



SISTEMAS PÚBLICOS DE DRENAGEM DE ÁGUAS RESIDUAIS: ESTUDO COMPARATIVO ENTRE O REGULAMENTO PORTUGUÊS E O BRASILEIRO

LUCAS DO AMARAL LISBOA

dezembro de 2016

SISTEMAS PÚBLICOS DE DRENAGEM DE ÁGUAS RESIDUAIS: ESTUDO COMPARATIVO ENTRE O REGULAMENTO PORTUGUÊS E O BRASILEIRO

LUCAS DO AMARAL LISBÔA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE CONSTRUÇÕES

Orientador: Prof. Doutor Tiago André Abreu

Co-Orientador: Prof. Doutor Rolando Gaal Vadas (Universidade Presbiteriana Mackenzie)

NOVEMBRO DE 2016

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	iii
Resumo	v
Abstract	vii
Agradecimentos	ix
Índice de Texto	xi
Índice de Figuras.....	xiii
Índice de Tabelas.....	xv
Abreviaturas	xvii
1 INTRODUÇÃO	1
2 REVISÃO DA LITERATURA – o estado da arte.....	7
3 DRENAGEM DE ÁGUAS RESIDUAIS.....	11
4 ESTUDO DE CASO – DIMENSIONAMENTO DE UMA REDE COLETORA.....	33
5 ANÁLISE COMPARATIVA	57
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	65
Referências Bibliográficas	67

RESUMO

Ao redor do mundo encontramos diferentes normas e regulamentos para todas as áreas que envolvem algum tipo de dimensionamento. Dependendo do local em estudo, critérios e fatores distintos são considerados. Neles estão inseridas experiências culturais e antropológicas de cada país que colaboram no desenvolvimento e na estruturação de um regulamento que se adeque as características e aos ideais daquele povo. Dificilmente encontraremos em países distintos regulamentos que sejam exatamente iguais e que adotem os mesmos critérios e limites. A própria formação geográfica de uma região pode influenciar nas considerações técnicas de um documento normativo. Esta dissertação traz uma análise de dois regulamentos distintos para o dimensionamento de uma rede coletora de esgoto. Para esse efeito, foram analisadas as respectivas normas no Brasil e em Portugal, visando comparar as semelhanças e as diferenças nos critérios e no modelo de dimensionamento sugerido por cada regulamento.

Palavras-chave: normas, critérios, fatores, regulamento, limites, dimensionamento, rede coletora de esgoto, semelhanças, diferenças.

ABSTRACT

We find around the world different rules and regulations for all areas involving some kind of scaling. Depending on the location under study, different criteria and factors are considered. Over it, are embedded cultural and anthropological experiences of each country collaborating in the development and structuring of a regulation that fits the characteristics and ideals of the population. We hardly find in different countries regulations that are exactly alike and that adopt the same limits and criteria. The geographical formation of a region can also influence the technical considerations of a normative document. This paper presents an analysis of two different regulations for the design of a sewage disposal system. The regulations from Brazil and Portugal were analyzed, in order to compare the criteria similarities and differences.

Keywords: rules, criteria, factors, regulation, limits, scaling, sewage disposal system, similarities, differences.

AGRADECIMENTOS

À minha família, pela força e apoio.

Aos professores Prof. Doutor Tiago André Abreu e Prof. Doutor Rolando Gaal Vadas, minha gratidão, por terem sido meus orientadores ao longo deste trabalho, com acompanhamento e auxílio acadêmico.

Aos meus amigos, pelo incentivo e apoio.

ÍNDICE DE TEXTO

1.1	OBJETIVOS.....	4
1.1.1	Objetivo geral	4
1.1.2	Objetivos específicos	4
1.2	JUSTIFICATIVA	4
1.3	METODOLOGIA	4
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO	5
3.1	OS TIPOS DE ÁGUAS RESIDUAIS.....	11
3.2	QUALIDADE DAS ÁGUAS	11
3.3	SISTEMAS DE COLETA DE ESGOTO.....	14
3.4	ESTUDO DA NORMA BRASILEIRA – NBR 9649/86.....	17
3.4.1	DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO – CRITÉRIOS (BRASIL)	20
3.5	ESTUDO DA NORMA PORTUGUESA – RGSPDADAR DECRETO REGULAMENTAR Nº 23/95.....	26
3.5.1	DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO – CRITÉRIOS (PORTUGAL).....	28
4.1	EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO DE UMA REDE COLETORA NO BRASIL.....	34
4.1.1	SOLUÇÃO	36
4.2	EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO DE UMA REDE COLETORA EM PORTUGAL	49
4.2.1	SOLUÇÃO	49
5.1	ANÁLISE COMPARATIVA – Norma Brasileira e Norma Portuguesa	57
6.1	CONCLUSÕES	65
6.2	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	66

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Representação de uma rede de coleta de esgoto	15
Figura 2 – Representação de uma rede separativa de coleta de esgoto	16
Figura 3 – Esquematização de uma rede coletora de esgoto	18
Figura 4 - Corte esquemático de um TIL	20
Figura 5 - Planta para dimensionamento de uma rede coletora de esgoto	35

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Comparação Sistema Separativa <i>versus</i> Sistema Unitário	2
Tabela 2 – Impurezas comuns na água	13
Tabela 3 – Custos percentuais das diversas partes da obra para a execução de redes de esgoto.....	19
Tabela 4 - Tabela para Dimensionamento e Verificação de Tubulações de Esgoto - Fórmula de Manning com $n=0.013$	42
Tabela 5 - Determinação do Raio Hidráulico em Função de Y/D	43
Tabela 6 - Critérios: Norma Brasileira <i>versus</i> Regulamento Português	58

ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente
CP	Caixa de Passagem
DN	Diâmetro Nominal
NBR	Norma Brasileira
PEASAR	Plano Estratégico de abastecimento de Água e Saneamento de Águas Residuais
PV	Poço de Visita
PVC	Policloreto de Polivinila
RGSPDADAR	Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais
TIL	Tubo de Inspeção e Limpeza
TL	Terminal de Limpeza

1 INTRODUÇÃO

Águas residuais é o termo utilizado para definir o produto da água após o uso humano, seja ele por uso doméstico, comercial ou industrial, quando apresenta significativas alterações de suas características iniciais. Também denominada de “esgoto” no meio informal, as águas residuais, em geral, contêm elevadas quantidades de matéria orgânica, assim como diversas substâncias poluentes que podem causar danos à saúde da população. Portanto, necessitam de um tratamento específico para serem devolvidas aos corpos receptores para que neste retorno, não contaminem os cursos d’água.

Em paralelo com a água utilizada pelo ser humano, há um outro tipo de escoamento que precisa ser devidamente controlado pelos sistemas públicos para que não tenha consequências diretas no dia-a-dia de uma cidade, o escoamento superficial proveniente da precipitação atmosférica, a “chuva”. Sem uma drenagem satisfatória, este escoamento pode gerar um grande transtorno, no caso da formação de inundações.

Considerando as consequências dos fatores acima citados, torna-se fundamental a existência de um Sistema de Drenagem de Águas Residuais que seja capaz de conduzir estes escoamentos para os devidos locais de destino, sejam eles uma estação de tratamento de efluentes ou diretamente de volta para os rios. Neste processo de condução, os sistemas de drenagem são divididos em dois grupos: os Sistemas de Drenagem de Águas Residuais Domésticas (que englobam os resíduos domésticos, comerciais e industriais) e os Sistemas de Drenagem de Águas Residuais Pluviais.

No Brasil, o regulamento utilizado para dimensionar estes sistemas é a NBR 9649 de 1986, nomeado por Projeto de Redes Coletoras de Esgoto Sanitário. Em complemento a esta norma ainda existe a NBR 8160, de 1999, denominada Sistemas Prediais de Esgoto Sanitário - Projeto e Execução, a qual traz definições detalhadas de todos os componentes do subsistema de coleta e transporte de esgoto sanitário no Brasil. A NBR 9648, de 1986, também se adequa ao tema em estudo. Intitulada por Estudo de Concepção de Sistemas de Esgoto Sanitário esta norma explica alguns itens importantes para a compreensão geral do assunto.

Em Portugal, os critérios utilizados para dimensionamento destes sistemas de drenagem são encontrados no Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas

Residuais (RGSPDADAR – Decreto Regulamentar Nº 23/95 de 23 de Agosto) e, sobretudo, baseiam-se no critério de velocidades admissíveis para que o escoamento funcione adequadamente.

Segundo Marques e Sousa (2009) o dimensionamento hidráulico-sanitário em Portugal baseia-se em dois critérios fundamentais:

1. Verificação da capacidade de arrasto;
2. Verificação das condições de velocidade de escoamento e de lâmina líquida.

A capacidade de arrasto depende diretamente da inclinação das tubulações coletoras e do peso específico do líquido transportado. Através deste conceito é possível identificar a importância do peso específico do líquido em questão para o dimensionamento das tubulações. Este parâmetro pode diferir para diferentes tipos de sistemas de drenagem, que, dependendo da qualidade das águas provenientes do uso humano, apresentam um sistema separado ou não do sistema de drenagem de águas pluviais. Classificam-se, portanto, os sistemas de drenagem de águas residuais em três grupos: Sistemas Unitários, Sistemas Separativos e Sistemas Mistos.

Apesar de os sistemas unitários apresentarem um menor valor de investimento inicial assim como exigir projetos mais simples, suas desvantagens são aparentes quando comparadas à sistemas separativos de águas residuais domésticas/industriais de águas residuais pluviais. A Tabela 1 detalha bem as vantagens e desvantagens de cada tipo de sistema:

Tabela 1 - Comparação Sistema Separativa *versus* Sistema Unitário

TIPO DE SISTEMA	VANTAGENS	INCONVENIENTES
Sistemas convencionais, separativos domésticos e pluviais	O facto de se transportarem efluentes de natureza distinta por diferentes colectores, permite que sejam sujeitos a diferentes condições de tratamento e de destino final.	Custos elevados de primeiro investimento, associados à necessidade de dispor de dois tipos de tubagens ou colectores. Necessidade de construção cuidadosa, em termos de ligações de ramais prediais.
Sistemas convencionais unitários	Economia de primeiro investimento, decorrente da construção de um único tipo de colector que transporta a totalidade da água de meio urbano. Simplicidade de projecto, no que respeita a ligação de ramais e colectores	Descarga de excedentes poluídos em tempo de chuva, com eventuais impactes negativos no Ambiente. Acréscimo de encargos de energia e de exploração em instalações elevatórias e de tratamento, devido ao excedente de contribuição pluvial em tempo de chuva.

Fonte: <https://fenix.tecnico.ulisboa.pt> (2009)

Tanto no Brasil quanto em Portugal o tipo de sistema mais utilizado na construção das redes de drenagem para águas residuais é o sistema separativo. Os regulamentos adotam critérios para o dimensionamento destes sistemas e, apesar de abordarem basicamente os mesmos princípios, diferem-se os valores de cálculo de cada critério. Não apenas os materiais disponíveis são distintos, mas também a composição das águas residuais pode apresentar divergência nos dois países.

Outro fator que influencia na formação dos regulamentos normativos de Brasil e Portugal é o processo de desenvolvimento que o assunto das águas residuais sofreu ao longo do tempo em cada região. Segundo Botica (2012), a primeira restrição imposta ao método de deslocamento das águas residuais em Portugal foi datada em 27 de agosto de 1855, através de um artigo que dizia:

“As aguas residuas serão conduzidas para longe, por canalisação especial, impermeável e fechada, depois de neutralizadas por processo chimico qualquer, ou ministradas com grande quantidade de agua pura; e, se tiverem de ser lançadas n’um rio, desembocarão n’elle em nível inferior aos das mínimas aguas.” (Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e Drenagem de Águas Residuais, 1855, artigo 12º).

No entanto, apesar de a preocupação em canalizar esta água quimicamente modificada pelo uso humano existir desde o século XIX, Botica (2012) afirma que o primeiro projeto inovador, que propunha uma rede separativa de esgoto, foi lançado só em 1949 pelos britânicos Edwin Chadwick e John Philips para ser aplicado na cidade de Londres, na Inglaterra. A partir de então este tipo de sistema passou a ser implementado em outras grandes cidades mundiais, assim que suas vantagens foram evidenciadas.

Este trabalho apresenta um estudo dos regulamentos vigentes atualmente no Brasil e em Portugal que direcionam e normatizam o dimensionamento de uma rede de drenagem de águas residuais, permitindo que ela atue de um modo satisfatório a atender a população e as condições de saneamento estabelecidas para cada região.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Esta dissertação tem o intuito geral de identificar as diferenças regulamentares no método de dimensionamento de sistemas públicos de drenagem de águas residuais no Brasil e em Portugal.

1.1.2 Objetivos específicos

Em termos mais específicos, pretende-se:

- Identificar os critérios técnicos adotados nas normas de ambos os países, da NBR 9649/86 no Brasil e do RGSPDADAR em Portugal, para dimensionar sistemas públicos de águas residuais;
- Analisar os limites de cada critério adotado pelas normas dos países que regem o dimensionamento dos sistemas públicos de águas residuais;
- Analisar comparativamente as variações dos limites de uma norma para a outra.

1.2 JUSTIFICATIVA

Este trabalho traz uma comparação interessante no ramo de tratamento de esgoto pois faz uma análise das diferenças que podemos encontrar em um dimensionamento semelhante em locais diferentes. Pequenos detalhes de normas podem gerar grandes diferenças no que se diz respeito à qualidade do sistema e à efetividade do abastecimento à população local e são essas diferenças que este trabalho visa encontrar, analisando o regulamento e os métodos adotados no Brasil, um país com grande demanda de tratamento de esgoto, mas também com grande poder hídrico, e em Portugal, um país de dimensão muito inferior e com uma densidade demográfica muito menor.

1.3 METODOLOGIA

De acordo com os objetivos acima descritos, este trabalho tem a pretensão de identificar semelhanças e diferenças entre os métodos de cálculo para dimensionamento de redes de sistemas públicos de

drenagem de águas residuais no Brasil e em Portugal. Para organização desta dissertação, o conteúdo escrito será dividido em quatro principais etapas:

1. Determinação do tema e dos objetivos do trabalho, assim como a justificativa do conteúdo em análise e uma breve descrição do modelo de estruturação da dissertação;
2. Revisão da Literatura do conteúdo envolvido no contexto do trabalho;
3. Desenvolvimento do tema com dados informativos e ilustrativos, abordando estudos e regulamentos que permitam uma comparação dos métodos de dimensionamento dos dois países em análise;
4. Estudo prático, análise comparativa dos métodos e conclusão da dissertação.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

A estrutura deste trabalho está composta em seis seções complementares.

A seção 1 contempla a introdução ao trabalho e ao tema de estudo. Ela é formada pelo texto introdutório que trará ao leitor uma ideia inicial do tema a ser abordado, assim como os Objetivos da dissertação, a Justificativa e a Metodologia.

A seção 2 retrata os principais sistemas públicos utilizados para drenagem de águas residuais, o histórico de sua evolução no cenário global, dados informativos referentes às porcentagens deste tipo de efluente que são tratadas nos dois países em estudo e as quantidades de águas residuais geradas em cada região.

A seção 3 apresenta uma análise dos regulamentos utilizados em ambos os países para o dimensionamento de uma rede de drenagem de águas residuais domésticas, identificando os principais critérios normativos para este cálculo, assim como informações complementares sobre o tema.

A seção 4 é formada por um dimensionamento específico de uma situação doméstica de drenagem de águas residuais, seguindo os critérios vigentes na norma brasileira e na norma portuguesa. Serão

CAPÍTULO 1

abordados nesta seção itens como materiais utilizados, equipamentos, métodos construtivos, distribuição do sistema e valores limites dos critérios adotados em cada regulamento.

A seção 5 tem o objetivo de comparar os critérios adotados em cada situação para o cálculo do dimensionamento de uma rede de drenagem de águas residuais. Nela serão discutidos todos os assuntos e soluções levantadas na seção 4, confrontando os resultados finais da rede dimensionada para cada país, dos materiais utilizados e das diferenças relacionadas com critérios de segurança de cada regulamento.

A seção 6 traz uma conclusão objetiva do trabalho de dissertação e indicará itens importantes relacionados às abordagens feitas durante o processo de pesquisa.

2 REVISÃO DA LITERATURA – O ESTADO DA ARTE

Desde que as populações ao redor do mundo começaram a se desenvolver e a crescer, o acesso destas aos rios, nascentes e córregos tornou-se fundamental. Com o passar do tempo, os povos foram desenvolvendo técnicas que facilitavam o acesso das pessoas a este recurso e passaram a construir mecanismos de manipulação dos cursos d'água.

Seguindo este princípio, as águas residuais, geradas pela utilização da massa humana, tiveram suas primeiras evidências de recolha e condução em 4000 a.C., na Mesopotâmia, onde segundo Botica (2012) foram encontrados restos de reservatórios e de tubos residuais. Um pouco mais adiante, tubulações cobertas ligadas diretamente aos banheiros das residências foram encontradas no hemisfério oriental, no entanto ainda representavam ligações de curta distância.

Segundo Botica (2012) os primeiros sistemas de drenagem de esgoto que funcionam para longas distâncias foram descobertos apenas por volta do século III a.C. pela civilização Grega. Estes sim permitiam o escoamento dos resíduos humanos por trechos distantes até que fossem despejados num destino final. Estes sistemas foram evoluindo com o passar do tempo, foram se adaptando aos tipos de despejos e ao acréscimo de volume que era gerado pelo aumento populacional e passaram a se tornar um tópico fundamental para o bom funcionamento de uma cidade.

É importante também ressaltar a necessidade de planos estratégicos que direcionem o desenvolvimento dos sistemas de águas residuais em cada região. Estudos realizados por Luizi (2012) apontam que em Portugal o Plano Estratégico de abastecimento de Água e Saneamento de Águas Residuais (PEASAR), foi essencial para que o país atingisse níveis altamente satisfatórios quanto aos quesitos de proteção ambiental e principalmente à qualidade de vida da população. A primeira etapa do PEASAR, ocorreu entre os anos de 2000 e 2006 e deu origem a um padrão de serviço na área do saneamento básico. Na sequência, foram determinadas novas metas deste plano que deveriam ser atingidas no período entre 2007 e 2013. A mais abrangente delas era a de *“Servir 90% da população total do País com sistemas públicos de drenagem e tratamento de águas residuais urbanas, sendo que em cada sistema integrado o nível de atendimento deve atingir pelo menos 85% da população abrangida”* (Luizi, 2012, pg.10).

Em contrapartida dos benefícios proporcionados à população com um bom acesso ao tratamento de águas residuais, evidencia-se que em regiões onde este serviço é mais precário os moradores podem ter sua qualidade de vida afetada diretamente. Pesquisas realizadas por Moraes e Jordão (2002) referentes à degradação de recursos hídricos e seus efeitos sobre a saúde humana indicam que em países em fase de desenvolvimento mais de 30% dos óbitos são provenientes do consumo de água contaminada. Além

de causar mortes, estas águas não tratadas são fontes fáceis de disseminação de doenças e apresentam-se com um risco elevado à sociedade nestas regiões sem acesso ao tratamento básico.

Portanto, fica clara a necessidade de redes de drenagem completas em regiões urbanizadas, onde o índice de geração de resíduos é alto. Com o passar do tempo, critérios para a construção dos ramais de escoamento de esgoto passaram a ser adotados e diferentes tipos de materiais começaram a fazer a parte do padrão construtivo. Segundo Saldanha (2003) no final do século XIX passaram a surgir neste setor tubulações coletoras de seções circulares moldadas em concreto, substituindo as estruturas antigas compostas por tijolo e pedra. Também no final deste século, em meados de 1880, originou-se o primeiro grande coletor de águas residuais enterrado, revolucionando assim a própria distribuição espacial das cidades.

