

UNIVERSIDADE DO VALE DO RIO DOS SINOS - UNISINOS
UNIDADE ACADÊMICA DE GRADUAÇÃO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

LUCAS RAFAEL FERNANDES MAURER

ANÁLISE COMPARATIVA DE CUSTOS ENTRE REDES EM PEAD E CONCRETO
PARA SISTEMAS DE DRENAGEM EM LOTEAMENTO

São Leopoldo

2019

LUCAS RAFAEL FERNANDES MAURER

**ANÁLISE COMPARATIVA DE CUSTOS ENTRE REDES EM PEAD E CONCRETO
PARA SISTEMAS DE DRENAGEM EM LOTEAMENTO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, pelo Curso de Engenharia Civil da Universidade do Vale do Rio dos Sinos – UNISINOS.

Orientadora: Profa. Me. Eliane Conterato

São Leopoldo

2019

Dedico esse trabalho aos meus pais, Rudi e Maria Inêz,
que sempre sonharam em ver os filhos cursando uma
graduação, se dedicando para que nada faltasse e me
conduzindo pelo caminho do bem.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, alicerce de nossas vidas, por ter me dado forças para superar as dificuldades e chegar até este momento.

A meus pais, meus três irmãos e demais familiares, por todo incentivo e participação nos momentos difíceis, sendo peças fundamentais na construção desta conquista.

A minha noiva Anielle que me acompanhou e me deu forças para continuar me dedicando na graduação, sendo compreensiva nos momentos de ausência e me apoiando para planejar o futuro, focando nos objetivos junto comigo.

A minha orientadora, Profa. Eliane que sempre foi solícita para me auxiliar, ao Prof. Lucas, pela sugestão do tema para o trabalho de conclusão de curso, e também aos demais professores do curso de Engenharia Civil da Unisinos, pelo compartilhamento de seus valiosos conhecimentos durante todos estes anos de curso.

Aos diversos engenheiros e profissionais da área que em algum momento serviram como inspiração para continuar estudando e buscando conhecimento, em especial ao primeiro incentivador na escolha da Graduação em Engenharia Civil, Eng. Schokal.

Aos meus colegas de trabalho da Prefeitura Municipal de Portão, pelo companheirismo e compreensão nos dias em que necessitei me ausentar para dedicar-me ao estudo.

E finalmente, aos colegas de faculdade, amigos e todas as pessoas que de alguma forma me incentivaram ou auxiliaram, sem o apoio de todos não teria sido possível chegar até aqui.

Muito obrigado.

“A água desfaz os montes e preenche os vales, e desejaria a Terra em perfeita esfericidade, se assim ela pudesse”. Frase de Leonardo da Vinci, cerca do ano de 1500. (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016).

RESUMO

A rede de drenagem pluvial urbana é um dos itens que compõe a infraestrutura básica de um município, sendo de grande importância para a condução das águas pluviais até os corpos hídricos receptores ou locais destinados para este fim. Com o passar dos anos, houve grande desenvolvimento das cidades, muitas vezes sem que os investimentos necessários nessa área fossem realizados, causando diversos problemas à população, como alagamentos, propagação de doenças e prejuízos financeiros. Além da falta de investimentos, há ainda a escassez de mão de obra especializada e também a falta de recursos financeiros para a execução destas redes. Este trabalho apresenta um estudo comparativo de custos e técnicas de execução entre o sistema convencional de tubos de concreto rígidos e o recente sistema de tubos flexíveis de polietileno de alta densidade (PEAD). Foi realizado um estudo considerando projeto e implantação, para uma mesma área, de sistema de drenagem com os dois materiais estudados. Ao final, é feito um comparativo de custos e de vantagens e desvantagens entre os sistemas analisados nas diferentes etapas de projeto e execução, apresentando a solução considerada como mais viável economicamente.

