CP8		57,00	0,01		0,84	
	TOTAL						4,93
1.2	TUBAGENS E ACESSÓRIOS						
1.2.1	Fornecimento e assentamento de tubagem em Polipropileno Corrugado, com as seguintes características: Ø 125 mm	ml					335,10
1.3	ORGÃOS DA REDE						
1.3.1	Construção de câmaras de visita em terreno de qualquer natureza, constituídas em anéis de betão armado com encaixe e de diâmetro interior 1,00 m, incluindo soleiras em betão simples com 0,20 m de espessura mínima na zona mais profunda das caneluras, reboco de paredes, banquetas e caneluras com argamassa de cimento com espessura de 0,02 m, queimada à colher, com tampa circular em ferro fundido dúctil D600 de classe de carga D400 a instalar na via, fornecimento e assentamento de degraus de acesso, movimento de terras, carga, transporte e descarga de produtos sobrantas a vazadouro autorizado, com as seguintes alturas médias:						
	a) até 2,00 m	un					9,00
	b) superior a 2,00 m	un					0,00
1.3.2	Ligação à Rede Existente e eventual reformulação da caixa existente na realização da ligação do novo colector a instalar.	vg					1,00
	Ramais domiciliários completos conforme peças desenhadas, incluindo caixa de ramal, com tampa em f.f. classe 125 e tubagem de ligação em PVC.	un					15,00
1.4	DIVERSOS						
1.4.1	Fornecimento e colocação de telas de pré-sinalização com a inscrição "SANEAMENTO" com as seguintes características: - Material de base: PVC - Largura da tela: 300 mm - Espessura da tela: 0,06 mm - Cor de base: castanho - Cor de impressão: preto - Comprimento da inscrição: 290 mm - Largura da inscrição: 60 mm - Distância entre inscrições: 200 mm						
1.4.2	Realização de Ensaios finais na Rede de Drenagem de Águas Residuais	vg					1,00

II.4: Mapa de orçamentos seguindo o dimensionamento de acordo com os métodos adotados no Brasil utilizando tubulação com diâmetro de 125mm.

MAPA DE ORÇAMENTO					
CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UN	QUANTIDADES	PREÇO UNITÁRIO	PREÇO PARCIAL
INSTALAÇÕES HIDRÁULICAS					
1	INFRAESTRUTURAS DE DRENAGEM DE ÁGUAS RESIDUAIS				
1.1	MOVIMENTO DE TERRAS				
1.1.1	Escavação para abertura de valas para implantação de tubagem, incluindo entivação, rebaixamento do nível freático, se necessário, regularização e compactação do leito da vala e remoção dos produtos escavados.	m³	396,05	10,00 €	3.960,46 €
1.1.2	Regularização do fundo de valas com almofada de assentamento, numa espessura de 0,10 m, com terra cirandada, de empréstimo se necessário.	m³	25,97	7,00 €	181,79 €
1.1.3	Aterro com terra cirandada, de empréstimo se necessário, incluindo calque e recalque até 0,20 m acima do extradorso da tubagem.	m³	75,67	8,00 €	605,33 €
1.1.4	Aterro de valas com terra da própria vala isenta de pedras e raízes, ou de empréstimo se necessário, com calque e recalque, por camadas de 0,20 m de espessura, incluindo rega, para completo enchimento das valas.	m³	285,67	7,00 €	1.999,71 €
1.1.5	Carga, transporte e descarga de produtos sobranes a vazadouro autorizado, considerando um empolamento de 20%.	m³	4,93	4,00 €	19,74 €
1.2	TUBAGENS E ACESSÓRIOS				
1.2.1	Fornecimento e assentamento de tubagem em Polipropileno Corrugado, com as seguintes características: Ø 125 mm	ml	335,10	8,00 €	2.680,80 €
1.3	ORGÃOS DA REDE				
1.3.1	Construção de câmaras de visita em terreno de qualquer natureza, constituídas em anéis de betão armado com encaixe e de diâmetro interior 1,0 m e 1,25 m, incluindo soleiras em betão simples com 0,20 m de espessura mínima na zona mais profunda das caneluras, reboco de paredes, banquetas e caneluras com argamassa de cimento com espessura de 0,02 m, queimada à colher, com tampa circular em ferro fundido dúctil D600 de classe de carga D400 a instalar na via, fornecimento e assentamento de degraus de acesso, movimento de terras, carga, transporte e descarga de produtos sobranes a vazadouro autorizado, com as seguintes alturas médias:				
	a) até 2,00 m	un	9	350,00 €	3.150,00 €
	b) Superior a 2,00 m	un	0		0,00 €
1.3.2.	Ligação rede existente e reformulação da caixa na realização da ligação do novo colector a instalar.	vg	1	1.000,00 €	1.000,00 €
	Ramais domiciliários completos conforme peças desenhadas, incluindo caixa de ramal, com tampa em f.f. classe 125 e tubagem de ligação em PVC.		15	200,00 €	3.000,00 €
1.4	DIVERSOS				
1.4.1	Fornecimento e colocação de telas de pré-sinalização com a inscrição "SANEAMENTO" com as seguintes características: material base - PVC; largura da tela - 300 mm; espessura da tela - 0,06 mm; cor de base - castanho; cor de impressão - preto; comprimento da inscrição - 290 mm; largura da inscrição - 60 mm; distância entre inscrições - 200 mm.	ml	335,10	1,00 €	335,10 €
1.4.2	Realização de ensaios finais na rede de drenagem de águas residuais.	vg	1,00	1.000,00 €	1.000,00 €
				Valor parcial	17.932,94 €
				PREÇO	17.932,94 €
				TOTAL S/IVA	17.932,94 €