Em cidades onde não houve planejamento inicial para a construção de um sistema coletor de águas residuais, existe um esforço conjunto de profissionais da área para obter uma boa solução atendendo as necessidades da população. Segundo Reda (2006), tais países que não tiveram um raciocínio planejado no seu crescimento acabaram optando pelo método de sistema unitário para a drenagem das águas residuais, onde um único conduto tem a função de conduzir as captações de esgoto e de águas pluviais simultaneamente. No entanto, especialistas da área já dividiam opiniões desde a metade do século XIX em relação aos melhores tipos de sistemas à serem implementados nas cidades já que estudiosos também ressaltavam benefícios do sistema separativo onde as águas provenientes do esgoto seguiam caminhos distintos daquelas que vinham da drenagem pluvial.

Matos (2003) diz que representando uma opinião comum sobre os dois principais tipos de sistemas, o engenheiro americano Rudolph Hering elaborou um relatório em 1880 após estudos realizados na Europa sobre a prática do saneamento e convencionou que os sistemas unitários deveriam ser implementados em grandes cidades com grandes áreas urbanizadas e em constante crescimento, enquanto os sistemas separativos deveriam fazer parte da composição estrutural dos pequenos aglomerados que possuísem territórios com alta permeabilidade e consequentemente baixa necessidade de canalização das águas pluviais.

Apesar de os sistemas utilizados para captar e distribuir estes resíduos líquidos serem fundamentais para o processo de drenagem, os critérios adotados para o dimensionamento do sistema também influenciam diretamente no comportamento das águas residuais dentro da tubulação. Um dos critérios base para o dimensionamento destes sistemas é o da velocidade mínima que é utilizado tanto no Brasil quanto em Portugal. *“O critério de velocidade mínima de 0,6 a 0,9 m/s (2 a 3 ft/s) é estabelecido em Londres na década de 1840 (Metcalf & Eddy, 1928). A velocidade mínima foi estabelecida com base em ensaios de sedimentação de areia e outros materiais, em água corrente. Os ensaios permitiram inferir que a velocidade de 0,6 m/s evita a deposição das partículas, e que a velocidade de 0,9 m/s é suficiente para*

garantir a ressuspensão e arrastamento para jusante de material, como areia e gravilha, previamente depositado” (Matos, 2003, pg. 16).

Neste sentido de atendimento aos critérios vigentes por norma, um outro aspecto entra em avaliação quando se trata do assunto de águas residuais, o padrão de qualidade da água. Estudos de Sperling (2005) apontam que diversos parâmetros são capazes de traduzir as características físicas, químicas e biológicas da água e eles são critérios importantes na determinação do padrão de lançamento nos corpos coletores. Este padrão de lançamento, detalhado na Resolução CONAMA 357 (2005) do Ministério do Meio Ambiente do Brasil, apresenta-se como um marco fundamental no processo de tratamento das águas residuais já que ele garante uma qualidade mínima das águas que ficarão expostas à população local.

Os estudos acima destacados refletem um desenvolvimento técnico nos temas ligados ao tratamento das águas residuais nas cidades. Com a experiência adquirida ao longo do tempo os sistemas foram se aperfeiçoando com o intuito de dar uma qualidade maior à estrutura de drenagem, à sua implementação nas áreas urbanas, ao seu funcionamento e também à qualidade da água recolhida e tratada. O estudo a seguir nos permite compreender um pouco mais sobre as diferenças entre os tipos de sistemas e nos traz uma análise técnica de critérios de dimensionamento de uma rede de águas residuais utilizados em dois países distintos, com culturas e normas distintas.

3 DRENAGEM DE ÁGUAS RESIDUAIS

3.1 OS TIPOS DE ÁGUAS RESIDUAIS

As águas residuais, conhecidas popularmente como esgoto, são divididas em três principais tipos: domésticas, pluviais e industriais. Por terem origens e formações distintas, cada tipo de água residual exige um tipo diferente de tratamento.

Segundo a norma brasileira NBR 9648 (1986) o esgoto doméstico é o *“despejo líquido resultante do uso da água para higiene e necessidades fisiológicas humanas”* sendo proveniente, portanto, das águas de banho, da lavagem de roupas, de louças e das descargas de vasos sanitários das residências e habitações humanas.

Já o esgoto pluvial é definido pela norma acima citada como *“parcela de deflúvio superficial inevitavelmente absorvida pela rede coletora de esgoto sanitário”*. Estas águas são, portanto, captadas pelas bocas de lobo ou sarjetas e transportadas através de dutos e galerias para os rios, córregos ou marés.

Além das águas residuais domésticas e pluviais, temos as águas residuais industriais, que são definidas pela norma brasileira como *“despejo líquido resultante dos processos industriais, respeitados os padrões de lançamento estabelecidos”*.

Alguns estudiosos do ramo ainda consideram além destas três divisões principais das águas residuais, um quarto tipo de água que teria características distintas e que também aparece nos coletores públicos de esgoto, a água de infiltração. Este tipo de água nada mais representa do que *“as águas que penetram nas canalizações de esgoto por infiltração no terreno”*.

3.2 QUALIDADE DAS ÁGUAS

Na natureza, poucas evidências foram encontradas de uma água absolutamente pura. Segundo Steel (1966) na parte inicial do processo do ciclo da água, quando há a condensação do vapor d'água, no momento em que ocorre a precipitação a água absorve no ar partículas de poeira e dissolve oxigênio, anidrido carbônico, entre outros gases. Na sequência, assim que atinge o solo, se mistura com o lodo superficial e diversos tipos de matérias orgânicas. Mesmo no processo de percolação, quando estas águas

superficiais começam a infiltrar no solo e grande parte do lodo é filtrado pelas camadas, a perda de impurezas é recomposta pelos sais fornecidos neste caminho descendente.

Neste sentido de purificação da água foi criado o termo *água potável* que representa uma água em boas condições para se beber, sem causar algum risco à saúde humana. Aquela água que não está apta para se ingerir por apresentar impurezas maléficas ao ser humano pode ser denominada *água contaminada* ou *água poluída*.

Dependendo da qualidade da água, uma série de doenças podem ser transmitidas aos seus usuários quando entram em contato ou quando a consomem. As doenças mais críticas que a água transmite ao ser humano são a febre tifoide, a febre paratifoide, as disenterias, as hepatites e a cólera. Muitas destas doenças são transmitidas através de fezes e urinas de pessoas já contaminadas pela doença, tornando ainda mais importante um bom processo de coleta e tratamento das águas residuais.

Na Tabela 2 é possível identificar todos os tipos de impurezas que podem ser encontrados na água, sendo elas suspensas ou dissolvidas. Em itálico estão representados seus efeitos diretos na água.

Tabela 2 – Impurezas comuns na água

Impurezas em suspensão	Bactérias			<i>Algumas dão origem a doenças</i>
	Algas, protozoários			<i>Odor, cor, turbidez</i>
	Lodos			<i>Obscurecimento ou turbidez</i>
Impurezas dissolvidas	Saís	Cálcio e Magnésio	Bicarbonato	<i>Alcalinidade, dureza</i>
			Carbonato	<i>Alcalinidade, dureza</i>
			Sulfato	<i>Dureza</i>
			Cloretos	<i>Dureza, corrosão de caldeiras</i>
		Sódio	Bicarbonato	<i>Alcalinidade, efeito de suavizar</i>
			Carbonato	<i>Alcalinidade, efeito de suavizar</i>
			Sulfato	<i>Formação de espuma nos geradores a vapor</i>
			Fluoreto	<i>Esmalte jaspeado dos dentes</i>
			Cloretos	<i>Gosto</i>
		Óxido de ferro		<i>Gosto, água avermelhada, corrosão de metais, dureza</i>
		Manganês		<i>Águas negras ou pardas</i>
		Tinturas vegetais		<i>Cor, acidez</i>
	Gases	Oxigênio		<i>Corrosão dos metais</i>
		Bióxido de carbono		<i>Corrosão dos metais, acidez</i>
		Sulfídrico		<i>Odor a ovos podres, acidez, corrosão de metais</i>
		Nitrogênio		

Fonte: Abastecimento d'água – sistemas de esgotos (1966)

3.3 SISTEMAS DE COLETA DE ESGOTO

Atualmente encontra-se nas grandes cidades dois tipos de sistemas de coleta de esgoto: o **sistema separador** e o **sistema unitário** (ou combinado). O sistema separador é um sistema mais moderno, utilizado com muito mais frequência nas novas cidades e que separa em condutores distintos os despejos domésticos das águas residuais pluviais. Já o sistema unitário é um sistema mais simples que resume o escoamento do esgoto no mesmo condutor, sem distinguir os diferentes tipos de águas afluentes.

Apesar de ser uma técnica de construção pouco utilizada nos dias atuais, os sistemas unitários foram muito utilizados no passado e ainda hoje apresentam algumas vantagens sobre os sistemas separativos. Segundo Steel (1966), os **coletores unitários são favoráveis** em quatro situações:

- a) A primeira situação é quando não há possibilidade de que os condutores das águas residuais estejam expostos à superfície, ou seja, a região construtora do sistema necessita que todas as canalizações de águas residuais estejam enterradas. Além disso, há uma necessidade local de que a obra do sistema de drenagem tenha o menor custo possível;
- b) A segunda situação na qual o sistema unitário apresenta vantagens sobre o separativo é quando houver algum lugar próximo na região no qual a mistura das águas residuais possa ser lançada sem causar mal algum à população;
- c) A terceira situação é para locais onde as águas pluviais já apresentam altos índices de contaminação em função da presença de materiais orgânicos nas ruas onde são coletadas e, assim como os despejos domésticos, necessitam de tratamento;
- d) A quarta e última situação é para ruas de muito movimento onde não existe a possibilidade de assentar mais de um coletor de esgoto, tornando o sistema unitário uma necessidade.

A Figura 1 nos traz uma representação do sistema unitário de coleta de esgoto, onde a tubulação que faz o escoamento do esgoto doméstico urbano é a mesma das águas pluviais, e uma única tubulação de grandes dimensões leva todos os despejos para a estação de tratamento.

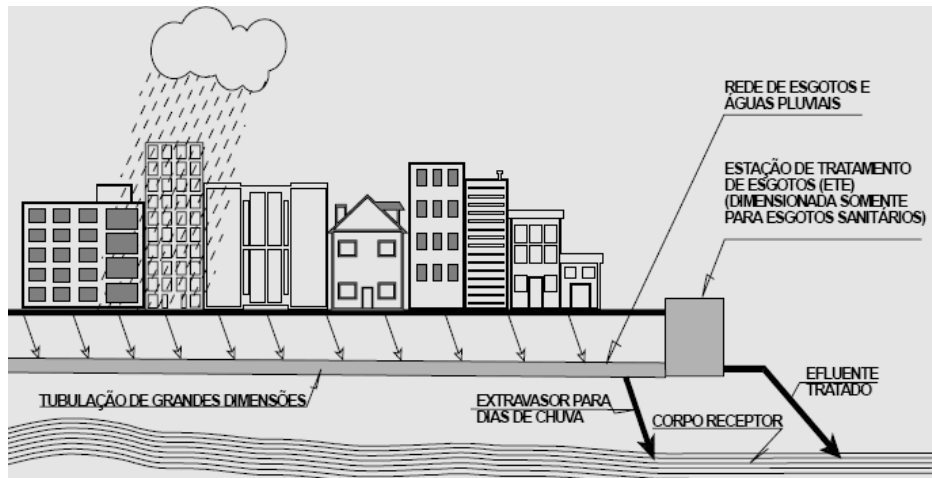


Figura 1 – Representação de uma rede de coleta de esgoto (Nobre, 2012)

Quanto ao **modelo separativo de esgoto**, método de drenagem que tem um funcionamento um pouco mais complexo, Steel (1966) ressalta ser vantajoso em cinco situações distintas:

- a) A primeira situação é quando há uma demanda imediata de coleta dos esgotos domésticos, sem haver a necessidade de distribuí-los por coletores de grandes dimensões nos quais são drenadas as águas pluviais;
- b) A segunda situação favorável ao uso de uma rede de coleta separativa de esgoto é para regiões onde tanto o relevo quanto o uso habitacional do local favorecem uma condução à longas distâncias dos esgotos pluviais sobre a superfície do terreno;
- c) A terceira situação é quando há grande uso habitacional em regiões muito baixas ocasionando uma necessidade de um sistema de bombeamento dos esgotos domésticos, enquanto as águas pluviais não necessitam deste;
- d) A quarta situação apresenta-se em locais onde quando os esgotos domésticos e pluviais são misturados é necessário que haja um tratamento da mistura, enquanto ao separá-los, as águas pluviais apresentam qualidade suficiente para serem lançadas diretamente em um corpo receptor;

- e) A quinta e última situação ocorre quando, no local, já existe uma rede de drenagem, mas que é de capacidade insuficiente para escoar todos os tipos de esgoto. Neste caso, aproveita-se a rede existente para escoar apenas um dos tipos, por exemplo os esgotos pluviais, e constrói-se uma nova para escoar o outro tipo de esgoto.

A Figura 2 esquematiza um sistema separativo de drenagem de esgoto, onde duas redes paralelas escoam diferentes tipos de águas residuais. A primeira fica responsável por coletar os esgotos sanitários das residências e passam por uma estação de tratamento de esgoto antes de atingirem o corpo receptor. Já a segunda rede coletora recebe apenas as águas residuais pluviais e, por conduzirem uma água com qualidade satisfatória, vão diretamente de encontro ao corpo coletor sem a necessidade de um tratamento prévio.

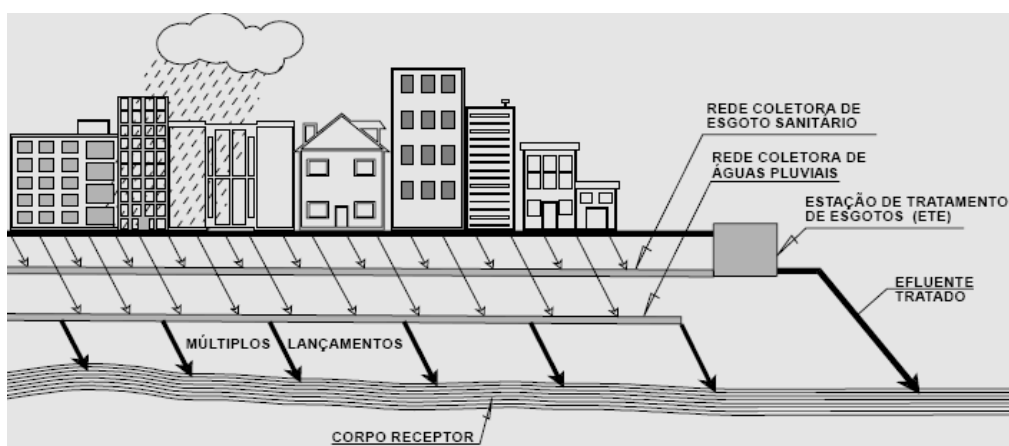


Figura 2 – Representação de uma rede separativa de coleta de esgoto (Nobre, 2012)

3.4 ESTUDO DA NORMA BRASILEIRA – NBR 9649/86

A ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) é a entidade responsável no Brasil por publicar as normas brasileiras que determinam os critérios técnicos que devem ser seguidos nas construções em geral. Para o tema em estudo, a principal norma que regulamenta os critérios a serem adotados num dimensionamento de uma rede de esgoto é a NBR 9649 de novembro de 1986. A **NBR 9649/86**, intitulada por **Projeto de Redes Coletoras de Esgoto Sanitário** tem o objetivo de fixar *“as condições exigíveis na elaboração de projeto hidráulico-sanitário de redes coletoras de esgoto sanitário, funcionando em lâmina livre, observada a regulamentação específica das entidades responsáveis pelo planejamento e desenvolvimento do sistema de esgoto sanitário”*.

Além desta norma, a **NBR 9648/86**, intitulada por **Estudo de Concepção de Sistemas de Esgoto Sanitário**, auxilia na compreensão dos termos adotados nos estudos de sistemas de esgotos sanitários, assim como do entendimento de todas as partes que fazem parte deste sistema para formar um sistema único, porém integrado. Segundo a NBR 9648/96, a concepção básica de um sistema de esgoto é aquela que apresenta a opção de arranjo mais completa, agregando não só o ponto de vista técnico, mas também os pontos econômicos, financeiros e sociais, proporcionando a melhor solução.

Em complemento à norma em estudo ainda temos a **NBR 8160/99** com o título de **Sistemas Prediais de Esgoto Sanitário - Projeto e Execução** a qual determina as exigências e recomendações para projetar um sistema predial de esgoto sanitário, garantindo higiene e segurança aos usuários. No entanto, como o foco deste estudo se resume à comparação dos sistemas públicos de drenagem de águas residuais seguindo a norma brasileira e a portuguesa, os trechos do sistema que fazem parte das áreas particulares não serão enquadrados na comparação.

Retornando, portanto, à norma de ênfase do estudo, a NBR 9649/86, deve-se citar algumas definições importantes que ela própria adota para que, nos critérios técnicos do dimensionamento hidráulico, todas as condições específicas sejam compreendidas.

Um fator importante que deve ser compreendido é a compartimentação da rede de esgoto, já que ela está dividida em alguns trechos com funções específicas. Segundo a Norma Brasileira acima citada o trecho do coletor que interliga a divisa do terreno com o coletor de esgoto é denominado como a ligação predial da rede. Já o coletor de esgoto é toda a tubulação que, ao longo do seu comprimento, receba em qualquer ponto contribuição dos coletores prediais. Ainda, dentro de uma rede, temos o coletor principal e o coletor tronco. O coletor principal caracteriza-se como *“Coletor de esgoto de maior extensão dentro de uma mesma bacia”* (NBR 9649, 1986, pg. 1) enquanto o coletor de tronco é a *“Tubulação da rede*

coletora que recebe apenas contribuição de esgoto de outros coletores”. O conjunto deste sistema completo é denominado de rede coletora.

A Figura 3 esquematiza bem a repartição de uma rede coletora de esgoto. Inicialmente as ligações prediais fazem a condução do esgoto gerado nas residências para o coletor de esgoto. Este coletor distribui o esgoto das residências para um coletor tronco, de diâmetro maior que leva os despejos ao interceptor, responsável pelo transporte final até a estação de tratamento.

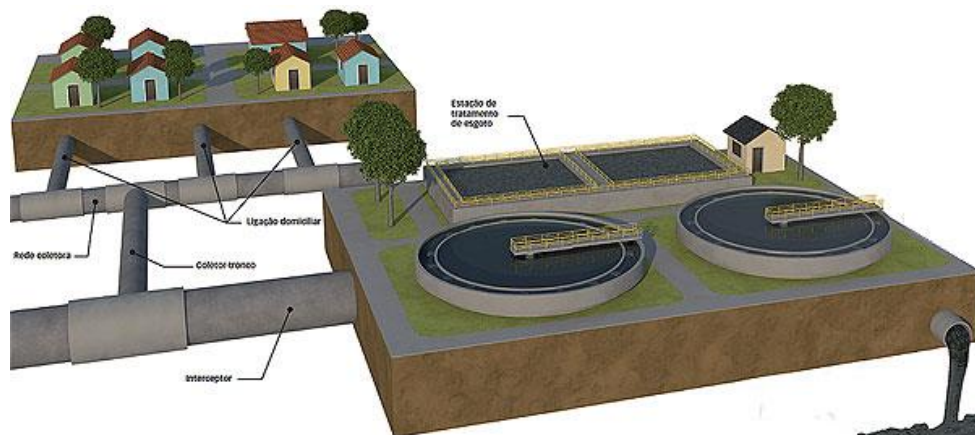


Figura 3 – Esquematização de uma rede coletora de esgoto (Téchne, 2011)

Em relação às tubulações, são adotadas algumas referências quanto a sua localização em relação ao terreno. A Norma Brasileira define como profundidade a “Diferença de nível entre a superfície do terreno e a geratriz inferior interna do coletor” enquanto denomina de recobrimento “Diferença de nível entre a superfície do terreno e a geratriz superior externa do coletor”. Já o diâmetro nominal da tubulação é uma representação numérica que tem o objetivo de classificar em escala de dimensão não só elementos de tubulação, mas também acessórios auxiliares.