Palavras-chave: Drenagem pluvial urbana; Tubos de concreto; Tubos de PEAD; Custos em drenagem.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ciclo Hidrológico	18
Figura 2 – Exemplo de elementos básicos da microdrenagem	26
Figura 3 – Exemplo de seção típica de uma sarjeta.....	27
Figura 4 – Bocas de lobo, com diferentes capacidades hidráulicas de captação.	28
Figura 5 – Exemplos de tipos de boca de lobo	29
Figura 6 – Exemplo de seção de uma boca de lobo	30
Figura 7 – Representação esquemática de uma galeria subterrânea	32
Figura 8 – Execução de galeria de macrodrenagem.....	35
Figura 9 – Aqueduto Acqua Appia, construído em 312 a.C.	36
Figura 10 – Tubos de concreto com encaixe do tipo macho-fêmea	39
Figura 11 – Instalação de tubos de concreto com encaixe do tipo ponta-bolsa.	40
Figura 12 – Tipos de juntas conforme o modelo de encaixe do tubo de concreto.....	42
Figura 13 – Armazenagem dos tubos PEAD para obra de sistema de drenagem	43
Figura 14 - Tubo em PEAD com face externa lisa	43
Figura 15 - Substituição de rede de drenagem em obra na cidade de Portão-RS	44
Figura 16 – Instalação com alavanca e barra de ferro	45
Figura 17 – Instalação com escavadeira	45
Figura 18 – Instalação com escavadeira e cinta	46
Figura 19 – Encaixe adequado entre tubos.....	46
Figura 20 – Projeção do sistema viário e curvas de nível do loteamento em estudo	50

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Eventos históricos para a hidráulica no mundo	37
Quadro 2 - Eventos históricos para a hidráulica no Brasil	37
Quadro 3 - Desenvolvimento dos conceitos sobre águas urbanas	38

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Coeficientes de escoamento	22
Tabela 2 - períodos de retorno para diferentes ocupações da área.....	23
Tabela 3 – Coeficientes da equação IDF para algumas cidades brasileiras	24
Tabela 4 – Fatores de redução de escoamento sarjetas.	27
Tabela 5 – Fatores redução escoamento bocas de lobo.....	31
Tabela 6 – Valores usuais do coeficiente de Manning	33
Tabela 7 - Especificações de diâmetros comerciais de tubulações em PEAD.....	47
Tabela 8 – Vazões por trecho da rede projetada	54
Tabela 9 – Comparação de diâmetros das tubulações para o mesmo trecho	55
Tabela 10 – Quantificação linear de tubos por diâmetro comercial	56
Tabela 11 – Comparativo de volumes e valores de escavação de valas	57
Tabela 12 – Comparativo de escoramento de valas	57
Tabela 13 – Comparativo de lastro de brita.....	57
Tabela 14 – Comparativo de volumes de reaterro mecanizado de valas	58
Tabela 15 – Comparativo de volume e transporte até o bota-fora	58
Tabela 16 – Comparativo custo de itens relacionados a escavação e reaterro	59
Tabela 17 – Comparativo custo dos itens relacionados aos tubos e assentamento ..	59
Tabela 18 – Comparativo de custos totais para implantação das diferentes redes...	60

LISTA DE SIGLAS

A	Área do item em estudo (Km ²)
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
C	Coefficiente de escoamento superficial (adimensional)
I	Intensidade de precipitação, em mm/h.
L	Comprimento (Km)
N	Coefficiente de Manning (adimensional)
NBR	Normas Brasileiras de Regulação
PEAD	Polietileno de Alta Densidade
Q	Vazão (m ³ /s)
Q _p	Vazão de pico (m ³ /s)
R	Raio hidráulico (m)
S _o	Declividade longitudinal da rua (m/m)
T _c	Tempo de concentração (min)
T _d	Tempo de duração da chuva (min)
T _p	Tempo de percurso (min)
T _r	Tempo de retorno (anos)

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	TEMA.....	14
1.2	DELIMITAÇÃO DO TEMA	14
1.3	PROBLEMA.....	14
1.4	OBJETIVOS.....	15
1.1.1	Objetivo Geral	15
1.1.2	Objetivos Específicos.....	15
1.5	JUSTIFICATIVA.....	15
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	17
2.1	O ESCOAMENTO SUPERFICIAL E A DRENAGEM URBANA.....	17
2.1.1	Geração e condução de escoamento.....	20
2.1.2	Microdrenagem	26
2.1.3	Macrodrenagem	34
2.2	EVOLUÇÃO DE MATERIAIS UTILIZADOS EM DRENAGEM URBANA..	35
2.2.1	Tubos de concreto.....	39
2.2.2	Tubos em PEAD	42
2.3	ESTUDOS DE COMPARAÇÃO DE CUSTOS ENTRE TUBULAÇÕES....	47
3	METODOLOGIA.....	50
3.1	DEFINIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	50
3.2	DETERMINAÇÃO DAS VAZÕES DE PROJETO	51
3.3	DIMENSIONAMENTO DA REDE	52
3.4	LEVANTAMENTO DE QUANTITATIVOS E ORÇAMENTO	53
4	ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	54
5	CONCLUSÃO.....	61
6	REFERÊNCIAS.....	63
	APÊNDICE A – PLANTA BAIXA LOTEAMENTO COM REDE DE CONCRETO	66
	APÊNDICE B - DIMENSIONAMENTO DA REDE DE CONCRETO.....	67
	APÊNDICE C – PLANTA BAIXA LOTEAMENTO COM REDE EM PEAD	68
	APÊNDICE D - DIMENSIONAMENTO DA REDE EM PEAD	69
	APÊNDICE E - VERIFICAÇÃO DE SARJETAS E BOCAS DE LOBO	70
	APÊNDICE F - CÁLCULO DOS VOLUMES DE ESCAVAÇÃO	71
	APÊNDICE G - CÁLCULO DOS VOLUMES DE LASTRO DE BRITA	72