II.5: Mapa de medições seguindo o dimensionamento adotando os métodos do Brasil para diâmetro de 200 mm.

MAPA DE MEDIÇÕES							
Código	DESCRIÇÃO	UN	DIMENSÕES			QUANTIDADES	
			Comp.	Larg.	Alt.	Parc.	Totais
1	INSTALAÇÕES HIDRÁULICAS INFRAESTRUTURAS DE DRENAGEM DE ÁGUAS RESIDUAIS						
1.1	MOVIMENTO DE TERRAS						
1.1.1	Escavação para abertura de valas para implantação de tubagem, incluindo entivação, rebaixamento do nível freático, se necessário, regularização e compactação do leito da vala e remoção dos produtos escavados.	m ³					
	CP1		31,90	0,90	1,60	45,94	
	CP2		57,30	0,90	1,60	82,51	
	CP3		40,60	0,90	1,60	58,46	
	CP4		40,00	0,90	1,60	57,60	
	CP5		18,30	0,90	1,60	26,35	
	CP6		30,00	0,90	1,60	43,20	
	CP7		60,00	0,90	1,60	86,40	
	CP8		57,00	0,90	1,60	82,08	
	TOTAL						482,54
1.1.2	Regularização do fundo de valas com almofada de assentamento, numa espessura de 0,10 m, com terra cirandada, de empréstimo se necessário.	m ³	335,10	0,90	0,1	30,16	
	TOTAL						30,16
1.1.3	Aterro com terra cirandada, de empréstimo se necessário, incluindo calque e recalque até 0,20 m acima do extradorso da tubagem.	m ³					
	CP1		31,90	0,90	0,40	10,48	
	CP2		57,30	0,90	0,40	18,83	
	CP3		40,60	0,90	0,40	13,34	
	CP4		40,00	0,90	0,40	13,14	
	CP5		18,30	0,90	0,40	6,01	
	CP6		30,00	0,90	0,40	9,86	
	CP7		60,00	0,90	0,40	19,72	
	CP8		57,00	0,90	0,40	20,52	
	TOTAL						111,90
1.1.4	Aterro de valas com terra da própria vala isenta de pedras e raízes, ou de empréstimo se necessário, com calque e recalque, por camadas de 0,20 m de espessura, incluindo rega, para completo enchimento das valas.	m ³					
	CP1		31,90	0,90	1,10	31,58	
	CP2		57,30	0,90	1,10	56,73	
	CP3		40,60	0,90	1,10	40,19	
	CP4		40,00	0,90	1,10	39,60	
	CP5		18,30	0,90	1,10	18,12	
	CP6		30,00	0,90	1,10	29,70	
	CP7		60,00	0,90	1,10	59,40	
	CP8		57,00	0,90	1,10	56,43	
	TOTAL						331,75