A NBR 9649 dita as condições gerais para que seja feito o dimensionamento hidráulico de uma rede de esgoto. Segundo Sobrinho e Tsutiya (2000), os conceitos utilizados por esta norma baseiam-se nas tensões tratativas e nas velocidades críticas do escoamento. Ainda, os poços de visita foram substituídos por novos órgãos acessórios que proporcionaram redes menos profundas e soluções de rede mais baratas.

Sobrinho e Tsutiya (2000) dizem que no ano de 1980 a Sabesp (empresa brasileira que detém a concessão dos serviços públicos de saneamento básico no Estado de São Paulo) realizou um detalhado estudo, utilizando como modelo um trecho de 307 quilômetros, à fim de avaliar quais eram os custos, até então, gerados nas construções de redes de esgoto na Região Metropolitana de São Paulo. A Tabela 3 detalha o percentual de custo para cada item da construção, demonstrando que as cinco atividades de maior influência no custo final da obra são as seguintes listadas:

- ✓ 1 - Escoramento de valas;
- ✓ 2 - Poços de visita;
- ✓ 3 - Escavação de valas;
- ✓ 4 - Reaterro de valas;
- ✓ 5 - Reposição de pavimentos (asfalto).

Tabela 3 – Custos percentuais das diversas partes da obra para a execução de redes de esgoto

Implantação da obra (30,8%)	Canteiro e locação	0,60%
	Tapumes e sinalização	2,10%
	Passadiços	1,10%
Valas (61,2%)	Levantamento e pavimento	1,30%
	Escavação	10,60%
	Escoramento	38,80%
	Reaterro	10,50%
Assentamento de tubulações (25,1%)	Transporte	0,40%
	Assentamento	4,10%
	Poços de visita	15,50%
	Ligações prediais	4,60%
	Cadastro	0,50%
Serviços complementares (9,9%)	Lastros e bases adicionais	0,70%
	Reposição de pavimento	9,20%
	Reposição de galerias de águas pluviais	0,10%

Fonte: Sobrinho e Tsutiya (2000)

Em função dos resultados obtidos neste estudo, a Sabesp decidiu que para conquistar uma considerável redução de custo, deveriam ser limitados os esgotamentos das soleiras baixas com o intuito de diminuir as declividades das redes assim como suas profundidades. Além deste procedimento, órgãos acessórios

passariam a substituir os poços de visita que se distribuíam em grande quantidade pelas redes de São Paulo e carregavam uma grande responsabilidade no custo total da obra.

Um exemplo de dispositivo alternativo aos poços de visitas são as tubulações de inspeção e limpeza (TIL). Segundo Fernandes (1997) estes TILs possuem as finalidades principais dos PVs, com a diferença de que permitem aos funcionários de manutenção a inspeção e a limpeza dos trechos sem a necessidade de penetração dentro da terra, apenas pela superfície.

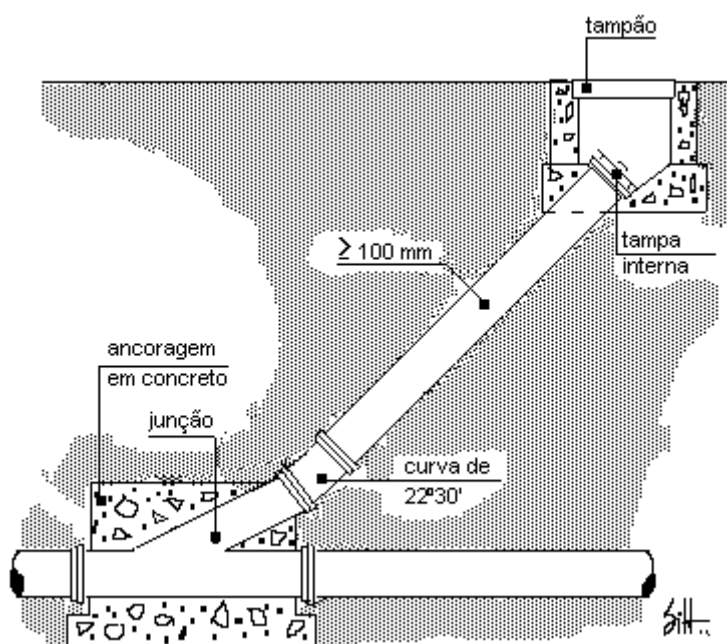


Figura 4 - Corte esquemático de um TIL (Fernandes, 1997)

Uma observação importante é de que nem todos os PVs podem ser substituídos por TILs. Segundo a NBR 9649 esta substituição só pode ser feita nos seguintes casos: início dos coletores; coletores com até 3 entradas e uma saída; locais pontuais com degrau inferior a 0,50m; e locais à jusante de uma ligação predial passível de gerar problemas de limpeza e inspeção.

3.4.1 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO – CRITÉRIOS (BRASIL)

3.4.1.1 REGIME HIDRÁULICO DE ESCOAMENTO

Na análise feita por Sobrinho e Tsutiya (2000) em relação ao funcionamento de uma rede de esgoto, o autor diz que *“As redes coletoras são projetadas para funcionar como conduto livre em regime permanente e uniforme, de modo que a declividade da linha de energia equivale à declividade da tubulação e é igual à perda de carga unitária”*. No entanto, é importante ressaltar que ao longo de uma

rede esgoto o escoamento sofre variações significativas, já que cada trecho assume características distintas, além da variação de intensidade do esgoto gerada pelas horas de pico e de baixa das residências.

Para Fernandes (1996 *apud* Sobrinho e Tsutiya, 2000) diversos fatores apresentam-se como contrários ao método de dimensionamento de uma rede coletora na qual o escoamento adotado é permanente e uniforme. O autor cita o aumento de vazão proveniente das ligações prediais nos horários de pico, as variações de vazão ao longo do dia, a não homogeneidade na quantidade de sólidos nos efluentes e as mudanças de cotas nos poços de visita à jusante. Apesar destes fatos, as redes brasileiras seguem de maneira simplificada o modelo de dimensionamento e continuam considerando, mesmo divergindo da prática real, o escoamento permanente e uniforme. Mesmo com todas as contrariedades as redes coletoras vêm apresentando boas condições de funcionamento e mostram, experimentalmente, que são boas soluções tanto para vazões grandes quanto para vazões pequenas.

3.4.1.2 VAZÃO MÍNIMA

As vazões de início e fim de curso são encontradas através de fórmulas (as quais serão detalhadas no Capítulo 4 referente ao Estudo de Caso) que consideram vazões de esgoto doméstico, assim como vazões de infiltração, coeficientes de máximas vazões horárias e diárias, populações iniciais e finais e alguns outros fatores. No entanto, em alguns casos de dimensionamento, a caracterização da região não apresenta alguns dados para que as vazões sejam determinadas. Nestes casos, a norma NBR 9646 (1986) determina que, em qualquer trecho da rede coletora, a vazão mínima considerada para projeto deve ser de 1,5 l/s.

Esta situação deve ser considerada também para casos em que a vazão de algum trecho do projeto é menor que a vazão mínima.

3.4.1.3 DIÂMETRO MÍNIMO

Para cálculos de diâmetro de redes coletoras a norma NBR 9646 (1986) determina que o diâmetro nominal mínimo para qualquer trecho de rede deve ser de 100mm, representado por DN 100. Segundo Sobrinho e Tsutiya (2000), mesmo com esta determinação da norma, no Estado de São Paulo o diâmetro mínimo adotado é de 150mm.

3.4.1.4 DECLIVIDADE MÍNIMA

A declividade mínima é um item fundamental quando se trata do dimensionamento de uma rede coletora de esgoto. Isto porque ela pode dar à rede a capacidade de se auto limpar, ao garantir uma tensão trativa de 1,0 Pa pelo menos uma vez ao dia. A tensão trativa nada mais é do que *“um valor médio da tensão ao longo do perímetro molhado da seção transversal considerada”* (Sobrinho e Tsutiya, 2000, pg. 88).

A fórmula aproximada que define a declividade mínima de um coletor considerando coeficiente de Manning $n = 0,013$ é a seguinte:

$$I_{min} = 0,0055 \times Q_i^{-0,47} \quad (1)$$

Sendo: I_{min} = declividade mínima, m/m ;

Q_i = vazão de jusante do trecho no início do plano, l/s .

3.4.1.5 DECLIVIDADE MÁXIMA

À fim de evitar erosão e desgaste excessivo dentro das tubulações, a norma brasileira define como padrão uma declividade máxima baseada na vazão dentro da tubulação. Portanto, a NBR 9649/86 determina que a declividade máxima permitida dentro de um coletor é aquela para a qual se atinja uma velocidade de 5,0 m/s para a vazão de final de plano. A respectiva fórmula para esta declividade, também considerando coeficiente de Manning $n=0,013$ é a descrita abaixo:

$$I_{max} = 4,65 \times Q_f^{-0,67} \quad (2)$$

Sendo: I_{max} = declividade máxima, m/m ;

Q_f = vazão de jusante do trecho no final do plano, l/s .

3.4.1.6 LÂMINA D'ÁGUA MÁXIMA

Outro critério que a norma brasileira inclui no método de dimensionamento de uma rede coletora de esgoto é a lâmina d'água máxima dentro da tubulação. Este critério tem o objetivo, segundo Sobrinho e Tsutiya (2000), de não apenas garantir um espaço adequado de ventilação na região superior da tubulação, mas também de assegurar o bom funcionamento da rede de drenagem em situações excepcionais de escoamento, quando por exemplo o nível do esgoto está muito acima do normal.

A determinação por norma é de que a lâmina d'água não ultrapasse 75% do diâmetro da tubulação, atendendo à condição $Y/D = 0,75$. Portanto, considerando o coeficiente de Manning $n = 0,013$ e $Y/D = 0,75$, a equação para o cálculo do diâmetro mínimo que atende a situação de escoamento com lâmina máxima é:

$$D = \left(0,0463 \times \frac{Q_f}{\sqrt{I}} \right)^{0,375} \quad (3)$$

Sendo: D = diâmetro, m ;

Q_f = vazão final, m^3/s ;

I = declividade, m/m ;

3.4.1.7 LÂMINA D'ÁGUA MÍNIMA

Não há uma determinação específica para lâmina d'água mínima dentro da tubulação, isto porque a norma considera que no critério de declividade mínima antes determinado, ao garantir que exista uma tensão trativa de 1,0 Pa pelo menos uma vez por dia no coletor, já é suficiente para que o processo de autolimpeza aconteça naturalmente. Com isto a NBR 9649/86 não exige uma lâmina d'água mínima para este tipo de escoamento.

3.4.1.8 VELOCIDADE CRÍTICA

A velocidade crítica está diretamente associada com a entrada de ar na superfície do líquido. Sobrinho e Tsutiya (2000) explicam que quando ocorre a mistura de água e ar dentro da tubulação há grandes possibilidades de a lâmina d'água sofrer um aumento. Nestas situações, quando este processo de mistura é intenso, a tubulação de esgoto projetada pode deixar de funcionar como um conduto livre e passar a trabalhar como um conduto forçado. Caso isso ocorra, a tubulação, ao se deparar com permutações permanentes de funcionamento como conduto livre e forçado, poderá ser destruída pelas pressões geradas.

Por este motivo, é fundamental que o processo de mistura entre água e ar dentro do conduto seja bem estudado previamente, avaliando principalmente a declividade da tubulação já que quanto maior a inclinação, maior o volume de bolhas que se infiltram na superfície do líquido.

A NBR 9649/86 adotou o critério de velocidade crítica justamente para controlar este fato. Em um de seus itens a norma brasileira diz que *“Quando a velocidade final V_f é superior a velocidade crítica V_c , a maior lâmina admissível deve ser 50 % do diâmetro do coletor, assegurando-se a ventilação do trecho”* (NBR 9649, 1986, pg. 3). Portanto, nos casos onde a velocidade crítica é superada a lâmina máxima admissível deixa de ser 75% e passa a ser 50%, alterando a relação da lâmina com o diâmetro para $Y/D = 0,50$. Para determinar a velocidade crítica e avaliar este critério, deve se considerar a seguinte expressão:

$$V_c = 6 \times \sqrt{g \times R_H} \quad (4)$$

Sendo: V_c = velocidade crítica, m/s;

g = aceleração da gravidade, m/s²;

R_H = raio hidráulico para a vazão final, m.

O raio hidráulico é definido baseado na lâmina d'água e nas dimensões da tubulação. Na linguagem da hidrologia ele é definido como *“Elemento característico de uma canalização, medido pela relação entre a área da seção transversal e o perímetro molhado”* (Novo Dicionário Básico da Língua Portuguesa Folha/Aurélio, 1995, pg. 549).

Geralmente, quando a velocidade final é superior à velocidade crítica e o escoamento tem a relação $Y/D > 0,50$, a solução para adequação do coletor à norma é aumentar o diâmetro deste.

3.4.1.9 CONDIÇÕES DE CONTROLE DE REMANSO

Remanso é definido como *“Cessação de movimento; parada, pausa, repouso; água estagnada”* (Novo Dicionário Básico da Língua Portuguesa Folha/Aurélio, 1995, pg. 561) e também pode representar um refluxo de água. Quando falamos de redes de esgoto é preciso considerar e avaliar pontos na rede onde possa haver este tipo de movimento. Segundo Sobrinho e Tsutiya (2000) na saída de qualquer Poço de Visita (PV) ou Tubo de Inspeção e Limpeza (TIL), caso a cota do nível de água esteja acima das cotas de água de entrada, deve ser calculado o impacto do remanso no trecho que estiver à montante.

Para efeitos de projeto, é possível evitar o fenômeno do remanso em situações onde o escoamento trabalha com profundidade mínima e o coletor que está a jusante sofre um aumento de diâmetro em relação ao coletor à montante. Neste caso, ao coincidir as geratrizes superiores dos tubos de diâmetros distintos não ocorre remanso. Quando a profundidade em estudo é maior que a mínima, a solução adequada para que não haja este fenômeno dentro dos coletores é igualar as cotas de água de jusante com o nível mais baixo de água dos coletores à montante.

3.4.1.10 IMPLANTAÇÃO DO SISTEMA

Em relação à implantação do sistema numa via pública ou em alguma localidade urbana, a norma brasileira NBR 9649 não detalha nenhum tipo de procedimento ou exigência. Apesar de ser um item importante a ser analisado pelos executores da obra de drenagem, pois falhas durante esta etapa podem acarretar em danos importantes à população local mesmo que provisoriamente durante o período de obra, esta norma não se aprofunda neste tema.

3.5 ESTUDO DA NORMA PORTUGUESA – RGSPPDADAR DECRETO REGULAMENTAR Nº 23/95

O Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais é o regulamento português que rege as normas para o dimensionamento hidráulico tanto dos sistemas públicos como também das ligações prediais de água e esgoto. Elaborado pelo Ministério das Obras Públicas, Transportes e Comunicações, o decreto nº 23/95 foi publicado no Diário da República no dia 23 de agosto de 1995 e é composto por 35 páginas que abrangem as concepções do sistema, os elementos essenciais para o dimensionamento hidráulico, detalhes dos ramais de ligação e de instalações complementares, entre outros temas relacionados com drenagem urbana.

Segundo o regulamento, o objetivo do decreto nº 23 é garantir que os sistemas públicos e prediais tenham um bom funcionamento global, proporcionando à população abastecida uma elevada saúde pública, com segurança e conforto. Um dos princípios dele é compatibilizar os sistemas de água e esgoto, de um modo que ambos os sistemas funcionem preferencialmente de forma conjunta. Ainda, o regulamento ressalta que *“A entidade gestora deve assegurar o equilíbrio económico e financeiro do serviço, com um nível de atendimento adequado”* (RGSPPDADAR, 1995, Artigo 3º, pg. 5285).

Fica claro no regulamento que a entidade responsável por gerir o sistema de esgoto da região tem grande responsabilidade no bom funcionamento dele. Nas concepções gerais, a norma portuguesa diz que anteriormente à instalação do sistema em determinado aglomerado, um estudo deverá ser realizado para que se tenha conhecimento das reais condições hídricas da região, tanto no que se diz a existência de doenças como também ao estado da infraestrutura local.

Para regiões com quantidades populacionais muito pequenas, onde a instalação de um sistema de drenagem complexo possa causar uma grande complicação financeira, o regulamento oferece uma alternativa, descrita no Artigo 6º, nomeada de *“Sistemas Simplificados”*. Esta alternativa consiste em, no lugar de um sistema completo de distribuição de água, adotar um sistema de distribuição por *fontanários* ou *sistemas autónomos*, contanto que seja mantida o padrão mínimo de qualidade da água. Este método é válido mais para o sistema de distribuição de água potável e não tanto para o sistema de esgoto. No entanto é uma medida importante na avaliação dos regulamentos, demonstrando que o regulamento português é maleável em algumas situações específicas.

Em casos de remodelação ou substituição de sistemas já existentes de água e esgoto por um sistema novo, dois itens devem ser avaliados (RGSPPDADAR, 1995, Artigo 8º, pg. 5286):

“1 – Na remodelação ou reabilitação de sistemas existentes deve fazer-se a avaliação técnico-económica da obra, procurando a melhoria da sua eficiência sem originar um impacto hidráulico ou estrutural negativo nos sistemas envolventes.

2 – Na avaliação técnico-económica devem ser considerados também os custos sociais resultantes do prejuízo causado aos utentes, aos peões, ao trânsito automóvel e ao comércio. ”

3.5.1 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO – CRITÉRIOS (PORTUGAL)

3.5.1.1 REGRAS GERAIS

Para realização do dimensionamento hidráulico sanitário é necessário atender a duas situações de vazões características de dimensionamento:

- a) de ponta no início de exploração da rede, para a verificação das condições de autolimpeza;
- b) de ponta no ano horizonte de projeto, para avaliação da capacidade máxima do escoamento.