APÊNDICE H - CÁLCULO REATERRO E TRANSPORTE ATÉ BOTA FORA	73
APÊNDICE I - CÁLCULO DO ESCORAMENTO DE VALAS.....	74
APÊNDICE J – ORÇAMENTO DAS REDES COM TUBOS DE CONCRETO	75
APÊNDICE L – ORÇAMENTO DAS REDES COM TUBOS EM PEAD	76

1. INTRODUÇÃO

A urbanização das cidades impacta diretamente na ocupação do solo e no seu padrão de uso, gerando muitas vezes um aspecto negativo no que se refere ao excesso de escoamento superficial. A remoção da vegetação original, impermeabilização das superfícies devido às construções e arruamentos, falta de planejamento do espaço urbano, ocupação de áreas próximas às várzeas de rios, são fatores que contribuem para o problema de inundações e alagamentos urbanos.

Conforme Tucci (1995, p. 17), a urbanização tem como efeito principal o aumento da vazão máxima, a antecipação do pico de vazão e o aumento do volume do escoamento superficial.

Nos locais onde ocorrem inundações ou alagamentos, inúmeros são os prejuízos, tanto para a população quanto para os órgãos públicos. Esses prejuízos são relacionados à perda de bens materiais por causa da entrada de água em casas, desalojamento de famílias, bloqueios de trânsito, danificação de vias e automóveis, além de proliferação de doenças que impactam na saúde da população.

Com a impermeabilização do solo, a parcela de águas pluviais que antes infiltrava, escoava lentamente ou ficava retida nas plantas, acaba escoando pelos condutos da drenagem. Esses condutos são parte de um sistema (micro e macrodrenagem) responsável pela coleta, transporte e por vezes armazenamento do escoamento gerado, que muitas vezes é composto por obras complexas e de elevado custo.

O correto dimensionamento e execução das redes de microdrenagem são de grande importância para evitar os problemas de inundações localizadas, e deve ser associado posteriormente com algum método que leve em consideração a bacia como um todo, para que os problemas não sejam somente transferidos para jusante desta.

Em relação à execução da microdrenagem, ainda é muito comum na execução das redes, a utilização dos tradicionais tubos de concreto. Por possuírem diversos diâmetros comerciais, preços razoáveis e apresentarem uma boa durabilidade e resistência, ainda são considerados uma boa alternativa. Acompanhando a evolução da tecnologia, novos materiais surgem no mercado

ganhando espaço em substituição aos tradicionais. Há alguns anos, uma nova composição de tubos vem sendo utilizada em obras de drenagem, que são os tubos em polietileno de alta densidade (PEAD). Tubulações desse material prometem desempenhar a mesma função que os tradicionais de concreto e oferecem benefícios quanto a sua forma de implantação, manejo, durabilidade e eficiência.

Contudo muitas dúvidas ainda surgem em relação ao custo de sistemas utilizando esse material. Estudos vêm sendo realizados, apresentando uma análise comparativa entre estes dois sistemas, levando em consideração suas particularidades e principalmente, sua viabilidade financeira de execução para um mesmo local. Entre esses estudos pode-se citar Cavalcanti (2015), Florêncio (2016) e Andrade e Abreu (2017). O presente trabalho visa contribuir com informações comparativas entre o uso desses dois materiais para a melhor escolha dentre eles.

1.1 TEMA

Estudo de viabilidade econômica em implantação de sistemas de drenagem com redes de diferentes materiais.