MAPA DE MEDIÇÕES							
Código	DESCRIÇÃO	UN	DIMENSÕES			QUANTIDADES	
			Comp.	Larg.	Alt.	Parc.	Totais
1.1.5	Carga, transporte e descarga de produtos sobranes a vazadouro autorizado, a cargo do adjudicatário, considerando um empolamento de 20%.	m ³		Área do tubo			
	CP1		31,90	0,03		1,20	
	CP2		57,30	0,03		2,16	
	CP3		40,60	0,03		1,53	
	CP4		40,00	0,03		1,51	
	CP5		18,30	0,03		0,69	
	CP6		30,00	0,03		1,13	
	CP7		60,00	0,03		2,26	
	CP8		57,00	0,03		2,15	
	TOTAL						12,63
1.2	TUBAGENS E ACESSÓRIOS						
1.2.1	Fornecimento e assentamento de tubagem em Polipropileno Corrugado, com as seguintes características: Ø 200 mm	ml					335,10
1.3	ORGÃOS DA REDE						
1.3.1	Construção de câmaras de visita em terreno de qualquer natureza, constituídas em anéis de betão armado com encaixe e de diâmetro interior 1,00 m, incluindo soleiras em betão simples com 0,20 m de espessura mínima na zona mais profunda das caneluras, reboco de paredes, banquetas e caneluras com argamassa de cimento com espessura de 0,02 m, queimada à colher, com tampa circular em ferro fundido dúctil D600 de classe de carga D400 a instalar na via, fornecimento e assentamento de degraus de acesso, movimento de terras, carga, transporte e descarga de produtos sobranes a vazadouro autorizado, com as seguintes alturas médias: a) até 2,00 m b) superior a 2,00 m	un					9,00 0,00
1.3.2	Ligação à Rede Existente e eventual reformulação da caixa existente na realização da ligação do novo colector a instalar.	vg					1,00
	Ramais domiciliários completos conforme peças desenhadas, incluindo caixa de ramal, com tampa em f.f. classe 125 e tubagem de ligação em PVC.	un					15,00
1.4	DIVERSOS						
1.4.1	Fornecimento e colocação de telas de pré-sinalização com a inscrição "SANEAMENTO" com as seguintes características: - Material de base: PVC - Largura da tela: 300 mm - Espessura da tela: 0,06 mm - Cor de base: castanho - Cor de impressão: preto - Comprimento da inscrição: 290 mm - Largura da inscrição: 60 mm - Distância entre inscrições: 200 mm	ml					335,10
1.4.2	Realização de Ensaios finais na Rede de Drenagem de Águas Residuais	vg					1,00

II.6: Mapa de orçamentos seguindo o dimensionamento de acordo com os métodos adotados no Brasil utilizando tubulação com diâmetro de 200 mm.