Em sistemas de esgotos considera-se, em geral, um horizonte de projeto de 40 anos, reduzindo-se a metade (20 anos) para o equipamento eletromecânico. O regulamento português determina algumas regras gerais básicas que devem ser seguidas, as quais estão descritas no Artigo 133º do regulamento:

- a) Velocidade máxima: a velocidade máxima de escoamento dentro dos coletores não deve ser maior do que 3,0m/s nos coletores domésticos e 5,0m/s nos coletores unitários e separativos pluviais;
- b) Velocidade mínima: a velocidade mínima de escoamento dentro dos coletores não deve ser menor do que 0,6m/s nos coletores domésticos e 0,9m/s nos coletores unitários e separativos pluviais;
- c) Coletores de cabeceira: caso não seja possível atingir os valores limites de velocidade mínima, o que ocorre em algumas situações de coletores de cabeceira, deverá ser adotada uma declividade que corrija a velocidade para que o limite mínimo seja atingido nos coletores seguintes. Nesses casos, devem estabelecer-se declives que assegurem estes valores limites para a vazão de secção cheia;

- d) Lâmina d'água em coletores pluviais: para os coletores pluviais de sistemas unitários ou separativos, a altura da lâmina d'água para a velocidade máxima de 5,0 m/s pode ser igual a altura total;
- e) Lâmina d'água em coletores domésticos: para os coletores domésticos a altura da lâmina d'água para a velocidade máxima de 3,0 m/s não deve ser maior do que 0,5 da altura total quando a tubulação for de diâmetro igual ou inferior a 500 mm, e 0,75 da altura total quando a tubulação apresentar diâmetro acima de 500 mm.
- f) Declividade: a declividade dos coletores não deve ser menor que 0,3% e nem maior que 15,0%;
- g) Baixa declividade: caso seja necessário em alguma parte do sistema uma declividade inferior ao limite de 0,3%, o responsável pela implantação do sistema deve garantir o rigor do nivelamento, e estabilidade do assentamento e poder da tubulação em transportar o esgoto;
- h) Alta declividade: caso seja necessário em alguma parte do sistema uma declividade superior ao limite de 15,0%, o responsável pela implantação do sistema deve projetar um sistema de ancoragem e proteção às tubulações.

3.5.1.2 DIÂMETRO MÍNIMO

O diâmetro mínimo permitido pelo regulamento português para dimensionamento hidráulico sanitário é de 200 mm, conforme descrito no Artigo 134º do Decreto regulamentar Nº 23/95 do RGSPDADAR.

3.5.1.3 SEÇÃO DOS COLETORES

A seção dos coletores deve ser analisada na hora do dimensionamento. Conforme o sentido de fluxo do esgoto, o diâmetro das tubulações nunca deve ser reduzido de montante para jusante, isto para as redes separativas domésticas.

Quando o sistema de drenagem for do tipo unitário, ou o coletor fazer parte da drenagem pluvial do sistema separativo, é permitido que haja reduções na seção dos coletores de montante para jusante, contanto que a capacidade de transporte do efluente seja mantida.

3.5.1.4 IMPLANTAÇÃO DO SISTEMA

O regulamento português especifica como devem ser distribuídos os coletores pelos arruamentos do bairro em que ele será implantado. O Decreto regulamentar Nº 23/95 descreve sete itens normativos para a implantação do sistema de drenagem:

“1 – Na generalidade dos arruamentos urbanos, a implantação dos coletores deve fazer-se no eixo da via pública.

2 – Em vias de circulação largas e em novas urbanizações com arruamentos de grande largura e amplos espaços livres e passeios, os colectores podem ser implantados fora das faixas de rodagem mas respeitando a distância mínima de 1 m em relação aos limites das propriedades.

3 – Sempre que se revele mais económico, pode implantar-se um sistema duplo, com um colector de cada lado da via pública.

4 – Na implantação dos colectores em relação às condutas de distribuição de água deve observar-se o disposto no n.º 3 do artigo 24.º

5 – Para minimizar os riscos de ligações indevidas de redes ou ramais, deve adoptar-se a regra de implantar o colector doméstico à direita do colector pluvial, no sentido do escoamento.

6 – Não é permitida, em regra, a construção de qualquer edificação sobre colectores das redes de águas residuais, quer públicas quer privadas.

7 – Em casos de impossibilidade, a construção de edificações sobre colectores deve ser feita por forma a garantir o seu bom funcionamento e a torná-los estanques e acessíveis em toda a extensão do atravessamento.” (RGSPDADAR, 1995, Artigo 136º, pg. 5297).

3.5.1.5 REQUISITOS DE VALAS E TUBULAÇÕES

Os coletores devem ser assentados em valas com profundidade mínima de 1,0m, podendo ser mais profundas em casos de grande movimentação de carga sobre a tubulação ou até mesmo pela existência

de outros aparelhos de infraestrutura no mesmo local. A tubulação coletora deve estar assentada em locais de material com resistência semelhante para que não haja desnivelamento futuro e as normas de compactação das valas deve seguir o regulamento.

Quanto às tubulações alguns requisitos gerais são impostos para que o sistema apresente um funcionamento adequado. Estruturalmente, as tubulações devem ser dimensionadas para suportar todos os esforços que lhes são exercidas pelo terreno e pelas cargas acidentais. Para isso, todos os dados referentes à resistência ao esmagamento dos materiais utilizados devem ser fornecidos pelos fabricantes e analisados na fase de projeto. As juntas de ligação entre um coletor e outro devem garantir a estanqueidade de gases e fluidos e devem ter suas características testadas antes da aprovação do trecho do sistema em que elas estão situadas.

Conforme o Artigo 142º do Decreto regulamentar Nº 23/95, os materiais dos coletores de águas residuais domésticas podem, entre outros, ser de grés cerâmico vidrado interna e externamente, concreto, fibrocimento ou PVC e os coletores de águas pluviais de concreto. Para situações em que o escoamento está sujeito à pressão, os materiais permitidos são de fibrocimento, PVC, ferro fundido e aço.

O regulamento português exige que as condições de agressividade tanto dos efluentes quanto das águas provenientes do lençol freático sejam previamente analisadas, para o julgamento da necessidade ou não do uso de proteções internas e externas das tubulações.

3.5.1.6 CONTROLE DE SEPTICIDADE

Segundo o RGSPDADAR é importante que sejam adotadas medidas para controlar a septicidade dos escoamentos de esgoto. Devem ser utilizadas quedas em troços de montante, onde as águas ainda não apresentam alto índice séptico. As turbulências em trechos de jusante devem ser minimizadas, já que o esgoto já apresenta caráter mais elevado de septicidade. A ventilação do sistema deve ser garantida através dos ramais de ligação e também com o controle da altura da lâmina d'água dentro da tubulação.

O regulamento determina uma velocidade mínima de escoamento para regiões quentes que contenham águas residuais com índices elevados de carga orgânica. Para estes casos, a velocidade mínima deve ser determinada através da fórmula de Pomeroy:

$$V = 0,042 \times (CBO_5 \times 1,07^{T-20})^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

CAPÍTULO 3

Sendo: V a velocidade em m/s ;

CBO_5 a carência bioquímica de oxigénio média nos meses mais quentes do ano, em $mg\ O_2/l$;

T a temperatura média das águas nos meses mais quentes do ano, em graus centígrados.

4 ESTUDO DE CASO – DIMENSIONAMENTO DE UMA REDE COLETORA

Para efeitos comparativos dos métodos de dimensionamento de uma rede coletora de esgoto seguindo a norma brasileira NBR 9649/86 e o decreto regulamentar português Nº23/95 será utilizado um exemplo extraído da obra *Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário* dos autores *Milton Tomoyuki Tsutiya* e *Pedro Alem Sobrinho*, publicada no ano de 2000. Este exemplo baseia-se nos critérios exigidos pela norma brasileira.

Posteriormente o mesmo exemplo será utilizado para o dimensionamento da rede conforme os moldes do regulamento português. Através dos resultados obtidos será possível fazer uma análise entre ambas as normas, verificar as diferenças dos critérios adotados e a interferência de cada detalhe no produto final de uma rede coletora de esgoto, atendendo às normas brasileiras e portuguesas.

4.1 EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO DE UMA REDE COLETORA NO BRASIL

Exemplo extraído do livro *Coleta e Transporte de Esgoto*, 2000, pg. 141-155, Tsutiya e Sobrinho:

Projetar a rede coletora de esgotos para a planta da Figura 4, com os seguintes dados:

- População inicial: $P_i = 2000 \text{ hab}$
- População final: $P_f = 3500 \text{ hab}$
- Consumo de água efetivo *per capita*: $q = 160 \text{ l/hab/dia}$
- Coeficiente de retorno: $C = 0,8$
- Coeficiente de máxima vazão diária: $K_1 = 1,2$
- Coeficiente de máxima vazão horária: $K_2 = 1,5$
- Taxa de contribuição de infiltração: $T_{inf} = 0,1 \text{ l/s/km} = 0,0001 \text{ l/s/m}$
- Contribuição localizada: conforme indicado na planta, existem duas vazões de ponta, sendo Q_{p1} localizado na Rua 30 com o $Q_i = Q_f$
 $= 4,98 \text{ l/s}$ e Q_{p2} localizado na Rua 19 com $Q_i = 0 \text{ l/s}$ e $Q_f = 3,20 \text{ l/s}$

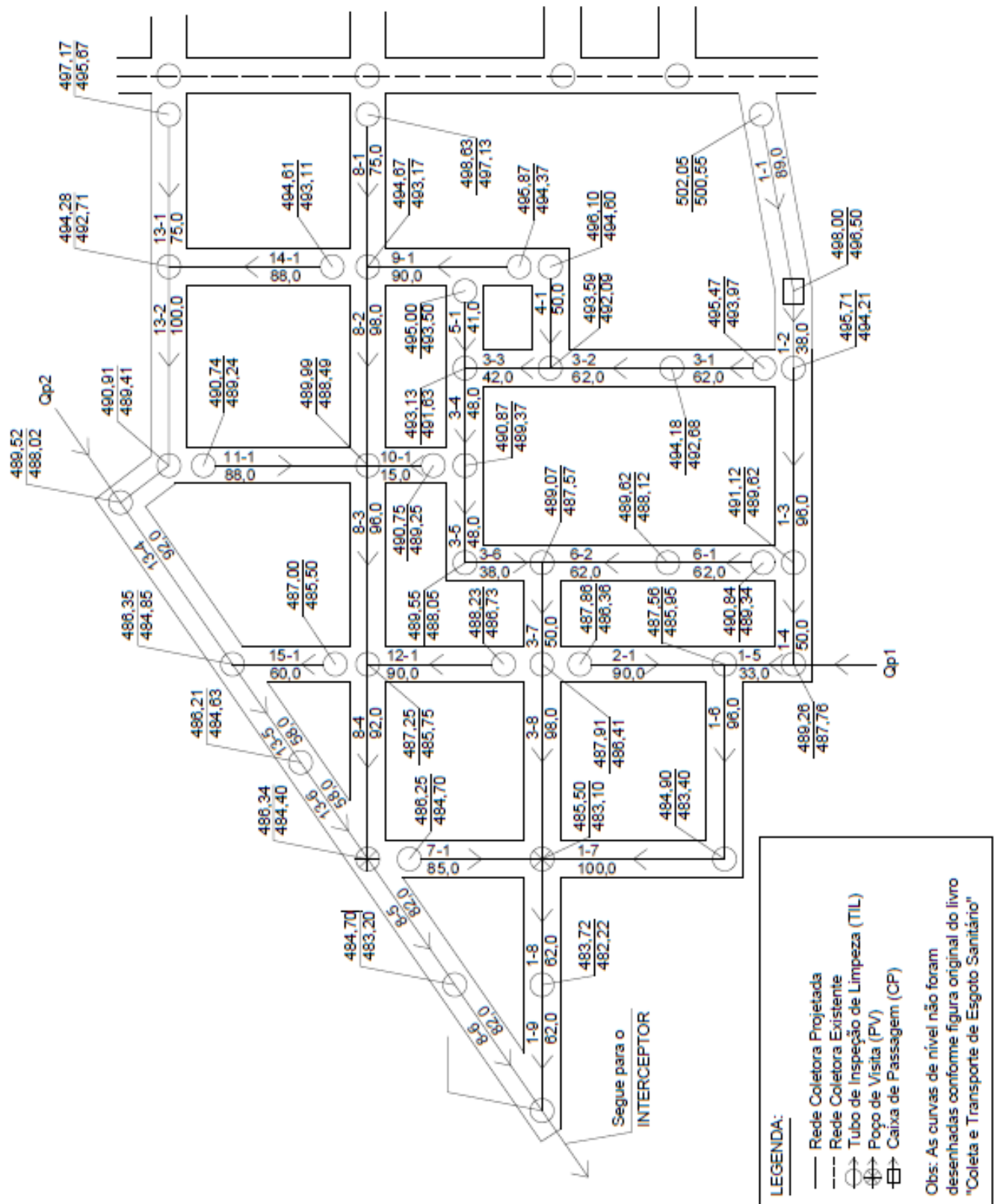


Figura 5 - Planta para dimensionamento de uma rede coletora de esgoto (Alem Sobrinho e Tsutiya, 2000)

4.1.1 SOLUÇÃO

Solução extraída do exemplo do livro *Coleta e Transporte de Esgoto, 2000, pg. 141-155, Tsutiya e Sobrinho*:

a) Traçado dos coletores

Na planta, escala 1:2000, com levantamento topográfico plani-altimétrico, com curvas de nível de metro em metro, foi traçada a rede coletora de esgotos, onde foram indicadas as singularidades (PV, TIL, TL e CP) e o sentido de escoamento dos esgotos.

Para a fixação dos sentidos de escoamento dos esgotos, deve-se procurar seguir, tanto quanto o possível, os sentidos de escoamento natural do terreno, para diminuir a profundidade dos coletores. Outros aspectos que influem no traçado devem ser também considerados, tais como:

- Localização dos coletores (rede simples ou rede dupla);
- Interferências;
- Influência do PV e TIL no traçado;
- Profundidades máximas e mínimas;
- Aproveitamento de tubulações existentes;
- Planos diretores de urbanização;

b) Distância entre singularidades

Medir a distância entre singularidades (de centro a centro) e indicar no desenho. A distância entre PV, TIL ou TL consecutivos deve ser limitada pelo alcance dos equipamentos de desobstrução. Normalmente, a distância máxima adotada é de 100m.

c) Numeração dos trechos

Fazer a numeração dos coletores e dos trechos, crescente, de montante para jusante. Assim, o maior coletor receberá o número 1 e o seu primeiro trecho será 1. Numera-se, a partir daí, todos os trechos. O

primeiro coletor que chegar ao coletor 1 será o coletor 2, que terá os seus trechos numerados de montante para jusante, a partir de 1 e assim por diante.

d) Cálculo da taxa de contribuição linear

A determinação da taxa de contribuição linear é efetuada do seguinte modo.

Taxa de contribuição linear inicial:

- Vazão doméstica inicial

$$Q_{di} = \frac{C \times K_2 \times P_i \times q}{86400} \quad (6)$$

$$Q_{di} = \frac{0,8 \times 1,5 \times 2000 \times 160}{86400} = 4,44 \text{ l/s}$$

- Extensão da rede coletora inicial: $L_i = 2877 \text{ m}$;
- Taxa de contribuição linear inicial:

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

$$T_{xi} = \frac{4,44}{2877} + 0,0001 = 0,00154 + 0,0001 = 0,00164$$

$$T_{xi} = 0,00164 \text{ l/s / m} = 1,64 \text{ l/s / km}$$

Taxa de contribuição linear final:

- Vazão doméstica final:

$$Q_{df} = \frac{C K_1 \times K_2 \times P_f \times q}{86400} = \frac{0,8 \times 1,2 \times 1,5 \times 3500 \times 160}{86400} = 9,33 \text{ l/s}$$

- Extensão da rede coletora final: $L_f = 2877 \text{ m}$;
- Taxa de contribuição linear final:

$$T_{xf} = \frac{Q_{df}}{L_f} + T_{inf} = \frac{9,33}{2877} + 0,0001 = 0,00324 + 0,0001 = 0,00334$$

$$T_{xf} = 0,00334 \text{ l/s / m} = 3,34 \text{ l/s / km}$$

e) Cálculo das vazões no trecho do coletor

As vazões no trecho do coletor são determinadas do seguinte modo:

- Vazão a montante: igual a vazão de contribuição proveniente dos trechos a montante, incluindo-se as contribuições localizadas;
- Vazão de contribuição no trecho: calculada multiplicando-se a taxa de contribuição linear pelo comprimento do trecho;
- Vazão a jusante: igual a soma da vazão a montante com a vazão de contribuição no trecho.

f) Profundidade mínima dos coletores

Para o projeto em questão foi admitido que na área não há soleiras negativas ($h = 0$) e a altura da caixa de ligação (h_c) é de 0,50m. A profundidade mínima para atender adequadamente as ligações prediais pode ser determinada da seguinte maneira:

$$p = a + iL + h + h_c \quad (8)$$

$$p = 0,20 + 0,02 \times 25 + 0,50 = 1,20$$

$$p = 1,20 \text{ m}$$

Foi adotada no projeto o recolhimento mínimo de 1,35m. Para o diâmetro mínimo de \varnothing 150mm, a profundidade será de 1,50m, que atende as condições de ligação predial e proteção da tubulação contra cargas externas.

g) Diâmetro mínimo

Embora pela NBR 9646 de 1986, o diâmetro mínimo seja de 100mm, foi utilizado no projeto diâmetro mínimo de 150mm.

h) Vazão mínima de dimensionamento

Foi utilizada a vazão mínima de 1,5 l/s conforme recomendação da NBR 9649/1986.

i) Determinação do diâmetro e declividade do trecho do coletor e verificação de lâmina líquida, tensão trativa e velocidade crítica

O cálculo do diâmetro e da declividade de modo a atender as recomendações da NBR 9649/1986, relativo à tensão trativa, lâmina líquida e velocidade crítica, normalmente, é feito através de calculadoras programáveis, de microcomputadores, ou através de computadores de maior porte. Caso não se disponha desses equipamentos, o cálculo pode ser feito através da seguinte sequência:

- Conhecida em cada trecho a vazão inicial (Q_i) e vazão final (Q_f), a declividade a ser adotada deverá ser aquela que implique na menor escavação possível e o diâmetro escolhido deverá transportar as vazões Q_i e Q_f , de modo que a tensão trativa não seja inferior a 1,0 Pa (para Q_i) e a altura de lâmina na tubulação não seja superior a 75% do diâmetro (para Q_f). A declividade mínima, que satisfaz a condição de tensão trativa de 1,0Pa, poderá ser obtida pela aplicação da fórmula aproximada:

$$I_{min} = 0,0055 \times Q_i^{-0,47} \quad (9)$$

onde I_{min} é em m/m e Q_i em l/s .

O diâmetro (em metros) que atende a condição de $Y/D \leq 0,75$ também pode ser obtido pela equação:

$$D = \left(0,0463 \times \frac{Q_f}{\sqrt{I}} \right)^{0,375} \quad (10)$$

obtida a partir da fórmula de Manning para $n = 0,013$ e $Y/D = 0,75$, com Q_f em m^3/s e I , que é a declividade do coletor em m/m ;

- Conhecida as vazões inicial e final, a declividade e o diâmetro do trecho, do Anexo B para dimensionamento e verificação das tubulações de esgoto, obtém-se as relações Y/D e as velocidades relativas à vazão inicial e final;
- Com os valores de Y/D inicial e final, pelo Anexo C, obtém-se os raios hidráulicos correspondentes a Q_i e a Q_f .
- Conhecido o raio hidráulico relativo a Q_i e a declividade do trecho, determina-se a tensão trativa ($\sigma_i = \gamma R_H I$) para a condição inicial;
- A velocidade crítica ($V_c = 6\sqrt{gR_H}$) é calculada conhecendo-se o raio hidráulico relativo a Q_f . Quando a velocidade final V_f é superior à velocidade crítica V_c , a maior lâmina admissível deve ser 50% do diâmetro do coletor. A máxima velocidade recomendada pela NBR 9649/1986 é de $V_f = 5 \text{ m/s}$.

j) Preenchimento da planilha de cálculo da rede de esgotos – elaborado para alguns trechos

Trecho 1-1

- Cálculo da vazão:

Vazão a montante - $Q_{mi} = 0 \text{ l/s}$

$$- Q_{mf} = 0 \text{ l/s}$$

Vazão no trecho - $Q_{ti} = 0,00164 \times 89 = 0,146 \text{ l/s}$

$$- Q_{tf} = 0,00334 \times 89 = 0,297 \text{ l/s}$$

Vazão a jusante - $Q_i = 0,146 \text{ l/s}$

$$- Q_f = 0,297 \text{ l/s}$$

Declividade do terreno:

$$I_t = \frac{502,05 - 498,00}{89} = 0,0455 \text{ m/m}$$

- Declividade mínima do coletor:

$$I_{min} = 0,0055 \times Q_i^{-0,47} = 0,0055 \times (1,5)^{-0,47} = 0,0045 \text{ m/m}$$

Como $I_t > I_{min}$ adotar a declividade do terreno.