1.2 DELIMITAÇÃO DO TEMA

O presente trabalho se delimita a comparar custos entre tubos de concreto e tubos em PEAD na implantação de rede de drenagem em um loteamento com topografia de baixa declividade e área aproximada de 20ha, em uma cidade do Vale do Rio dos Sinos/RS.

1.3 PROBLEMA

As tubulações em PEAD vêm sendo utilizadas para execução de redes de drenagem, em substituição aos tradicionais tubos de concreto. Sabe-se que existem algumas divergências em relação aos custos de execução envolvendo os dois materiais. Qual dos sistemas seria o mais viável economicamente considerando as suas particularidades de execução?

1.4 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Avaliar qual material entre concreto e PEAD é mais viável economicamente na execução de tubulação de drenagem urbana em loteamentos.

1.1.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos são:

- a) definir o traçado da rede de drenagem na área de estudo;
- b) dimensionar a rede de drenagem para as duas situações de materiais;
- c) quantificar os serviços complementares envolvidos em cada uma delas;
- d) calcular os custos envolvidos nos dois métodos avaliados;
- e) comparar as alternativas estudadas.

1.5 JUSTIFICATIVA

Diante do crescente uso dos tubos em PEAD em substituição aos tradicionais tubos de concreto para drenagem urbana, faz-se necessária uma análise crítica quanto aos custos de sua implantação, uma vez que as empresas desenvolvedoras do produto citam basicamente suas grandes vantagens e o apresentam como uma tecnologia inovadora, que promete desempenhar com excelência a função para a qual foram projetados.

Como as obras de drenagem urbana são de extrema importância em cidades cada vez mais populosas, deve-se também levar em consideração a periodicidade e necessidade de manutenção das redes de drenagem, pois para efetuar tais ações geralmente são necessárias interrupções de trânsito, gerando congestionamentos, danos à pavimentação de vias e no caso de bloqueios destas redes, podem haver problemas de inundações localizadas, causando prejuízos materiais para a população ou até mesmo problemas relacionados à saúde pública.

Na construção civil um dos grandes determinantes para a escolha do material e sistema a ser utilizado em uma obra é o custo. Buscando garantir que o dinheiro investido seja usado com economicidade e eficiência, seja ele do setor privado ou

público, esse estudo comparativo mostra-se necessário para esclarecer dúvidas em relação à custos de materiais e sua execução, assim como a manutenção ao longo de sua vida útil. Com isso o estudo disponibilizará informações que poderão ser utilizadas na tomada de decisão em obras de drenagem urbana.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Para a realização deste trabalho, o embasamento teórico foi obtido através de pesquisas em literaturas, artigos científicos, normativas, textos e catálogos de produtos da área, que serviram de base para analisar, dimensionar e concluir os resultados obtidos.