MAPA DE ORÇAMENTO					
CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UN	QUANTIDADES	PREÇO UNITÁRIO	PREÇO PARCIAL
INSTALAÇÕES HIDRÁULICAS					
1	INFRAESTRUTURAS DE DRENAGEM DE ÁGUAS RESIDUAIS				
1.1	MOVIMENTO DE TERRAS				
1.1.1	Escavação para abertura de valas para implantação de tubagem, incluindo entivação, rebaixamento do nível freático, se necessário, regularização e compactação do leito da vala e remoção dos produtos escavados.	m ³	482,54	10,00 €	4.825,44 €
1.1.2	Regularização do fundo de valas com almofada de assentamento, numa espessura de 0,10 m, com terra cirandada, de empréstimo se necessário.	m ³	30,16	7,00 €	211,11 €
1.1.3	Aterro com terra cirandada, de empréstimo se necessário, incluindo calque e recalque até 0,20 m acima do extradorso da tubagem.	m ³	111,90	8,00 €	895,19 €
1.1.4	Aterro de valas com terra da própria vala isenta de pedras e raízes, ou de empréstimo se necessário, com calque e recalque, por camadas de 0,20 m de espessura, incluindo rega, para completo enchimento das valas.	m ³	331,75	7,00 €	2.322,24 €
1.1.5	Carga, transporte e descarga de produtos sobranes a vazadouro autorizado, considerando um empolamento de 20%.	m ³	12,63	4,00 €	50,53 €
1.2	TUBAGENS E ACESSÓRIOS				
1.2.1	Fornecimento e assentamento de tubagem em Polipropileno Corrugado, com as seguintes características: Ø 200 mm	ml	335,10	13,00 €	4.356,30 €
1.3	ORGÃOS DA REDE				
1.3.1	Construção de câmaras de visita em terreno de qualquer natureza, constituídas em anéis de betão armado com encaixe e de diâmetro interior 1,0 m e 1,25 m, incluindo soleiras em betão simples com 0,20 m de espessura mínima na zona mais profunda das caneluras, reboco de paredes, banquetas e caneluras com argamassa de cimento com espessura de 0,02 m, queimada à colher, com tampa circular em ferro fundido dúctil D600 de classe de carga D400 a instalar na via, fornecimento e assentamento de degraus de acesso, movimento de terras, carga, transporte e descarga de produtos sobranes a vazadouro autorizado, com as seguintes alturas médias:				
	a) até 2,00 m	un	9	350,00 €	3.150,00 €
	b) Superior a 2,00 m	un	0		0,00 €
1.3.2.	Ligação rede existente e reformulação da caixa na realização da ligação do novo colector a instalar.	vg	1	1.000,00 €	1.000,00 €
	Ramais domiciliários completos conforme peças desenhadas, incluindo caixa de ramal, com tampa em f.f. classe 125 e tubagem de ligação em PVC.		15	200,00 €	3.000,00 €
1.4	DIVERSOS				
1.4.1	Fornecimento e colocação de telas de pré-sinalização com a inscrição "SANEAMENTO" com as seguintes características: material base - PVC; largura da tela - 300 mm; espessura da tela - 0,06 mm; cor de base - castanho; cor de impressão - preto; comprimento da inscrição - 290 mm; largura da inscrição - 60 mm; distância entre inscrições - 200 mm.	ml	335,10	1,00 €	335,10 €
1.4.2	Realização de ensaios finais na rede de drenagem de águas residuais.	vg	1,00	1.000,00 €	1.000,00 €
				Valor parcial	21.145,92 €
				PREÇO	21.145,92 €
				TOTAL S/IVA	21.145,92 €

III.1: Participações enquanto estudante de Dupla Diplomação IPB-UTFPR

Projeto de Investigação:

Silva, F., Barros, J., Afonso, M. J., **Oliveira, G.**, Fachada, I. (Centro Ciência Viva de Bragança) & Antão-Geraldes, A.M. (maio 2023 – presente data). Projeto inovação IPB “Promover a eficiência hídrica em edifícios: Instalação e avaliação do desempenho de um sistema de aproveitamento de águas pluviais e de dispositivos eficientes (HydroSAAP)”, promovido pelo IPB e financiado pelo Plano de Recuperação e Resiliência (PRR: Programa Impulso Jovens STEAM). **Membro da equipa.**

Organização e participação em Seminário:

Silva, F., Barros, J., Afonso, M.J., **Oliveira, G.**, Fachada, I. & Antão-Geraldes, A.M. (2023, novembro). Seminário sobre Sustentabilidade no uso da água: Importância, técnicas e desafios. 2023. Bragança. **Membro da Comissão organizadora, participação.**

Publicação:

Silva, F., Barros, J., Afonso, M.J., **Oliveira, G.**, Fachada, I. & Antão-Geraldes, A.M. (2024). Promoting water efficiency in a student residence as a contribution to sustainability: HydroSAAP innovation project. In *INTED2024 Proceedings - 18th Annual International Technology, Education and Development Conference* (L.G. Chova, C.G. Martínez & J. Lees, eds.), pp. 2153-2162, Valencia/Espanha: IATED Academy. ISBN: 978-84-09-59215-9, ISSN: 2340-1079, doi: 10.21125/inted.2024.