Sendo Q_i e Q_f menores que $1,5 \text{ l/s}$ foi adotada $Q_i = Q_f = 1,5 \text{ l/s}$ que é a vazão mínima de dimensionamento hidráulico.

- Cálculo das lâminas e velocidades:

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = \frac{0,0015}{\sqrt{0,0455}} = 0,0070 \quad \text{Pela Figura 5: } Y/D = 0,15 \text{ e } \frac{V}{\sqrt{I}} = 4,45$$

$$\frac{V}{\sqrt{I}} = 4,45 \rightarrow V = 4,45 \sqrt{0,0455} = 0,98 \text{ m/s}$$

Tabela 4 - Tabela para Dimensionamento e Verificação de Tubulações de Esgoto - Fórmula de Manning com $n=0.013$

[illegible]

Fonte: Alem Sobrinho e Tsutiya (2000)

Portanto:

$$Y_i/D = Y_f/D = 0,15 \rightarrow V_i = V_f = 0,98 \text{ m/s}$$

- Cálculo da tensão trativa (σ_i):

$$\text{Para } Y_i/D = 0,15 \rightarrow \text{Pela Figura 6: } R_H = 0,093 \times 0,15 = 0,0140 \text{ m}$$

$$\sigma_i = \gamma R_H I \quad (11)$$

$$\sigma_i = 1000 \times 0,0140 \times 0,0455 = 0,64 \text{ kgf/m}^2$$

Sendo $1 \text{ kgf/m}^2 \approx 10 \text{ N/m}^2 = 10 \text{ Pa}$, portanto, $\sigma_i = 6,4 \text{ Pa}$

Tabela 5 - Determinação do Raio Hidráulico em Função de Y/D

Y/D	B = Rh/D	Y/D	B = Rh/D
0,025	0,016	0,550	0,265
0,050	0,033	0,600	0,278
0,075	0,048	0,650	0,2888
0,100	0,064	0,700	0,297
0,125	0,079	0,750	0,302
0,150	0,093	0,775	0,304
0,175	0,107	0,800	0,304
0,200	0,121	0,825	0,304
0,225	0,134	0,850	0,304
0,250	0,147	0,875	0,301
0,300	0,171	0,900	0,299
0,350	0,194	0,925	0,294
0,400	0,215	0,950	0,287
0,450	0,234	0,975	0,277

Fonte: Alem Sobrinho e Tsutiya (2000)

- Cálculo da velocidade crítica (V_c):

$$V_c = 6\sqrt{gR_H} \quad (12)$$

$$V_c = 6\sqrt{9,8 \times 0,0140} = 2,22 \text{ m/s}$$

Trecho 1-2

- Cálculo da vazão:

Vazão a montante - $Q_{mi} = 0,146 \text{ l/s}$

$$- Q_{mf} = 0,297 \text{ l/s}$$

Vazão no trecho - $Q_{ti} = 0,00164 \times 38 = 0,062 \text{ l/s}$

$$- Q_{tf} = 0,00334 \times 38 = 0,127 \text{ l/s}$$

Vazão a jusante - $Q_i = 0,146 + 0,062 = 0,208 \text{ l/s}$

$$- Q_f = 0,297 + 0,127 = 0,424 \text{ l/s}$$

Declividade do terreno:

$$I_t = \frac{498,00 - 495,71}{38} = 0,0603 \text{ m/m}$$

- Declividade mínima do coletor:

$$I_{min} = 0,0055 \times Q_i^{-0,47} = 0,0055 \times (1,5)^{-0,47} = 0,0045 \text{ m/m}$$

Como $I_t > I_{min}$ adotar a declividade do terreno.

- Cálculo das lâminas e velocidades:

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = \frac{0,0015}{\sqrt{0,0603}} = 0,0061 \text{ Figura 5: } Y/D = 0,14 \text{ e } \frac{V}{\sqrt{I}} = 4,44$$

$$\frac{V}{\sqrt{I}} = 4,44 \rightarrow V = 4,44\sqrt{0,0603} = 1,09 \text{ m/s}$$

Portanto:

$$Y_i/D = Y_f/D = 0,14 \rightarrow V_i = V_f = 1,09 \text{ m/s}$$

- Cálculo da tensão trativa (σ_i):

$$\text{Para } Y_i/D = 0,14 \rightarrow R_H = 0,0862 \times 0,14 = 0,0129 \text{ m (Figura 6)}$$

$$\sigma_i = \gamma R_H I = 1000 \times 0,0129 \times 0,0603 = 0,78 \text{ kgf/m}^2 = 7,8 \text{ Pa}$$

- Cálculo da velocidade crítica (V_c):

$$V_c = 6\sqrt{gR_H} = 6\sqrt{9,8 \times 0,0129} = 2,13 \text{ m/s}$$

Trecho 1-5

- Cálculo da vazão:

$$\text{Vazão a montante - } Q_{mi} = 0,447 + 4,98 = 5,427 \text{ l/s}$$

$$\text{- } Q_{mf} = 0,912 + 4,98 = 5,892 \text{ l/s}$$

$$\text{Vazão no trecho - } Q_{ti} = 0,00164 \times 33 = 0,054 \text{ l/s}$$

$$\text{- } Q_{tf} = 0,00334 \times 33 = 0,110 \text{ l/s}$$

$$\text{Vazão a jusante - } Q_i = 5,427 + 0,054 = 5,481 \text{ l/s}$$

$$\text{- } Q_f = 5,892 + 0,110 = 6,002 \text{ l/s}$$

Declividade do terreno:

$$I_t = \frac{489,26 - 487,56}{33} = 0,0515 \text{ m/m}$$

- Declividade mínima do coletor:

$$I_{min} = 0,0055 \times Q_i^{-0,47} = 0,0055 \times (5,481)^{-0,47} = 0,0025 \text{ m/m}$$

Para que não ocorra degrau de 0,11m, foi adotada a declividade $I = 0,0548 \text{ m/m}$.

- Cálculo das lâminas e velocidades:

Vazão inicial:

$$\frac{Q_i}{\sqrt{I}} = \frac{0,005481}{\sqrt{0,0548}} = 0,0234 \rightarrow \text{Figura 5: } Y/D = 0,26 \text{ e } \frac{V_i}{\sqrt{I}} = 6,21$$

$$\frac{V_i}{\sqrt{I}} = 6,21 \rightarrow V_i = 6,21 \sqrt{0,0548} = 1,45 \text{ m/s}$$

Vazão final:

$$\frac{Q_f}{\sqrt{I}} = \frac{0,006002}{\sqrt{0,0548}} = 0,0256 \rightarrow \text{Figura 5: } Y/D = 0,27 \text{ e } \frac{V_f}{\sqrt{I}} = 6,32$$

$$\frac{V_f}{\sqrt{I}} = 6,32 \rightarrow V_f = 6,32 \sqrt{0,0548} = 1,48 \text{ m/s}$$

- Cálculo da tensão trativa (σ_i):

Para $Y_i/D = 0,26 \rightarrow R_H = 0,153 \times 0,15 = 0,023 \text{ m}$ (Figura 6)

$$\sigma_i = \gamma R_H I = 1000 \times 0,023 \times 0,0548 = 1,26 \text{ kgf/m}^2 \rightarrow 12,6 \text{ Pa}$$

- Cálculo da velocidade crítica (V_c):

Para $Y_i/D = 0,27 \rightarrow R_H = 0,161 \times 0,15 = 0,0242 \text{ m}$ (Figura 6)

$$V_c = 6\sqrt{gR_H} = 6\sqrt{9,8 \times 0,0242} = 2,92 \text{ m/s}$$

Trecho 1-7

- Cálculo da vazão:

Vazão a montante - $Q_{mi} = 5,786 \text{ l/s}$

- $Q_{mf} = 6,624 \text{ l/s}$

Vazão no trecho - $Q_{ti} = 0,164 \text{ l/s}$

- $Q_{tf} = 0,334 \text{ l/s}$

Vazão a jusante - $Q_i = 5,950 \text{ l/s}$

- $Q_f = 6,958 \text{ l/s}$

Declividade do terreno:

$$I_t = \frac{484,90 - 485,50}{100} = -0,0060 \text{ m/m}$$

Neste trecho a cota de jusante é maior do que a de montante, portanto, o terreno sobe.

- Declividade mínima do coletor:

$$I_{min} = 0,0055 \times Q_i^{-0,47} = 0,0055 \times (5,950)^{-0,47} = 0,0024 \text{ m/m}$$

Conforme a tabela, se adotada a declividade $I = 0,0024 \text{ m/m}$ e tubulação de $\varnothing 150 \text{ mm}$, na vazão final (Q_f) a relação Y_f/D será maior que 75%. Portanto, ou se aumenta a declividade ou o diâmetro.

Como nos trechos a jusante a declividade é favorável, iremos aumentar a declividade $I = 0,0030 \text{ m/m}$ adotada não irá ocasionar um aumento significativo na profundidade do coletor.

- Cálculo das lâminas e velocidades:

Vazão inicial:

$$\frac{Q_i}{\sqrt{I}} = \frac{0,00595}{\sqrt{0,0030}} = 0,1086 \rightarrow \text{Figura 5: } Y_i/D = 0,62 \text{ e } \frac{V_i}{\sqrt{I}} = 9,36$$

$$\frac{V_i}{\sqrt{I}} = 9,36 \rightarrow V_i = 9,36\sqrt{0,0030} = 0,51 \text{ m/s}$$

Vazão final:

$$\frac{Q_f}{\sqrt{I}} = \frac{0,006958}{\sqrt{0,0030}} = 0,1270 \rightarrow \text{Figura 5: } Y_f/D = 0,70 \text{ e } \frac{V_f}{\sqrt{I}} = 9,65$$

$$\frac{V_f}{\sqrt{I}} = 9,65 \rightarrow V_f = 9,65\sqrt{0,0030} = 0,53 \text{ m/s}$$

- Cálculo da tensão trativa (σ_i):

$$\text{Para } Y_i/D = 0,62 \rightarrow R_H = 0,282 \times 0,15 = 0,0423 \text{ m (Figura 6)}$$

$$\sigma_i = \gamma R_H I = 1000 \times 0,0423 \times 0,0030 = 0,13 \text{ kgf/m}^2 \rightarrow 1,3 \text{ Pa}$$

- Cálculo da velocidade crítica (V_c):

$$\text{Para } Y_i/D = 0,70 \rightarrow R_H = 0,297 \times 0,15 = 0,04455 \text{ m (Figura 6)}$$

$$V_c = 6\sqrt{gR_H} = 6\sqrt{9,8 \times 0,04455} = 3,96 \text{ m/s}$$

A planilha de cálculo do dimensionamento da rede esgoto está detalhada nos **Anexo A parte 1** e **Anexo A parte 2**.

4.2 EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO DE UMA REDE COLETORA EM PORTUGAL

O exemplo que foi utilizado e dimensionado no item 4.1 será redimensionado seguindo a norma portuguesa, para que possam ser feitas as análises e comparações de ambas as normas.

4.2.1 SOLUÇÃO

a) Concepção geral do sistema

O artigo 118º do decreto regulamentar Nº 23/95 do RGSPDADAR diz que os sistemas públicos de águas residuais domésticas e industriais devem seguir *“um desenvolvimento da rede de coletores que possa cobrir toda a área a servir, minimizando os custos globais e procurando que o escoamento do efluente se faça por via gravítica de modo a favorecer a viabilidade do sistema”*. Portanto, a distribuição, a sequência e os fluxos adotados para os trechos serão exatamente iguais à do exemplo apresentado no item 4.1 e que podem ser encontradas na planta da Figura 4, já que no Brasil também se direciona a rede coletora das cotas maiores para as menores, aproveitando a condução por gravidade.

O tipo de sistema adotado será o separativo, onde uma tubulação irá escoar apenas as águas domésticas. O artigo 119º do decreto regulamentar Nº 23/95 do RGSPDADAR determina que em área novas de urbanização deve ser adotado preferencialmente o sistema separativo de água residuais. O exemplo de dimensionamento através da norma brasileira também adotou o sistema separativo, onde a taxa de contribuição do trecho inclui apenas os consumos domésticos *per capita* e a taxa de infiltração proveniente de possíveis vazamentos nas juntas das tubulações.

b) Câmaras de Visita

Antes de iniciar o dimensionamento deve-se repartir toda a região que será abastecida pelo sistema de drenagem em trechos. Para isto devem ser consideradas as extensões dos coletores e também a implantação de câmaras de visita ao longo do traçado. Segundo o artigo 155º do decreto regulamentar em estudo, as câmaras de visitas são obrigatórias em todas as confluências dos trechos, em pontos que apresentam algum tipo de mudança de direção, de inclinação ou de diâmetro.

Além destas exigências, o regulamento português determina que as distâncias entre estas câmaras de visita **não devem ser maiores do que 60,0m** quando elas são do **tipo não visitáveis** e **100,0m** quando elas

são do **tipo visitáveis**. Para simplificação do estudo de caso, o traçado dos coletores para o dimensionamento português será o mesmo do brasileiro. No entanto, observa-se que na planta da **figura 5** existem trechos retos com mais de 60,0m de extensão que abrigam em suas extremidades câmaras não visitáveis e que portanto, pelo regulamento português, deveriam ser divididos em dois trechos similares com extensões menores do que 60,0m.

c) Evolução populacional, consumos domésticos e fator de afluência

O regulamento RGSPDADAR exige que o histórico populacional da região onde será construída a rede de drenagem seja bem apurado antes da elaboração do projeto e que sejam considerados para população final as pretensões urbanísticas locais. Para este dimensionamento em específico será utilizado as populações iniciais e finais fornecidas no exemplo:

- População inicial: $P_i = 2000 \text{ hab}$
- População final: $P_f = 3500 \text{ hab}$

Quanto aos consumos domésticos considerados por habitante, o decreto regulamentar Nº 23/95 determina, através do artigo 13º os seguintes consumos mínimos por habitante, em função do tamanho populacional da região:

Tabela 3 – Consumos domésticos mínimos de água x população

POPULAÇÃO	COSUMO MÍNIMO PARA CÁLCULO
Até 1.000 habitantes	80 l/habitante/dia
Entre 1.000 e 10.000 habitantes	100 l/habitante/dia
Entre 10.000 e 20.000 habitantes	125 l/habitante/dia
Entre 20.000 e 50.000 habitantes	150 l/habitante/dia
Acima de 50.000 habitantes	175 l/habitante/dia

Conforme a tabela, para o dimensionamento pelo método português deveremos adotar uma capitação mínima de água de 100 l/habitante/dia, tanto para a população inicial como para a final considerando que ambas estão entre 1.000 e 10.000 habitantes. O dimensionamento será baseado neste consumo para que, no capítulo 5, seja possível comparar os resultados referentes ao exemplo que adotou um consumo de água efetivo de 160 l /habitante/dia. Deveria haver a tendência de que este valor de consumo *per capita* de água fosse reduzido com o passar do tempo, considerando que a água vem se tornando um recurso mais escasso e competitivo, além do surgimento de novos aparelhos redutores de vazão. Como esse não é um procedimento habitual em projeto, decidiu-se manter o valor da capitação para o ano horizonte.

Definido o consumo doméstico, a norma portuguesa aplica no dimensionamento o conceito de fator de afluência, semelhante ao conceito de coeficiente de retorno existente no dimensionamento brasileiro. Segundo o artigo 123º do decreto regulamentar Nº 23/95 o fator de afluência deve variar entre 0,70 e 0,90, em função das proporções de zonas verdes e agrícolas, assim como os hábitos populacionais do local em estudo. Nesta etapa de dimensionamento iremos adotar o fator de afluência de 0,80, igual ao coeficiente de retorno adotado anteriormente.

d) Fator de ponta instantâneo

Segundo o artigo 125º do regulamento português, o fator de ponta instantâneo é representado pelo *“quociente entre o caudal máximo instantâneo do ano e o caudal médio anual das águas residuais domésticas, sendo influenciado pelo consumo de água, pelo número de ligações e pelo tempo de permanência dos efluentes na rede de coletores”*. Em situações em que não haja dados locais suficientes para determinar este fator de ponta horário, deverá ser utilizada a seguinte equação para determinar o fator de ponta instantâneo:

$$f = 1,5 + \frac{60}{\sqrt{p}} \quad (13)$$

Sendo: p = população a servir.

Portanto, para o exemplo seguido, teremos os seguintes fatores de ponta:

Para população inicial

$$f_{pop_i} = 1,5 + \frac{60}{\sqrt{2000}} = 2,842$$

Para população final

$$f_{pop_f} = 1,5 + \frac{60}{\sqrt{3500}} = 2,514.$$

e) Vazão média anual

A vazão média anual, denominada na norma portuguesa como “*Caudal médio anual*” pode ser determinada pela seguinte fórmula:

$$Q_{dma} = fa \times Pop \times Cap / (3600 \times 24) \quad (14)$$

Portanto teríamos uma vazão média anual para início de plano de:

$$Q_{dma_i} = 0,8 \times 2000 \times \frac{100}{3600 \times 24} = 1,852 \text{ l/s}$$

E uma vazão média anual para o ano horizonte de projeto de:

$$Q_{dma_f} = 0,8 \times 3500 \times \frac{100}{3600 \times 24} = 3,241 \text{ l/s}$$

f) Vazão de infiltração

O artigo 126º do RGSPDADAR define vazões de infiltração para o dimensionamento da rede. Provenientes das águas existentes no solo esta vazão varia para mais ou para menos dependendo das

características hidrológicas da região, assim como dos tipos de tubulação da rede e das juntas utilizadas nos encontros das tubulações.

A norma portuguesa diz que a vazão de infiltração pode ser considerada, para fim de plano, igual à vazão média anual em situações onde a população abastecida é de pequeno porte e as tubulações não apresentam diâmetros maiores do que 300mm.

Já para início de plano considera-se zero a vazão de infiltração, considerando que o sistema foi instalado recentemente e ainda não problemas de infiltração na rede.

g) Vazão de ponta e vazão de dimensionamento

A vazão de ponta e a vazão de dimensionamento são determinadas utilizando os valores anteriormente encontrados. A vazão de ponta é o produto da vazão média anual pelo fator de ponta instantâneo:

$$Q_p = f_p \times Q_{dma} \quad (15)$$

Para início de plano temos: $Q_{p_i} = 2,842 \times 1,852 = 5,26 \text{ l/s}$;

Para final de plano temos: $Q_{p_f} = 2,514 \times 3,241 = 8,15 \text{ l/s}$.

E finalmente, para encontrar a vazão de dimensionamento dos trechos adicionamos à vazão de ponta, a vazão de infiltração:

$$Q_{dim} = Q_p + Q_{inf}$$

Para início de plano temos: $Q_{dim_i} = 5,26 + 0,00 = 5,26 \text{ l/s}$;

Para final de plano temos: $Q_{dim_f} = 8,15 + 3,24 = 11,39 \text{ l/s}$.