2.1 O ESCOAMENTO SUPERFICIAL E A DRENAGEM URBANA

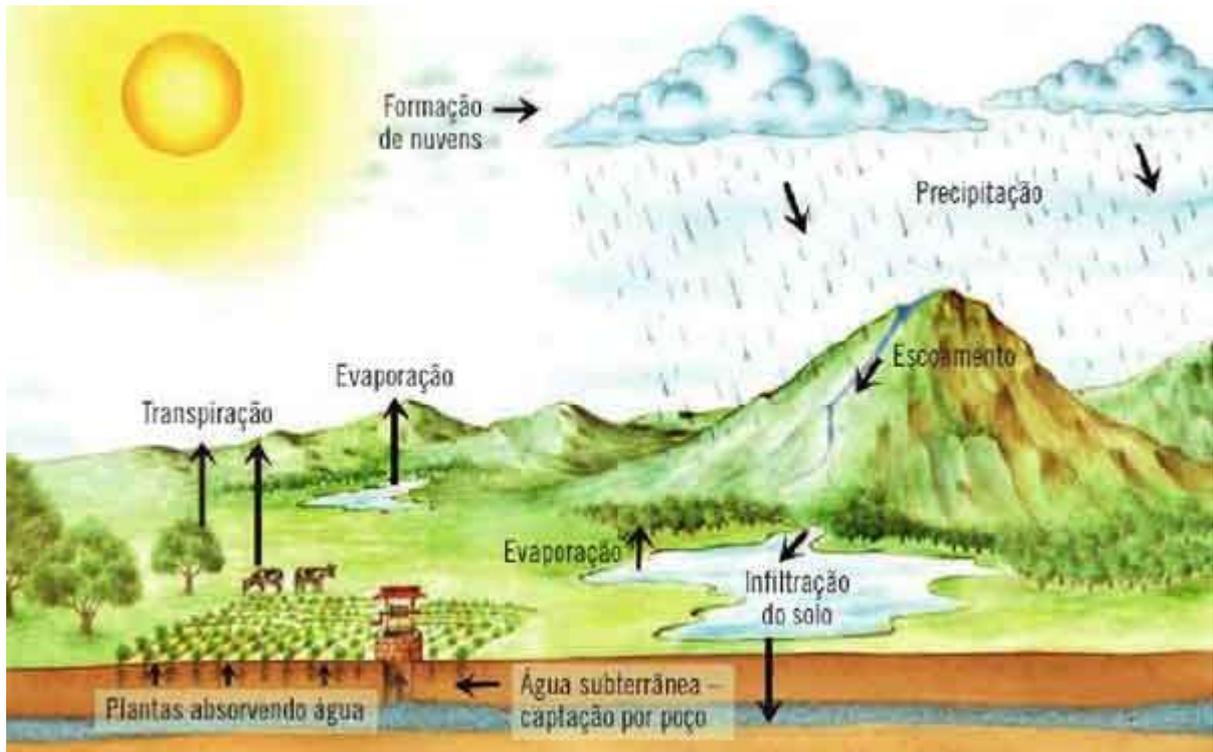
A hidrologia é a ciência que estuda a água no planeta terra, o seu ciclo e a influência que o mesmo causa na vida de todos os seres vivos. Conforme Chow (1994), a água é a substância mais abundante na terra, principal constituinte dos seres vivos e uma força que constantemente está mudando a superfície terrestre. Também é um fator chave na climatização do nosso planeta para a existência humana e na influência no progresso da civilização.

O entendimento dos fenômenos hidrológicos sobre a movimentação da água em seu ciclo na natureza é necessário para diversas aplicações na engenharia, especialmente para um projeto de drenagem pluvial. Conforme Tucci (2014, p. 35), “O ciclo hidrológico é o fenômeno global de circulação fechada da água entre a superfície terrestre e a atmosfera, impulsionado fundamentalmente pela energia solar associada à gravidade e à rotação terrestre”.

O ciclo hidrológico é composto por diversas fases, conforme ilustrado na Figura 1, sendo que as principais são:

- Precipitação;
- Evaporação;
- Interceptação;
- Infiltração / percolação;
- Transpiração;
- escoamento superficial;
- escoamento subterrâneo.

Figura 1 – Ciclo Hidrológico



Fonte: Planeta Biologia (2018).

Conforme Tucci (2014, p. 177), “A precipitação é entendida em hidrologia como toda água proveniente do meio atmosférico que atinge a superfície terrestre.” A precipitação, tendo sua forma mais comum na chuva, pode apresentar-se de outras formas, como granizo e neve. A chuva ocorre pela aglutinação das gotículas de vapor de água presentes na atmosfera, que condensam e quando atingem tamanho e peso suficientes, caem pela ação da gravidade em direção à superfície terrestre.

Evaporação basicamente é um processo físico, de passagem da água de seu estado líquido para o estado gasoso. Segundo Chow (1994), existem dois fatores principais que influenciam na evaporação desde uma superfície aberta de água, o calor de vaporização, que geralmente é provido pela radiação solar incidente, e a habilidade de transportar o vapor para fora da superfície de evaporação, que é ocasionado pelos ventos sobre a superfície e pelo gradiente de umidade específica do ar existente sobre esta. Conforme Tucci (2014, p. 254), “Na evaporação de uma superfície de solo descoberto, quando este está saturado, ou mesmo quando o nível freático for elevado, atuam somente os fatores meteorológicos”.

A interceptação é tratada como uma retenção acima do solo de uma parte da precipitação. De acordo com Miguez, Veról e Rezende (2016), os vegetais são os principais responsáveis por esse fenômeno, citando como exemplo de que as pessoas em uma chuva buscam abrigo embaixo de uma árvore, porém, mesmo em áreas urbanizadas ainda é perceptível essa interceptação vegetal, em menor grau, mas que também é representada pelos canteiros, jardins, depressões e ainda outras superfícies porosas que apresentam uma capacidade de armazenar pequenas quantidades de água.

A infiltração é o ato da entrada da água existente sobre o solo para o interior deste, e também pode ser chamada de percolação. Como descrito por Telles (2013), trata-se de um fenômeno que varia conforme a quantidade de água disponível para infiltrar, a natureza do solo, o estado da superfície deste, e das quantidades de água e ar já presentes em seu interior; e na medida que a água infiltra, as camadas superiores do solo se umedecem de cima para baixo, mudando gradativamente o perfil de umidade do mesmo.

Como caracteriza Tucci (2014), enquanto existe aporte de água, o perfil de umidade tende à saturação em toda sua profundidade, sendo a superfície o primeiro nível a saturar, e quando este aporte cessa, a umidade se redistribui, se transformando em um perfil de umidade inverso, com menores teores próximos à superfície e maiores nas camadas mais profundas; sendo que nem toda essa umidade é drenada para as camadas profundas, pois parte dela é transferida para a atmosfera pela evapotranspiração.

O fenômeno de transpiração, também chamado pela forma combinada de evapotranspiração, consiste na evaporação de água para a atmosfera a partir do solo ou das plantas. No dizer de Telles (2013, p. 65), “A transpiração envolve a retirada da água do solo pelas raízes das plantas, o transporte da água através da planta, até as folhas, e a passagem da água para a atmosfera através dos estômatos da folha.” As informações sobre a evapotranspiração são geralmente as mais escassas de serem encontradas, gerando incertezas quanto à sua quantificação no balanço hídrico, pois demandam longos tempos de observação e também por representar custos altos.

Escoamento superficial é a parcela do ciclo hidrológico que escoar sobre a superfície de uma bacia hidrográfica, concentrando-se rapidamente nos talwegues e

rios, originando as cheias. A determinação dessa parcela é de grande importância para o estudo das cheias, possuindo vários métodos, sendo o mais utilizado para esse cálculo o denominado método racional. (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016).

O escoamento subterrâneo é representado pelo acúmulo de água em aquíferos, sendo eles os principais responsáveis pelo abastecimento dos cursos de água durante os períodos de estiagem. Esta é a parcela mais lenta do ciclo hidrológico, e que também representa a principal fonte de água doce para a humanidade. Neles, a água fica armazenada no espaço existente entre os componentes do solo, ou em fraturas de rochas, se movimentando muito lentamente (TELLES, 2013).

As bacias hidrográficas são os locais onde ocorrem estas parcelas do ciclo hidrológico, e um panorama sobre as mesmas é citada por Miguez, Veról e Rezende (2016, p. 27),

Uma bacia hidrográfica, associada a um determinado ponto de referência, tomado como saída do sistema, é uma unidade fisiográfica limitada por divisores topográficos; desse modo, a área de drenagem em seu interior recebe a água precipitada, conduzindo-a até o ponto considerado, chamado de exutório. Tal área de drenagem pode ser medida diretamente em planta, pela identificação dos divisores de água que limitam externamente a bacia. Quando referida a um rio, a bacia hidrográfica usualmente apresentará várias sub-bacias. Sobre a bacia hidrográfica ocorrem os escoamentos superficiais.

Para o objeto deste estudo, o principal processo do ciclo hidrológico anteriormente descrito, é o escoamento superficial, que vai gerar as vazões a serem conduzidas pelas redes de drenagem.

2.1.1 Geração e condução de escoamento

Conforme Tucci (1995, p. 107), “A análise criteriosa do escoamento superficial, que inclui a determinação da vazão de pico, o volume e a forma do hidrograma, bem como o período de retorno associado a esses valores, constitui um dos mais importantes fatores de sucesso de um projeto de drenagem urbana”.

Na visão de Tucci (2014, p. 409), “O escoamento em bacias urbanas é regido pela interferência do homem através de superfícies impermeáveis e sistemas de esgotos pluviais”.

A determinação do escoamento superficial é primordial no estudo de prevenção de cheias e pode ser feito por diversas metodologias. Uma das formas mais usadas para quantificar esta vazão é a multiplicação da precipitação por um coeficiente, denominado coeficiente de *runoff*, ou coeficiente de escoamento (C), definindo desse modo, a lâmina de chuva efetiva. Esse método é denominado de método racional, e vem sendo aplicado historicamente em vários projetos e estudos com sucesso. (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016).

Conforme Tucci (2014), O método racional é amplamente utilizado no cálculo da vazão máxima de projeto para bacias pequenas (< 2km²). A equação do modelo é a seguinte:

$$Q = 0,278 . C . I . A$$

Equação 1

Onde:

Q = vazão obtida em m³/s, e para essa conversão serve o coeficiente 0,278;

C = o coeficiente de escoamento (tabelado);

I = intensidade da chuva de projeto em mm/h;

A = área da bacia de contribuição avaliada, em km².