Com as vazões para início e final de plano (ano horizonte) é possível encontrar o caudal unitário para cada trecho. Para isto as vazões de dimensionamento são distribuídas proporcionalmente pela rede de esgoto, dependendo da extensão total do trecho. No exemplo adotado, a extensão total da rede, somando todos os trechos, é de 2877,00m. Portanto, esta extensão equivale à vazão total de dimensionamento.

h) Dimensionamento dos coletores

O dimensionamento dos coletores é feito utilizando as vazões de cada trecho do sistema, as cotas do terreno e as distâncias entre as caixas. Para verificação dos critérios do RGSPDADAR o dimensionamento é estruturado em duas etapas. A primeira delas é composta pelas vazões calculadas para fim de plano onde são determinados os diâmetros das tubulações do sistema. Nesta etapa é feita primeiramente a verificação da lâmina d'água dentro da tubulação, que não deve ultrapassar 50% da altura total, e também a verificação da velocidade máxima, que não deve exceder 3,0 m/s.

Na segunda etapa do dimensionamento são utilizados os valores de vazão para início de plano. Esta etapa resume-se na verificação da velocidade mínima de escoamento e do atendimento à tensão trativa mínima dentro dos coletores.

Os Anexos B e C detalham o dimensionamento da rede de esgoto seguindo o método português. O Anexo B compõe a primeira etapa do dimensionamento, onde são utilizadas as vazões de fim de plano específicas para cada trecho, adotando os cálculos da vazão de dimensionamento e o método dos caudais de percurso onde são consideradas vazões proporcionais a extensões dos trechos. Nesta etapa também são estudadas as características do terreno. Com estes valores é possível determinar as inclinações dos coletores, os diâmetros, a altura da lâmina d'água de escoamento e as velocidades máximas. É importante que dois critérios sejam verificados neste passo do dimensionamento, as declividades dos coletores, que devem ser iguais ou superiores à 0,3% e as velocidade máximas, que não devem ultrapassar 3,0m/s. Declividades defasadas, que possam gerar problemas futuros com relação a auto-limpeza do fundo das tubulações devem ser corrigidas nesta etapa, conforme demarcações em amarelo no Anexo B.

O Anexo C constitui o segundo e último passo do dimensionamento pelo RGSPDADAR. Nesta etapa são utilizadas as vazões de início de plano, os diâmetros e as inclinações das condutas encontradas no primeiro passo para a verificação de dois critérios: velocidade mínima de 0,6m/s e tensão trativa mínima de 2,0 N/m². Realça-se que o valor a considerar para o poder de transporte mínimo no dimensionamento de redes de drenagem de água residual varia entre 1 e 4 N/m², sendo habitualmente considerado o valor de 2 N/m² como critério geral. Apesar de ter sido adotado este critério neste estudo, este critério é complementar, não sendo obrigatório.

Todos os valores de velocidade mínima e tensão trativa que não estiverem atendendo ao regulamento português deverão passar pela verificação da secção cheia em câmaras de visita de extremidade, isto é instaladas nas extremidades de montante dos trechos de rede. Para isso consideraram-se câmaras de corrente de varrer, utilizando para cálculo as vazões do esgoto em casos de secção cheias, garantindo

que, mesmo que não haja uma auto-limpeza permanente no fundo das tubulações através do poder de arraste de descargas periódicas, seja possível limpar as tubulações.

5 ANÁLISE COMPARATIVA

5.1 ANÁLISE COMPARATIVA – NORMA BRASILEIRA E NORMA PORTUGUESA

Após analisar as normas utilizadas para o dimensionamento hidráulico de uma rede coletora de esgoto no Brasil e em Portugal, foi possível detectar algumas diferenças nos critérios utilizados entre os regulamentos, assim como alguns detalhes que são abordados de maneiras distintas em cada norma.

Um primeiro fator que chama atenção na norma portuguesa é a separação dos critérios de dimensionamento entre coletores domésticos e coletores pluviais. Em alguns itens, na hora de fazer os cálculos de projeto, são dados dois valores, um para dimensionar um trecho de rede doméstica e outro para um trecho de rede pluvial de sistemas unitários e separativos. É uma colocação interessante do decreto regulamentar Nº 23/95 da norma portuguesa, que avalia o tipo de efluente distintamente e permite alguns limites maiores dependendo da finalidade daquele coletor. Um exemplo é a velocidade máxima de escoamento em Portugal, que tem como limite 5,0 m/s para tubulações de água pluvial, as quais tem um efluente com características de baixa contaminação, enquanto limitam à 3,0 m/s a velocidade dentro dos coletores domésticos os quais possuem maior septicidade e assim necessitam de uma melhor ventilação.

Nota-se que, em Portugal, o clima mediterrâneo é caracterizado por possuir um verão muito quente e seco e as chuvas ocorrem de forma intensa e em maior quantidade no outono e inverno, mesmo com temperaturas baixas. Por esse motivo, as chuvas tendem a ser sazonais e, a crescer, as vazões de ponta associados à precipitação podem ser muito superiores às vazões de águas residuais domésticas. Assim, caso se optasse por um sistema unitário, seria muito mais difícil manter condições hidráulicas de escoamento em tempo seco. Essas diferenças levam a que se utilizem critérios diferentes quando se tratam do dimensionamento entre coletores domésticos e coletores pluviais.

O diâmetro mínimo das tubulações nas redes também é um critério que pode ter grande influência no custo final de um sistema de coleta de esgoto, considerando as duas normas em análise. A norma brasileira NBR 9649 determina que o menor diâmetro nominal a ser utilizado num sistema de drenagem de águas residuais deve ser DN 100 mm, enquanto a norma portuguesa limita a DN 200 mm o menor diâmetro das tubulações. Nota-se que o RGSPDADAR preconiza para o ramal de ligação (canalização entre a rede pública e o limite da propriedade a servir a rede predial) um diâmetro mínimo DN 125 mm. Esta diferença de exigências das normas pode não apresentar alguma diferença em situações onde a população de fim de plano atendida pelo sistema é de grande dimensão, o que proporciona grandes vazões e trechos com diâmetros elevados. No entanto, em casos de populações pequenas, onde a geração

de esgoto é baixa e os cálculos de dimensionamento levam às redes coletoras de baixo diâmetro, a diferença pode ser grande.

Quanto a determinação das vazões nos trechos da rede coletora encontramos uma semelhança no método de dimensionamento. Em ambos os países determina-se inicialmente a vazão total da rede para então, em função da extensão total da rede e das extensões particulares de cada trecho, determinar a vazão nos trechos. No Brasil esta etapa do processo é denominada taxa de contribuição linear enquanto em Portugal chama-se caudal unitário de percurso.

A Tabela 4 compara alguns tópicos de dimensionamento que são importantes para uma ou ambas as normas, e descrevendo qual o critério adotado em cada regulamento.

Tabela 6 - Critérios: Norma Brasileira *versus* Regulamento Português

Critério/ Tópico	Norma Brasileira - NBR 9649/86	Regulamento Português - RGSPDADAR decreto nº 23/95
Vazão Mínima	A norma brasileira determina que a vazão mínima considerada para projeto de uma rede coletora deve ser de 1,5 l/s para casos onde não há informações suficientes para determinar a vazão do trecho ou para casos onde a vazão de cálculo é menor do que a mínima	A norma portuguesa não determina uma vazão mínima para o dimensionamento de uma rede coletora de esgotos.
Coefficiente de Retorno	A norma brasileira determina um coeficiente de retorno de 0,8	A norma portuguesa limita o coeficiente de retorno (denominado <i>fator de afluência</i>) entre 0,70 e 0,90 , dependendo das características físicas do local

Critério/ Tópico	Norma Brasileira - NBR 9649/86	Regulamento Português - RGSPDADAR decreto nº 23/95
Coeficientes de máxima vazão	A norma brasileira adota como coeficiente de máxima vazão diária $K_1 = 1,2$ e como coeficiente de máxima vazão horária $K_2 = 1,5$, que multiplicados resultam num valor de 1,8	A norma portuguesa denomina como fator de ponta instantâneo (horário) este coeficiente, através da fórmula: $f = 1,5 + \frac{60}{\sqrt{p}}$
Diâmetro Mínimo	A norma brasileira determina que o diâmetro nominal mínimo para qualquer trecho da rede deve ser de DN 100 mm . No estado de São Paulo, os projetos adotam como DN 150mm o diâmetro mínimo	A norma portuguesa determina que o diâmetro nominal mínimo para qualquer trecho da rede deve ser de DN 200 mm
Declividade Mínima	A norma brasileira determina que a declividade mínima deve ser determinada pela seguinte equação: $I_{min} = 0,0055 \times Qi^{-0,47}$. Considerando coeficiente de Manning $n=0,13$ e garantindo uma tensão trativa de 1,0 Pa	A norma portuguesa determina que a declividade mínima deve ser de 0,3%
Declividade Máxima	A norma brasileira determina que a declividade máxima permitida dentro de um coletor é aquela para a qual se tem uma velocidade de 5,0 m/s e que deve ser determinada pela seguinte equação: $I_{max} = 4,65 \times Qf^{-0,67}$. Considerando coeficiente de Manning $n=0,13$	A norma portuguesa determina que a declividade máxima deve ser de 15,0%

Critério/ Tópico	Norma Brasileira - NBR 9649/86	Regulamento Português - RGSPDADAR decreto nº 23/95
Lâmina D'água Máxima	<p>A norma brasileira determina que a lâmina d'água não deve ultrapassar 75% do diâmetro da tubulação, atendendo à condição $Y/D = 0,75$. Para atender a norma, o diâmetro mínimo permitido é determinado pela seguinte equação:</p> $D = (0,0463 \times Qf/\sqrt{I})^{0,375}$	<p>A norma portuguesa determina que a lâmina d'água em coletores pluviais pode ter sua altura total $Y/D = 1$. Já nos coletores domésticos a altura da lâmina d'água não deve ser maior do que $Y/D = 0,5$ quando a tubulação for de diâmetro igual ou inferior a 500 mm, e $Y/D = 0,75$ quando a tubulação apresentar diâmetro acima de 500 mm.</p>
Lâmina D'água Mínima	<p>Não há determinação por norma para uma lâmina d'água mínima, contanto que o critério da declividade mínima seja atendido</p>	<p>Não há determinação por norma para uma lâmina d'água mínima</p>
Velocidade Máxima	<p>Não há determinação por norma para uma velocidade máxima, no entanto para esta análise utiliza-se o critério de velocidade crítica. Quando a velocidade final no trecho for maior que a velocidade crítica, a lâmina d'água máxima no trecho deverá seguir a relação $Y/D = 0,50$, garantindo a ventilação na tubulação. Para determinar a velocidade crítica utiliza-se a equação: $Vc = 6 \times \sqrt{(g \times Rh)}$</p>	<p>A norma portuguesa determina que a velocidade máxima de escoamento dentro dos coletores deve ser de 3,0 m/s nos coletores domésticos e de 5,0 m/s nos coletores unitários e separativos pluviais</p>

Critério/ Tópico	Norma Brasileira - NBR 9649/86	Regulamento Português - RGSPDADAR decreto nº 23/95
Velocidade Mínima	Não há determinação por norma para uma velocidade mínima na tubulação	A norma portuguesa determina que a velocidade mínima de escoamento dentro dos coletores deve ser de 0,6 m/s nos coletores domésticos e de 0,9 m/s nos coletores unitários e separativos pluviais
Materiais das Tubulações	As tubulações de esgoto podem ser dos seguintes materiais: cerâmicos, concreto, PVC, polietileno de alta densidade, poliéster armado com fios de vidro, ferro fundido, fibrocimento e de aço	Os materiais dos coletores de águas residuais domésticas podem ser de grés cerâmico vidrado interna e externamente, concreto, fibrocimento ou PVC enquanto os coletores de águas pluviais podem ser de concreto. Para situações em que o escoamento está sujeito à pressão , os materiais permitidos são de fibrocimento, PVC, ferro fundido e aço.

Critério/ Tópico	Norma Brasileira - NBR 9649/86	Regulamento Português - RGSPDADAR decreto nº 23/95
Controle de Septicidade	<p>As contaminações dentro das tubulações sejam controladas através da altura de lâmina d'água máxima, garantindo que haja ventilação dentro da tubulação, e da tensão trativa mínima de 1,0 Pa, responsável pela limpeza da tubulação e atingida através da declividade mínima</p>	<p>Pode-se utilizar quedas em troços de montante, onde as águas ainda não apresentam alto índice séptico. As turbulências em trechos de jusante devem ser minimizadas, já que o esgoto já apresenta caráter mais elevado de septicidade. A ventilação do sistema deve ser garantida através dos ramais de ligação e também com o controle da altura da lâmina d'água dentro da tubulação. O regulamento determina uma velocidade mínima de escoamento para regiões quentes que contenham águas residuais com índices elevados de carga orgânica. Para estes casos, a velocidade mínima deve ser determinada através da fórmula de Pomeroy:</p> $V = 0,042 \times (CB05 \times (1,07)^{(T - 20)})^{(1/2)}$ <p>Além desta verificação, em Portugal adota-se uma tensão trativa mínima de 1 e 4 Pa, sendo habitualmente considerado o valor de 2 Pa como critério geral.</p>

Quanto as velocidades do líquido dentro das tubulações, a norma portuguesa é mais precisa ao definir os limites mínimos e máximos em cada tipo de coletor. A norma brasileira, em contrapartida, estipula apenas um método de raciocínio para velocidades baseado num valor de velocidade crítica, determinado através do raio hidráulico da tubulação. O limite neste critério fica por conta da lâmina d'água a qual o líquido

atinge, permitindo assim que haja uma velocidade alta dentro do coletor com a condição de que o espaço para ventilação do esgoto seja suficiente para atender a norma. Em casos onde a velocidade máxima do líquido fica acima da velocidade crítica, pode-se adequar o escoamento à norma brasileira com o aumento do diâmetro da tubulação, e consequente diminuição da lâmina d'água.

Para os cálculos de dimensionamento um outro fator chama atenção quando se compara as duas normas, a vazão mínima de projeto. A norma brasileira determina uma vazão mínima a ser considerada para situações onde a vazão real que chegará no trecho é muito baixa. Portanto, sempre que a vazão do trecho em estudo for menor do que 1,5 l/s ou não houver informações suficientes para determinar este valor, utiliza-se para efeito do cálculo de dimensionamento a vazão de 1,5 l/s. O regulamento português não apresenta uma especificação para este critério, ou seja, no cálculo de dimensionamento dos coletores deve ser utilizado a vazão real dele, mesmo que este valor seja muito baixo. Contudo, o art.º 133 do RGSPDADAR aceita que se a vazão real não conduz aos limites inferiores preconizados para o dimensionamento hidráulico-sanitário, devem-se estabelecer declives que assegurem os valores limites para a vazão da secção cheia.

Na análise dos critérios referentes às declividades de escoamento, novamente a norma portuguesa apresenta critérios mais simples. O regulamento português determina que as declividades apresentadas pelos coletores devem estar entre 0,3 e 15% enquanto a norma brasileira adota fundamentos distintos para definir as declividades mínimas e máximas. Na determinação da declividade mínima o valor é obtido em função da vazão do trecho, onde maiores vazões apresentam limites mais baixos de declividade mínima. A norma brasileira ainda exige que a declividade mínima seja capaz de proporcionar ao escoamento uma tensão trativa mínima de 1.0 Pa. Na declividade máxima, novamente não é definido um valor direto e a norma brasileira determina que este valor seja encontrado através da consideração de uma hipotética velocidade máxima de 5,0 m/s dentro do coletor. Este critério nos traz uma consideração interessante na comparação entre as normas de Brasil e Portugal, justamente pelo fato de que o RGSPDADAR limita a 5,0 m/s o escoamento nos coletores unitários e separativos pluviais, o que demonstra uma similaridade normativa neste critério, mesmo que não seja diretamente.

Portanto, enxerga-se que a grande maioria dos critérios utilizados na norma brasileira também são adotados para o dimensionamento pelo RGSPDADAR. Há variações de limites e alguns dos valores são encontrados de maneiras diferentes. Um exemplo interessante que se pode observar durante o dimensionamento é o processo de cálculo da vazão do trecho. O consumo *per capita* em Portugal em grande parte dos casos será menor do que o adotado no Brasil. No entanto, na fórmula que determina a vazão do trecho, o fator de ponta segundo o RGSPDADAR deve ser encontrado em função da população. No Brasil, o *fator de ponta*, denominado coeficiente de máxima vazão, é determinado multiplicando os coeficientes de máxima vazão horária e máxima vazão diária. Se comparado os valores e o método de

cálculo, quase sempre o valor de *fator de ponta* encontrado no dimensionamento português será maior do que o para o dimensionamento pela NBR. Portanto, no cálculo da vazão um fator acaba compensando o outro e mesmo com limites diferentes encontra-se um equilíbrio entre as normas.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÕES

Após realizar este estudo comparativo entre a norma brasileira e o regulamento português que definem o método de dimensionamento de uma rede de drenagem de águas residuais em cada local, foi possível observar alguns pontos importantes. O primeiro deles é que os critérios envolvidos no dimensionamento são basicamente os mesmos. A lâmina d'água, as tensões trativas dentro das tubulações, as declividades e as velocidades de escoamento são pontos considerados em ambas as normas.

Um segundo ponto fica bem evidente quando comparadas a NBR 9649 e o RGSPDADAR. O regulamento português é mais conservador na adoção dos limites de cada critério. O diâmetro mínimo é superior comparativamente ao do brasileiro, a lâmina d'água máxima permitida para efluentes domésticos é inferior, há uma determinação de velocidade mínima de escoamento e a tensão trativa mínima é ligeiramente maior em Portugal. Frisa-se que no entanto, o critério da tensão trativa em Portugal surge como um critério de verificação complementar, não sendo obrigatório o seu cumprimento. Alguns valores são muito semelhantes como por exemplo o coeficiente de retorno determinado pela norma brasileira e o fator de afluência (similar à coeficiente de retorno) definido no regulamento português.

Ainda, um terceiro ponto, bem interessante, se destaca nesta análise: o modo como os critérios são apresentados por ambas as normas. A norma brasileira, quando se refere aos limites de cada critério tem a tendência de associá-los a outros, sendo subjetiva em suas limitações. Um exemplo disto são as declividades e a velocidade crítica dentro da tubulação. A NBR não estipula um intervalo exato de declividades que as tubulações devem seguir. Para atender a norma os valores máximos e mínimos de declividade devem ser encontrados em função das vazões de início e fim de plano. Em contrapartida o RGSPDADAR define um intervalo preciso de declividades máximas e mínimas. O mesmo ocorre com o critério de velocidade. Enquanto o regulamento português estipula uma velocidade máxima e uma velocidade mínima dentro do coletor, a norma brasileira associa o valor de velocidade crítica ao raio hidráulico de escoamento.

Não se pode afirmar qual das normas é mais vantajosa para o dimensionamento de uma rede coletora de esgotos. Ambas consideram diversos fatores que são fundamentais em um regime de escoamento livre, e grande parte deles assemelham-se. Em função das características de cada local e das experiências adquiridas em cada país é absolutamente compreensível que encontremos diferenças de valores e limites, que uma seja mais conservadora que a outra e que o jeito pelo qual as informações são transmitidas em cada norma seja distinto, afinal as culturas dos dois países são muito diferentes. Mas quando se é feito

um dimensionamento por ambas as normas, nota-se claramente que a sequência de cálculo e o modelo de pensamento se aproximam muito, que a essência das normas é basicamente a mesma.

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Em sequência deste trabalho seria muito interessante que fosse realizado um estudo abordando a questão financeira dos projetos de redes de esgoto em ambos os países. Apesar de os critérios seguirem uma lógica de pensamento muito semelhante em ambas as regiões, as pequenas diferenças de limites de cada critério poderia proporcionar uma significativa alteração de valores no momento da execução de um projeto de drenagem.