De acordo com Gribbin (2017, p. 203), “O Método Racional é usado para calcular a vazão de pico, Q_p, depois de um evento de chuva. Ele não calcula o escoamento antes ou depois do pico; simplesmente calcula a maior vazão produzida por uma determinada bacia hidrográfica”.

O coeficiente de escoamento utilizado no método racional depende algumas características:

- Solo;
- Cobertura;
- Tipo de ocupação;
- Tempo de retorno;
- Intensidade da precipitação;

Este coeficiente é tabelado e seus valores podem variar, conforme o exemplo visto na tabela a seguir:

Tabela 1 - Coeficientes de escoamento

VALORES DE C, COEFICIENTE DE DEFLÚVIO (COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL)	
Característica da Superfície	Coefficientes de Deflúvio
Pavimento	
Asfalto e concreto	0,70 a 0,95
Tijolo	0,70 a 0,85
Telhados	0,75 a 0,95
Gramados, solo arenoso	
Plano (2 %)	0,05 a 0,10
Médio (2 a 7 %)	0,10 a 0,15
Íngreme (> 7 %)	0,15 a 0,20
Gramados, solo arenoso	
Plano (2 %)	0,13 a 0,17
Médio (2 a 7 %)	0,18 a 0,22
Íngreme (> 7 %)	0,25 a 0,35
Valores compostos de c:	
Comercial	
Centro	0,70 a 0,95
Vizinhança	0,50 a 0,70
Residencial	
Uma família	0,30 a 0,50
Multiunidades, separadas	0,40 a 0,60
Multiunidades, unidas	0,60 a 0,75
Residencial (suburbana)	0,25 a 0,40
Apartamento	0,50 a 0,70
Industrial	
Leve	0,50 a 0,80
Pesada	0,60 a 0,90
Estacionamentos, cemitérios	0,10 a 0,25
Áreas de lazer	0,20 a 0,35
Pátios de estrada de ferro	0,20 a 0,35
Sem melhorias	0,10 a 0,30

Fonte: Gribbin (2017, p. 470).

Como caracteriza Azevedo Netto (1998), quando houver mais de um coeficiente de escoamento, de acordo com a área analisada, deve-se calcular um coeficiente médio, através de uma média ponderada referente a cada percentual de área. Deve ser utilizada a fórmula a seguir:

$$C \text{ médio} = \frac{\sum An \cdot Cn}{A}$$

Equação 2

Outros fatores hidrológicos precisam ser levados em consideração, como o tempo de recorrência, também chamado tempo de retorno (Tr), que relaciona a frequência de ocorrência dos eventos. Azevedo Netto (1998, p. 544), cita em sua obra:

Sendo o objetivo da microdrenagem a solução para o escoamento das vazões de chuvas mais frequentes, portanto baixa recorrência e baixa intensidade, é admitida a ocorrência de alagamentos pontuais, quando aumenta a intensidade da chuva.

Conforme afirmação de Telles (2013, p. 62), “O tempo de retorno é uma estimativa do tempo em que um evento é igualado ou superado, em média, pelo menos uma vez no período estabelecido”.

Tucci (2014, p. 813), define:

Período de retorno é o inverso da probabilidade de um determinado evento hidrológico ser igualado ou excedido em um ano qualquer. Ao decidir-se, portanto, que uma determinada obra será projetada para uma vazão com período de retorno T anos, automaticamente decide-se o grau de proteção conferido à população ou, em outras palavras, o risco a que esta população ainda está sujeita, mesmo depois da construção da obra. Trata-se, portanto, de escolher qual o risco aceitável pela comunidade. Evidentemente este é um critério a ser definido em esferas políticas, uma vez que, pelo menos teoricamente, é a própria comunidade e seus representantes que deverão decidir o grau de proteção desejável e o quanto estão dispostos a pagar por ele.

Um exemplo de tempos de retorno que podem ser considerados para cálculo de vazões em diferentes obras é apresentado na tabela a seguir:

Tabela 2 - períodos de retorno para diferentes ocupações da área

Tipo de Obra	Tipo de ocupação da área	T (anos)
Microdrenagem	Residencial	2
	Comercial	5
	Áreas com edifícios de serviços ao público	5
	Aeroportos	2-5
	Áreas comerciais e artérias de tráfego	5 - 10
Macro-drenagem	Áreas comerciais e residenciais	50-100
	Áreas de importância específica	500

Fonte: Tucci (2014, p. 815).