Os materiais disponíveis em cada país apresentam distintas cotações de preços assim como a mão de obra para instalação demandam custos diferentes. Baseado nestas distinções, um estudo financeiro em cima do cronograma de uma mesma obra de drenagem de esgoto executada em cada país, dentro das condições e das exigências normativas locais, nos traria dados comparativos muito relevantes e complementativos a este estudo técnico entre a norma brasileira e a norma portuguesa para sistemas públicos de águas residuais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALEM SOBRINHO, Pedro; TSUTIYA, Milton Tomoyuki. **Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário**. 2. ed. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2000.
- As Diretrizes de Projeto e Construção de Interceptores de Esgoto. **Téchne**, São Paulo, v. 1, n. 1, p.1-150, nov. 2011. mensal.
- BOTICA, André Henrique Patrício. **Redes de Drenagem de Águas Residuais Domésticas em Edifícios**. 2012. 100 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Militar, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2012.
- BRASIL. Constituição (1986). Norma nº 9648, de 1986. **Estudo de Concepção de Sistemas de Esgoto Sanitário**. p. 1-5.
- BRASIL. Constituição (1986). Norma nº 9649, de 1986. **Projeto de Redes Coletoras de Esgoto Sanitário**. p. 1-7.
- BRASIL. Constituição (1999). Norma nº 8160, de 1999. **Sistemas prediais de esgoto sanitário - Projeto e execução**. p. 1-74.
- CARDOSO, Adriana; ALMEIDA, Maria do Céu; COELHO, Sérgio Teixeira. **Avaliação do Impacto da Infiltração no Desempenho de Sistemas de Drenagem Urbana**. 2002. 17 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Lneg - Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2002.
- FERNANDES, Carlos. **Esgotos Sanitários**. João Pessoa: Univ./ufpb, 1997. 435 p.
- FERREIRA, Aurélio Buarque de Holanda. **Novo Dicionário Básico da Língua Portuguesa**. São Paulo: Editora Nova Fronteira, 1995. 687 p.
- LUIZI, Rui Pedro Silvestre de Lima. **Operação de Sistemas de Tratamento de Águas Residuais por Lamas Activadas com Arejamento Prolongado**. 2012. 84 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2012.
- MARQUES, José Alfeu Almeida de Sá; SOUSA, Joaquim José de Oliveira. **Hidráulica Urbana: Sistemas de abastecimento de água e de drenagem de águas residuais**. 2009. 279 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Águas Residuais, Imprensa da Universidade de Coimbra, Porto, 2009. Cap. 4050433.

MATOS, José de Saldanha. **Aspectos Históricos e Actuais da Evolução da Drenagem de Águas Residuais em Meio Urbano**. 2003. 23 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura do Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2003.

MORAES, Danielle Serra de Lima; JORDÃO, Berenice Quinzani. **Degradação de recursos hídricos e seus efeitos sobre a saúde humana**. 2002. 374 f. Tese (Doutorado) - Curso de Ciências do Ambiente, Biologia Geral, Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2002.

NOBRE, Profª Gersina. **Sistema de Esgoto**: São Paulo: Docplayer, 2012. 67 slides, color. Disponível em: <<http://docplayer.com.br/10340775-Sistema-de-esgoto-materiais-das-tubulacoes-profa-gersina-nobre.html>>. Acesso em: 01 fev. 2012

PORTUGAL. Constituição (1995). Decreto regulamentar nº 23, de 23 de agosto de 1995. **Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais**. Portugal, p. 5284-5319.

REDA, André Luiz de Lima. **Modelagem matemática na gestão ambiental fluvial: simulação dos impactos no sistema receptor de efluentes, para orientar operação de tratamento de esgoto, sujeito a variações meteorológicas transitórias**. 2006. 169 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Unilins; Ce.un.imt; U.P.mackenzie, São Paulo, 2006.

SISTEMAS DE DRENAGEM DE ÁGUAS RESIDUAIS. 2009. Disponível em: <[https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/282093452010768/4 Capitulo4.pdf](https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/282093452010768/4%20Capitulo4.pdf)>. Acesso em: 02 out. 2009.

STEEL, Ernest W. **Abastecimento de Água - Sistema de Esgotos**. Rio de Janeiro: Ed. Ao Livro Técnico S.a., 1966.

VON SPERLING, Marcos. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos**. 2005. 65 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia Sanitária e Ambiental, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2005.

ANEXO A (PARTE 1) - DIMENSIONAMENTO BRASILEIRO - PLANILHA DE CÁLCULO DA REDE DE ESGOTOS

ANEXO A (PARTE 1) - DIMENSIONAMENTO BRASILEIRO - PLANILHA DE CÁLCULO DA REDE DE ESGOTOS																
TRECHO Nº	EXTENSÃO (m)	TAXA DE CONTRIBUIÇÃO LINEAR (l/s x km)	TRECHO (l/s)	VAZÃO À MONTANTE (l/s)	VAZÃO À JUSANTE (l/s)	DIÂMETRO (mm)	DECLIVIDADE (m/m)	COTA DO TERRENO (m)	COTA DO COLETOR (m)	PROFUNDIDADE DO COLETOR (m)	LÂMINA LÍQUIDA (Y/D)	PROFUNDIDADE DA SINGULARIDADE À JUSANTE (m)	Vi (m/s)	pi (Pa)	Vc (m/s)	OBSERVAÇÕES
		INICIAL	INICIAL	INICIAL	INICIAL			MONTANTE	MONTANTE	MONTANTE	INICIAL		Vf (m/s)			
		FINAL	FINAL	FINAL	FINAL			JUSANTE	JUSANTE	JUSANTE	FINAL					
1-1	89	1,64	0,146	0	0,146	150	0,0455	502,05	500,55	1,50	0,15	1,50	0,98	6,4	2,22	
		3,34	0,297	0	0,297			498,00	496,50	1,50	0,15		0,98			
1-2	38	1,64	0,062	0,146	0,208	150	0,0603	498,00	496,50	1,50	0,14	1,50	1,09	7,8	2,12	
		3,34	0,127	0,297	0,424			495,71	494,21	1,50	0,14		1,09			
1-3	96	1,64	0,157	0,208	0,366	150	0,0478	495,71	494,21	1,50	0,15	1,50	1,00	6,5	2,21	
		3,34	0,321	0,424	0,745			491,12	489,62	1,50	0,15		1,00			
1-4	50	1,64	0,082	0,366	0,448	150	0,0372	491,12	489,62	1,50	0,15	1,50	0,91	5,3	2,27	
		3,34	0,167	0,745	0,912			489,26	487,76	1,50	0,15		0,91			
1-5	33	1,64	0,054	5,428	5,482	150	0,0548	489,26	487,76	1,50	0,26	1,61	0,45	12,6	2,92	QP1: Qi = Qf = 4,98 l/s
		3,34	0,110	5,892	6,002			487,56	485,95	1,61	0,27		0,48			
2-1	90	1,64	0,148	0	0,148	150	0,0046	487,86	486,36	1,50	0,26	1,61	0,41	1,0	2,85	
		3,34	0,301	0	0,301			487,56	485,95	1,61	0,26		0,41			
1-6	96	1,64	0,157	5,629	5,787	150	0,0266	487,56	485,95	1,61	0,33	1,50	1,12	7,4	3,25	
		3,34	0,321	6,303	6,623			484,90	483,40	1,50	0,35		1,16			
1-7	100	1,64	0,164	5,787	5,951	150	0,0030	484,90	483,40	1,50	0,62	2,40	0,51	1,3	3,96	
		3,34	0,334	6,623	6,957			485,50	483,10	2,40	0,70		0,53			
3-1	62	1,64	0,102	0	0,102	150	0,0208	495,47	493,97	1,50	0,18	1,50	0,73	3,4	2,42	
		3,34	0,207	0	0,207			494,18	492,68	1,50	0,18		0,73			
3-2	62	1,64	0,102	0,102	0,203	150	0,0095	494,18	492,68	1,50	0,21	1,50	0,54	18,0	2,64	
		3,34	0,207	0,207	0,414			493,59	492,09	1,50	0,21		0,54			
4-1	50	1,64	0,082	0	0,082	150	0,0502	496,10	494,60	1,50	0,14	1,50	1,02	6,7	2,22	
		3,34	0,167	0	0,167			493,59	492,09	1,50	0,14		1,02			
3-3	42	1,64	0,069	0,285	0,354	150	0,0110	493,59	492,09	1,50	0,21	1,50	0,57	2,0	2,60	
		3,34	0,140	0,581	0,721			493,13	491,63	1,50	0,21		0,57			
5-1	41	1,64	0,067	0	0,067	150	0,0456	495,00	493,50	1,50	0,15	1,50	0,98	6,2	2,22	
		3,34	0,137	0	0,137			493,13	491,63	1,50	0,15		0,98			
3-4	48	1,64	0,079	0,421	0,500	150	0,0471	493,13	491,63	1,50	0,15	1,50	0,99	6,4	2,21	
		3,34	0,160	0,858	1,019			490,87	489,37	1,50	0,15		0,99			
3-5	48	1,64	0,079	0,500	0,579	150	0,0275	490,87	489,37	1,50	0,17	1,50	0,81	4,2	2,35	
		3,34	0,160	1,019	1,179			489,55	488,05	1,50	0,17		0,81			
3-6	38	1,64	0,062	0,579	0,641	150	0,0126	489,55	488,05	1,50	0,20	1,50	0,60	2,3	2,56	
		3,34	0,127	1,179	1,306			489,07	487,57	1,50	0,20		0,60			
6-1	62	1,64	0,102	0	0,102	150	0,0197	490,84	489,34	1,50	0,17	1,50	0,77	3,8	2,38	
		3,34	0,207	0	0,207			489,62	488,12	1,50	0,17		0,77			
6-2	62	1,64	0,102	0,102	0,203	150	0,0089	489,62	488,12	1,50	0,22	1,50	0,53	1,7	2,65	
		3,34	0,207	0,207	0,414			489,07	487,57	1,50	0,22		0,53			
3-7	50	1,64	0,082	0,845	0,927	150	0,0232	489,07	487,57	1,50	0,17	1,50	0,76	3,7	2,52	
		3,34	0,167	1,720	1,887			487,91	486,41	1,50	0,19		0,80			
3-8	98	1,64	0,161	0,927	1,087	150	0,0246	487,91	486,41	1,50	0,17	2,40	0,78	3,9	2,59	Tubo de queda: 0,90 m
		3,34	0,327	1,887	2,214			485,50	484,00	1,50	0,21		0,86			
7-1	85	1,64	0,139	0	0,139	150	0,0088	486,25	483,85	2,40	0,22	2,40	0,53	1,7	2,66	Tubo de queda: 0,90 m
		3,34	0,284	0	0,284			485,50	484,00	1,50	0,22		0,53			
1-8	62	1,64	0,102	7,178	7,279	150	0,0287	485,50	484,00	1,50	0,36	1,50	1,22	8,6	3,46	
		3,34	0,207	9,456	9,663			483,72	482,22	1,50	0,42		1,31			
1-9	62	1,64	0,102	7,279	7,381	150	0,0284	483,72	482,22	1,50	0,37	1,50	1,22	8,5	3,48	
		3,34	0,207	9,663	9,870			481,96	480,46	1,50	0,43		1,31			

ANEXO A (PARTE 2) - DIMENSIONAMENTO BRASILEIRO - PLANILHA DE CÁLCULO DA REDE DE ESGOTOS

TRECHO Nº	EXTENSÃO (m)	TAXA DE CONTRIBUIÇÃO LINEAR (l/s x km)	CONTRIBUIÇÃO DO TRECHO (l/s)	VAZÃO À MONTANTE (l/s)	VAZÃO À JUSANTE (l/s)	DIÂMETRO (mm)	DECLIVIDADE (m/m)	COTA DO TERRENO (m)	COTA DO COLETOR (m)	PROFUNDIDADE DO COLETOR (m)	LÂMINA LÍQUIDA (Y/D)	PROFUNDIDADE DA SINGULARIDADE À JUSANTE (m)	Vi (m/s)	pi (Pa)	Vc (m/s)	OBSERVAÇÕES
		INICIAL	INICIAL	INICIAL	INICIAL			MONTANTE	MONTANTE	MONTANTE	INICIAL		Vf (m/s)			
		FINAL	FINAL	FINAL	FINAL			JUSANTE	JUSANTE	JUSANTE	FINAL					
8-1	75	1,64	0,123	0	0,123	150	0,0528	498,63	497,13	1,50	0,14	1,50	1,03	7,0	2,18	
		3,34	0,251	0	0,251			494,67	493,17	1,50	0,14		1,03			
9-1	90	1,64	0,148	0	0,148	150	0,0133	495,87	494,37	1,50	0,20	1,50	0,62	2,4	2,54	
		3,34	0,301	0	0,301			494,67	493,17	1,50	0,20		0,62			
8-2	98	1,64	0,161	0,271	0,431	150	0,0478	494,67	493,17	1,50	0,14	1,50	1,00	6,5	2,21	
		3,34	0,327	0,551	0,878			489,99	488,49	1,50	0,14		1,00			
10-1	51	1,64	0,084	0	0,084	150	0,0149	490,75	489,25	1,50	0,19	1,50	0,64	2,6	2,67	
		3,34	0,170	0	0,170			489,99	488,49	1,50	0,19		0,64			
11-1	88	1,64	0,144	0	0,144	150	0,0085	490,74	489,24	1,50	0,22	1,50	0,52	1,7	2,67	
		3,34	0,294	0	0,294			489,99	488,49	1,50	0,22		0,52			
8-3	98	1,64	0,161	0,659	0,820	150	0,0280	489,99	488,49	1,50	0,17	1,50	0,82	4,3	2,40	
		3,34	0,327	1,343	1,670			487,25	485,75	1,50	0,17		0,84			
12-1	90	1,64	0,148	0	0,148	150	0,0109	488,23	486,73	1,50	0,21	1,50	0,57	2,0	2,60	
		3,34	0,301	0	0,301			487,25	485,75	1,50	0,21		0,57			
8-4	92	1,64	0,151	0,968	1,118	150	0,0099	487,25	485,75	1,50	0,21	1,94	0,55	1,9	2,86	Degrau = 0,44 m
		3,34	0,307	1,971	2,278			486,34	484,84	1,50	0,21		0,61			
13-1	75	1,64	0,123	0	0,123	150	0,0395	497,17	495,67	1,50	0,16	1,57	0,92	5,5	2,26	
		3,34	0,251	0	0,251			494,28	492,71	1,57	0,16		0,92			
14-1	88	1,64	0,144	0	0,144	150	0,0045	494,61	493,11	1,50	0,26	1,57	0,41	1,0	2,85	
		3,34	0,294	0	0,294			494,28	492,71	1,57	0,26		0,41			
13-2	100	1,64	0,164	0,267	0,431	150	0,0330	494,28	492,71	1,57	0,16	1,50	0,87	4,9	2,30	
		3,34	0,334	0,544	0,878			490,91	489,41	1,50	0,16		0,87			
13-3	36	1,64	0,059	0,431	0,490	150	0,0386	490,91	489,41	1,50	0,15	1,50	0,92	5,5	2,26	
		3,34	0,120	0,878	0,999			489,52	488,02	1,50	0,15		0,92			
13-4	92	1,64	0,151	0,490	0,641	150	0,0345	489,52	488,02	1,50	0,16	1,50	0,88	5,0	2,90	QP2: Qi = 0 l/s; Qf = 4,98 l/s
		3,34	0,307	4,199	4,506			486,35	484,85	1,50	0,27		1,16			
15-1	60	1,64	0,098	0	0,098	150	0,0108	487,00	485,50	1,50	0,21	1,50	0,57	2,0	2,60	
		3,34	0,200	0	0,200			486,35	484,85	1,50	0,21		0,57			
13-5	58	1,64	0,095	0,740	0,835	150	0,0038	486,35	484,85	1,50	0,26	1,58	0,41	1,0	3,63	
		3,34	0,194	4,706	4,900			486,21	484,63	1,58	0,48		0,56			
13-6	58	1,64	0,095	0,835	0,930	150	0,0040	486,21	484,63	1,58	0,26	1,94	0,41	1,0	3,66	
		3,34	0,194	4,900	5,094			486,34	484,40	1,94	0,49		0,56			
8-5	82	1,64	0,134	2,048	2,183	150	0,0146	486,34	484,40	1,94	0,26	1,50	0,69	2,9	3,56	
		3,34	0,274	7,372	7,646			484,70	483,20	1,50	0,45		0,94			
8-6	82	1,64	0,134	2,183	2,317	150	0,0334	484,70	483,20	1,50	0,20	1,50	0,97	5,9	3,29	
		3,34	0,274	7,646	7,919			481,96	480,46	1,50	0,36		1,32			

ANEXO B - DIMENSIONAMENTO PORTUGUÊS: 1º PASSO - DIMENSIONAMENTO DOS COLETORES

Trecho	Vazões (l/s)		Cotas de terreno		Distância entre caixas (m)	Inclinação (%)		Diâmetros			Q secção cheia (m³/s) - Qo	q = Qc / Qo	h/D	Altura normal				
	Caudais Unitários de Percurso - Final de plano	Cálculo - Final de plano	Montante	Jusante		Terreno	Conduta	D - Meia secção (mm)	Comercial (mm)	Interior (mm)				h (m)	h (mm)	teta (radianos)	A (m²)	v = Q/A (m/s)
1-1	0,352	0,352	502,05	498,00	89,00	4,6%	4,6%	35,7	200	188,2	0,0595	0,006	0,055	0,0104	10	0,95	0,000604	0,58
1-2	0,150	0,503	498,00	495,71	38,00	6,0%	6,0%	38,7	200	188,2	0,0685	0,007	0,061	0,0115	12	1,00	0,000702	0,72
1-3	0,380	0,883	495,71	491,12	96,00	4,8%	4,8%	49,9	200	188,2	0,0610	0,014	0,084	0,0158	16	1,18	0,001123	0,79
1-4	0,198	1,081	491,12	489,26	50,00	3,7%	3,7%	56,4	200	188,2	0,0538	0,020	0,098	0,0185	18	1,27	0,001409	0,77
1-5	0,131	1,211	489,26	487,56	33,00	5,2%	5,2%	55,4	200	188,2	0,0633	0,019	0,096	0,0181	18	1,26	0,001362	0,89
2-1	0,356	0,356	487,86	487,56	90,00	0,3%	0,5%	54,2	200	188,2	0,0197	0,018	0,093	0,0176	18	1,24	0,001309	0,27
1-6	0,380	1,948	487,56	484,90	96,00	2,8%	2,8%	74,3	200	188,2	0,0464	0,042	0,139	0,0262	26	1,53	0,002348	0,83
1-7	0,396	2,343	484,90	485,50	100,00	-0,6%	1,8%	86,4	200	188,2	0,0374	0,063	0,169	0,0318	32	1,69	0,003103	0,76
3-1	0,245	0,245	495,47	494,18	62,00	2,1%	2,1%	36,1	200	188,2	0,0402	0,006	0,056	0,0106	11	0,96	0,000617	0,40
3-2	0,245	0,491	494,18	493,59	62,00	1,0%	1,0%	54,2	200	188,2	0,0272	0,018	0,093	0,0176	18	1,24	0,001308	0,38
4-1	0,198	0,198	496,10	493,59	50,00	5,0%	5,0%	28,2	200	188,2	0,0625	0,003	0,041	0,0078	8	0,82	0,000392	0,51
3-3	0,166	0,855	493,59	493,13	42,00	1,1%	4,5%	49,8	200	188,2	0,0592	0,014	0,084	0,0158	16	1,18	0,001122	0,76
5-1	0,162	0,162	495,00	493,13	41,00	4,6%	4,6%	26,7	200	188,2	0,0596	0,003	0,039	0,0072	7	0,79	0,000353	0,46
3-4	0,190	1,207	493,13	490,87	48,00	4,7%	4,7%	56,2	200	188,2	0,0605	0,020	0,098	0,0184	18	1,27	0,001402	0,86
3-5	0,190	1,397	490,87	489,55	48,00	2,7%	2,7%	65,7	200	188,2	0,0462	0,030	0,119	0,0224	22	1,41	0,001869	0,75
3-6	0,150	1,548	489,55	489,07	38,00	1,3%	2,6%	69,0	200	188,2	0,0450	0,034	0,127	0,0238	24	1,46	0,002046	0,76
6-1	0,245	0,245	490,84	489,62	62,00	2,0%	2,0%	36,4	200	188,2	0,0391	0,006	0,057	0,0107	11	0,96	0,000629	0,39
6-2	0,245	0,491	489,62	489,07	62,00	0,9%	0,9%	54,9	200	188,2	0,0263	0,019	0,095	0,0179	18	1,25	0,001340	0,37
3-7	0,198	2,237	489,07	487,91	50,00	2,3%	2,3%	80,9	200	188,2	0,0425	0,053	0,155	0,0292	29	1,62	0,002750	0,81
3-8	0,388	2,624	487,91	485,50	98,00	2,5%	2,5%	85,0	200	188,2	0,0437	0,060	0,165	0,0311	31	1,67	0,003012	0,87
7-1	0,336	0,336	486,25	485,50	85,00	0,9%	0,9%	47,7	200	188,2	0,0262	0,013	0,080	0,0150	15	1,14	0,001034	0,33
1-8	0,245	5,550	485,50	483,72	62,00	2,9%	2,9%	109,3	200	188,2	0,0473	0,117	0,230	0,0432	43	2,00	0,004826	1,15
1-9	0,245	5,795	483,72	481,96	62,00	2,8%	2,8%	111,4	200	188,2	0,0470	0,123	0,235	0,0443	44	2,03	0,004996	1,16
8-1	0,297	0,297	498,63	494,67	75,00	5,3%	5,3%	32,5	200	188,2	0,0641	0,005	0,049	0,0093	9	0,90	0,000510	0,58
9-1	0,356	0,356	495,87	494,67	90,00	1,3%	1,3%	45,1	200	188,2	0,0322	0,011	0,074	0,0140	14	1,10	0,000932	0,38
8-2	0,388	1,041	494,67	489,99	98,00	4,8%	4,8%	53,1	200	188,2	0,0609	0,017	0,091	0,0171	17	1,23	0,001259	0,83
10-1	0,202	0,202	490,75	489,99	51,00	1,5%	1,5%	35,7	200	188,2	0,0340	0,006	0,055	0,0104	10	0,95	0,000605	0,33
11-1	0,348	0,348	490,74	489,99	88,00	0,9%	0,9%	48,6	200	188,2	0,0257	0,014	0,082	0,0153	15	1,16	0,001072	0,33
8-3	0,388	1,979	489,99	487,25	98,00	2,8%	2,8%	74,6	200	188,2	0,0466	0,042	0,140	0,0263	26	1,53	0,002367	0,84
12-1	0,356	0,356	488,23	487,25	90,00	1,1%	1,1%	46,8	200	188,2	0,0291	0,012	0,078	0,0146	15	1,13	0,001000	0,36
8-4	0,364	2,700	487,25	486,34	92,00	1,0%	1,0%	101,9	200	188,2	0,0277	0,097	0,209	0,0394	39	1,90	0,004226	0,64
13-1	0,297	0,297	497,17	494,28	75,00	3,9%	3,9%	34,5	200	188,2	0,0547	0,005	0,053	0,0100	10	0,93	0,000569	0,52
14-1	0,348	0,348	494,61	494,28	88,00	0,4%	0,4%	56,7	200	188,2	0,0171	0,020	0,099	0,0186	19	1,28	0,001424	0,24
13-2	0,396	1,041	494,28	490,91	100,00	3,4%	3,4%	56,6	200	188,2	0,0512	0,020	0,099	0,0186	19	1,28	0,001421	0,73
13-3	0,143	1,184	490,91	489,52	36,00	3,9%	3,9%	57,9	200	188,2	0,0548	0,022	0,102	0,0191	19	1,30	0,001481	0,80
13-4	0,364	1,548	489,52	486,35	92,00	3,4%	3,4%	65,4	200	188,2	0,0518	0,030	0,118	0,0223	22	1,41	0,001856	0,83
15-1	0,238	0,238	487,00	486,35	60,00	1,1%	1,1%	40,3	200	188,2	0,0290	0,008	0,064	0,0121	12	1,03	0,000756	0,31
13-5	0,230	2,015	486,35	486,21	58,00	0,2%	2,1%	79,3	200	188,2	0,0404	0,050	0,151	0,0285	28	1,60	0,002647	0,76
13-6	0,230	2,244	486,21	486,34	58,00	-0,2%	1,9%	84,1	200	188,2	0,0384	0,058	0,163	0,0307	31	1,66	0,002955	0,76
8-5	0,325	5,269	486,34	484,70	82,00	2,0%	2,0%	114,7	200	188,2	0,0394	0,134	0,245	0,0461	46	2,07	0,005288	1,00
8-6	0,325	5,593	484,70	481,96	82,00	3,3%	3,3%	106,6	200	188,2	0,0510	0,110	0,222	0,0418	42	1,96	0,004599	1,22
(1-9) + (8-6) =		11,389			2877,00	i > 0,3%						h/D ≤ 0,5						v < 3,0 m/s

ANEXO C - DIMENSIONAMENTO PORTUGUÊS: 2º PASSO - VERIFICAÇÃO PARA INÍCIO DE PLANO

Trecho	Vazões (l/s)		Inclinação (%)		Distância entre caixas (m)	Diâmetros			Altura normal										
	Caudal Unitário de Percurso - Início de plano	Cálculo - Início de plano	Terreno	conduta		Técnico (mm)	comercial (mm)	interior (mm)	Q secção cheia (m3/s)	q = Q / Qo	h/D	h (m)	h (mm)	teta (radianos)	A (m2)	v = Q/A (m/s)	Rh (m)	T (N/m²)	
1-1	0,163	0,163	4,6%	4,6%	89,00	-	200	188,2	0,0595	0,003	0,039	0,0073	7	0,7908	0,000354	0,46	0,0048	2,1197	NÃO
	Verificação Q secção cheia	59,492	4,6%	90,00	-	200	188,2	0,0595	1,000	0,799	0,1505	150	4,4258	0,023842	2,36	0,0572	25,5297	OK PARA SECÇÃO CHEIA	
1-2	0,070	0,322	6,0%	6,0%	38,00	-	200	188,2	0,0685	0,003	0,043	0,0080	8	0,8321	0,000411	0,52	0,0052	3,9976	NÃO
	Verificação Q secção cheia	68,462	6,0%	38,00	-	200	188,2	0,0685	1,000	0,799	0,1505	150	4,4258	0,023842	2,37	0,0572	33,8090	OK PARA SECÇÃO CHEIA	
1-3	0,176	0,408	4,8%	4,8%	96,00	-	200	188,2	0,0610	0,007	0,059	0,0110	11	0,9778	0,000658	0,62	0,0071	3,3491	OK
1-4	0,091	0,499	3,7%	3,7%	50,00	-	200	188,2	0,0538	0,009	0,068	0,0129	13	1,0576	0,000825	0,60	0,0083	3,0236	OK
1-5	0,060	0,560	5,2%	5,2%	33,00	-	200	188,2	0,0633	0,009	0,067	0,0126	13	1,0454	0,000798	0,70	0,0081	4,9994	OK
2-1	0,165	0,165	0,3%	0,5%	90,00	-	200	188,2	0,0197	0,008	0,065	0,0122	12	1,0310	0,000767	0,21	0,0079	0,3873	NÃO
	Verificação Q secção cheia	19,720	0,5%	90,00	-	200	188,2	0,0197	1,000	0,799	0,1505	150	4,4258	0,023842	0,81	0,0572	2,8051	OK PARA SECÇÃO CHEIA	
1-6	0,176	0,900	2,8%	2,8%	96,00	-	200	188,2	0,0464	0,019	0,097	0,0182	18	1,2637	0,001375	0,65	0,0116	3,1899	OK
1-7	0,183	1,083	-0,6%	1,8%	100,00	-	200	188,2	0,0374	0,029	0,117	0,0220	22	1,3943	0,001814	0,60	0,0138	2,4395	NÃO
	Verificação Q secção cheia	37,416	1,8%	100,00	-	200	188,2	0,0374	1,000	0,799	0,1505	150	4,4258	0,023842	1,57	0,0572	16,9084	OK PARA SECÇÃO CHEIA	
3-1	0,113	0,113	2,1%	2,1%	62,00	-	200	188,2	0,0402	0,003	0,039	0,0074	7	0,7964	0,000361	0,11	0,0048	0,9425	NÃO
	Verificação Q secção cheia	40,228	2,1%	62,00	-	200	188,2	0,0402	1,000	0,799	0,1505	150	4,4258	0,023842	1,59	0,0572	11,6729	OK PARA SECÇÃO CHEIA	
3-2	0,113	0,227	1,0%	1,0%	62,00	-	200	188,2	0,0272	0,008	0,065	0,0122	12	1,0307	0,000766	0,30	0,0079	0,7302	NÃO
	Verificação Q secção cheia	27,205	1,0%	62,00	-	200	188,2	0,0272	1,000	0,799	0,1505	150	4,4258	0,023842	1,14	0,0571	5,2365	OK PARA SECÇÃO CHEIA	
4-1	0,091	0,091	5,0%	5,0%	50,00	-	200	188,2	0,0625	0,001	0,029	0,0054	5	0,6823	0,000229	0,60	0,0036	0,5500	NÃO
	Verificação Q secção cheia	62,485	5,0%	50,00	-	200	188,2	0,0625	1,000	0,799	0,1505	150	4,4258	0,023842	2,62	0,0572	28,1834	OK PARA SECÇÃO CHEIA	
3-3	0,077	0,395	1,1%	4,5%	42,00	-	200	188,2	0,0592	0,007	0,059	0,0110	11	0,9775	0,000657	0,60	0,0071	3,1496	OK
5-1	0,075	0,075	4,6%	4,6%	41,00	-	200	188,2	0,0596	0,001	0,027	0,0051	5	0,6585	0,000206	0,30	0,0033	1,4074	NÃO
	Verificação Q secção cheia	59,560	4,6%	41,00	-	200	188,2	0,0596	1,000	0,799	0,1505	150	4,4258	0,023842	2,50	0,0572	25,5881	OK PARA SECÇÃO CHEIA	
3-4	0,088	0,558	4,7%	4,7%	48,00	-	200	188,2	0,0605	0,009	0,068	0,0128	13	1,0559	0,000821	0,68	0,0083	3,8149	OK
3-5	0,088	0,646	2,7%	2,7%	48,00	-	200	188,2	0,0462	0,014	0,083	0,0156	16	1,1669	0,001095	0,59	0,0100	2,6877	NÃO
	Verificação Q secção cheia	46,248	2,7%	48,00	-	200	188,2	0,0462	1,000	0,799	0,1505	150	4,4258	0,023842	1,94	0,0572	15,4281	OK PARA SECÇÃO CHEIA	
3-6	0,070	0,715	1,3%	2,6%	38,00	-	200	188,2	0,0450	0,016	0,088	0,0165	17	1,2043	0,001198	0,60	0,0106	2,6947	NÃO
	Verificação Q secção cheia	44,969	2,6%	38,00	-	200	188,2	0,0450	1,000	0,799	0,1505	150	4,4258	0,023842	1,99	0,0572	14,5866	OK PARA SECÇÃO CHEIA	
6-1	0,113	0,113	2,0%	2,0%	62,00	-	200	188,2	0,0391	0,003	0,040	0,0075	7	0,8017	0,000368	0,11	0,0049	0,9421	NÃO
	Verificação Q secção cheia	39,121	2,0%	62,00	-	200	188,2	0,0391	1,000	0,799	0,1505	150	4,4258	0,023842	1,44	0,0571	11,3095	OK PARA SECÇÃO CHEIA	
6-2	0,113	0,227	0,9%	0,9%	62,00	-	200	188,2	0,0263	0,009	0,066	0,0124	12	1,0394	0,000785	0,20	0,0080	0,6597	NÃO
	Verificação Q secção cheia	26,267	0,9%	62,00	-	200	188,2	0,0263	1,000	0,799	0,1505	150	4,4258	0,023842	1,10	0,0572	4,9768	OK PARA SECÇÃO CHEIA	
3-7	0,091	1,033	2,3%	2,3%	50,00	-	200	188,2	0,0425	0,024	0,107	0,0202	20	1,3359	0,001609	0,64	0,0128	2,9097	OK
3-8	0,179	1,213	2,5%	2,5%	98,00	-	200	188,2	0,0437	0,028	0,114	0,0215	22	1,3796	0,001761	0,69	0,0136	2,8099	OK
7-1	0,155	0,155	0,9%	0,9%	85,00	-	200	188,2	0,0262	0,006	0,055	0,0104	10	0,9503	0,000605	0,20	0,0068	0,5813	NÃO
	Verificação Q secção cheia	26,197	0,9%	85,00	-	200	188,2	0,0262	1,000	0,799	0,1505	150	4,4258	0,023842	1,10	0,0572	4,9502	OK PARA SECÇÃO CHEIA	
1-8	0,113	2,564	2,9%	2,9%	62,00	-	200	188,2	0,0473	0,054	0,157	0,0296	30	1,6323	0,002808	0,91	0,0183	5,1435	OK
1-9	0,113	2,678	2,8%	2,8%	62,00	-	200	188,2	0,0470	0,057	0,161	0,0303	30	1,6529	0,002905	0,92	0,0187	5,1967	OK
8-1	0,137	0,137	5,3%	5,3%	75,00	-	200	188,2	0,0641	0,002	0,034	0,0065	6	0,7463	0,000298	0,46	0,0042	2,1976	NÃO
	Verificação Q secção cheia	64,083	5,3%	75,00	-	200	188,2	0,0641	1,000	0,799	0,1505	150	4,4258	0,023842	2,69	0,0572	29,6220	OK PARA SECÇÃO CHEIA	
9-1	0,165	0,165	1,3%	1,3%	90,00	-	200	188,2	0,0322	0,005	0,052	0,0097	10	0,9172	0,000546	0,30	0,0063	0,2209	NÃO
	Verificação Q secção cheia	32,203	1,3%	90,00	-	200	188,2	0,0322	1,000	0,799	0,1505	150	4,4258	0,023842	1,35	0,0572	7,4963	OK PARA SECÇÃO CHEIA	
8-2	0,179	0,481	4,8%	4,8%	98,00	-	200	188,2	0,0609	0,008	0,063	0,0119	12	1,0173	0,000738	0,65	0,0077	3,0993	OK
10-1	0,093	0,093	1,5%	1,5%	51,00	-	200	188,2	0,0340	0,003	0,039	0,0073	7	0,7911	0,000354	0,20	0,0048	0,6500	NÃO
	Verificação Q secção cheia	34,045	1,5%	51,00	-	200	188,2	0,0340	1,000	0,799	0,1505	150	4,4258	0,023842	1,41	0,0572	9,3601	OK PARA SECÇÃO CHEIA	
11-1	0,161	0,161	0,9%	0,9%	88,00	-	200	188,2	0,0257	0,006	0,057	0,0107	11	0,9622	0,000628	0,20	0,0069	0,5789	NÃO
	Verificação Q secção cheia	25,746	0,9%	88,00	-	200	188,2	0,0257	1,000	0,799	0,1505	150	4,4258	0,023842	1,08	0,0572	4,7814	OK PARA SECÇÃO CHEIA	
8-3	0,179	0,915	2,8%	2,8%	98,00	-	200	188,2	0,0466	0,020	0,097	0,0183	18	1,2673	0,001386	0,66	0,0116	3,1819	OK
12-1	0,165	0,165	1,1%	1,1%	90,00	-	200	188,2	0,0291	0,006	0,054	0,0102	10	0,9395	0,000586	0,24	0,0066	0,7007	NÃO
	Verificação Q secção cheia	29,102	1,1%	90,00	-	200	188,2	0,0291	1,000	0,799	0,1505	150	4,4258	0,023842	1,22	0,0572	6,1089	OK PARA SECÇÃO CHEIA	
8-4	0,168	1,247	1,0%	1,0%	92,00	-	200	188,2	0,0277	0,045	0,144	0,0271	27	1,5564	0,002464	0,51	0,0168	1,6306	NÃO
	Verificação Q secção cheia	27,737	1,0%	92,00	-	200	188,2	0,0277	1,000	0,799	0,1505	150	4,4258	0,023842	1,16	0,0572	5,5493	OK PARA SECÇÃO CHEIA	
13-1	0,137	0,137	3,9%	3,9%	75,00	-	200	188,2	0,0547	0,003	0,037	0,0070	7	0,7745	0,000333	0,41	0,0046	1,2200	NÃO
	Verificação Q secção cheia	54,745	3,9%	75,00	-	200	188,2	0,0547	1,000	0,799	0,1505	150	4,4258	0,023842	2,30	0,0572	21,6183	OK PARA SECÇÃO CHEIA	
14-1	0,161	0,161	0,4%	0,4%	88,00	-	200	188,2	0,0171	0,009	0,069	0,0129	13	1,0615	0,000834	0,10	0,0084	0,2800	NÃO
	Verificação Q secção cheia	17,078	0,4%	88,00	-	200	188,2	0,0171	1,000	0,799	0,1505	150	4,4258	0,023842	0,75	0,0572	3,2038	OK PARA SECÇÃO CHEIA	
13-2	0,183	0,481	3,4%	3,4%	100,00	-	200	188,2	0,0512	0,009	0,069	0,0129	13	1,0607	0,000832	0,58	0,0083	2,7542	NÃO
	Verificação Q secção cheia	51,197	3,4%	100,00	-	200	188,2	0,0512	1,000	0,799	0,1505	150	4,4258	0,023842	2,15	0,0572	18,9065	OK PARA SECÇÃO CHEIA	
13-3	0,066	0,547	3,9%	3,9%	36,00	-	200	188,2	0,0548	0,010	0,071	0,0133	13	1,0762	0,000868	0,61	0,0086	3,2408	OK
13-4	0,168	0,715	3,4%	3,4%	92,00	-	200	188,2	0,0518	0,014	0,082	0,0155	15	1,1639	0,001087	0,66	0,0099	3,3517	OK
15-1	0,110	0,110	1,1%	1,1%	60,00	-	200	188,2	0,0290	0,004	0,045	0,0084	8	0,8537	0,000443	0,25	0,0055	0,5851	NÃO
	Verificação Q secção cheia	29,027	1,1%	60,00	-	200	188,2	0,0290	1,000	0,799	0,1505	150	4,4258	0,023842	1,22	0,0572	6,0778	OK PARA SECÇÃO CHEIA	
13-5	0,106	0,931	0,2%	2,1%	58,00	-	200	188,2	0,0404	0,023	0,105	0,0197	20	1,3181	0,001549	0,60	0,0125	2,5702	OK
13-6	0,106	1,037	-0,2%	1,9%	58,00	-	200	188,2	0,0384	0,027	0,113	0,0212	21	1,3703	0,001728	0,60	0,0134	2,4956	