No dizer de Tucci (2014, p. 201),

Para projetos de obras hidráulicas, tais como vertedores de barragens, sistemas de drenagem, galerias pluviais, dimensionamento de bueiros, entre outros, é necessário conhecer as três grandezas que caracterizam as precipitações máximas: intensidade, duração e frequência (ou tempo de retorno).

As curvas de IDF (intensidade – duração – frequência) servem para relacionar uma precipitação (P), que atinja uma área (A), com uma duração de tempo (D), e

uma dada probabilidade de ocorrência em um ano qualquer. Elas são obtidas a partir da análise estatística de longas séries de dados coletados em pluviógrafos. (TELLES, 2013).

Uma forma geral da equação de IDF é sugerida na obra de Tucci (2014),

$$i = \frac{a \cdot Tr^b}{(t + c)^d} \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

i = intensidade, geralmente expressa em mm/h;

Tr = tempo de retorno, em anos;

t = tempo de duração da chuva, em minutos;

a, b, c, d são parâmetros que devem ser determinados para cada local.

Um exemplo de valores para os parâmetros citados pode ser exemplificado na tabela a seguir para diferentes cidades.

Tabela 3 – Coeficientes da equação IDF para algumas cidades brasileiras

Cidade	a	b	c	d	Observ.
P. Alegre (Redenção)	1265	$0,88/Tr^{0,05}$	12	0,052	
P. Alegre (IPH)	509,859	0,72	10	0,196	
P. Alegre (Aeroporto)	748,342	0,803	10	0,191	
P. Alegre (8ºD.Met.)	2491,78	1,021	16	0,192	
Lages SC	170	0,465	0		Tr=5 anos; t ≤20 min
Curitiba PR	5950	1,15	26	0,217	
São Paulo SP	29,13	0,89	15	0,181	em mm/min
São Paulo SP	27,96	$0,86.Tr^{-0,0144}$	15	0,112	t ≤ 60 min
	42,23	0,82		0,15	t > 60 min
Rio de Janeiro RJ	1239	0,74	20	0,15	

Fonte: Tucci (2014, p. 206).

Em projetos hidráulicos, a avaliação de uma enchente como referência para o projeto passa pela escolha de um tempo de duração para a chuva (td), que deve estar associada a uma condição crítica da bacia em análise. Usualmente adota-se a duração da precipitação em valor igual ao tempo de concentração da bacia, dessa forma, toda a área de drenagem da mesma estará contribuindo para a seção de interesse. (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016).

Para cada trecho a ser dimensionado, a seção a ser considerada é a da sua extremidade anterior, à montante, onde se concentra a vazão a ser conduzida no trecho. No primeiro trecho, o tempo de concentração é o mesmo da área a montante do início da galeria, e para os demais, o t_c será a soma do tempo de concentração do trecho anterior mais o tempo de percurso (t_p) deste trecho anterior, onde se extrai a equação:

$$t_c = t_c (\text{anterior}) + t_p \quad \text{Equação 4}$$

Onde:

$$t_p = \frac{L}{v} \quad \text{Equação 5}$$

sendo “L” o comprimento do trecho anterior e “v” a velocidade real de escoamento no trecho anterior. (AZEVEDO NETTO, 1998)

O tempo de concentração (t_c) pode ser definido como o intervalo de tempo desde o início da precipitação até que toda a bacia hidrográfica considerada passe a contribuir para a vazão na seção que está sendo estudada. Esse tempo corresponde a duração da trajetória de uma partícula de água que demora mais tempo para chegar até a seção. (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016).

Conforme Tucci (2014, p. 816),

Existe uma grande quantidade de fórmulas que fornecem o valor de t_c em função de características da bacia (área, declividade, comprimento do talvegue, rugosidade das superfícies e outras) e, eventualmente, da intensidade da chuva. Essas fórmulas tem origem em estudos experimentais de campo ou de laboratório e, portanto, devem ser aplicadas em condições que se aproximem daquelas para as quais foram determinadas.

Na obra de Tucci (2014), para estimativa do t_c em pequenas bacias, é sugerida a Equação de Kirpich,

$$t_c = 3,989 \cdot L^{0,77} \cdot S^{-0,385} \quad \text{Equação 6}$$

Onde:

t_c = tempo de concentração, em minutos;

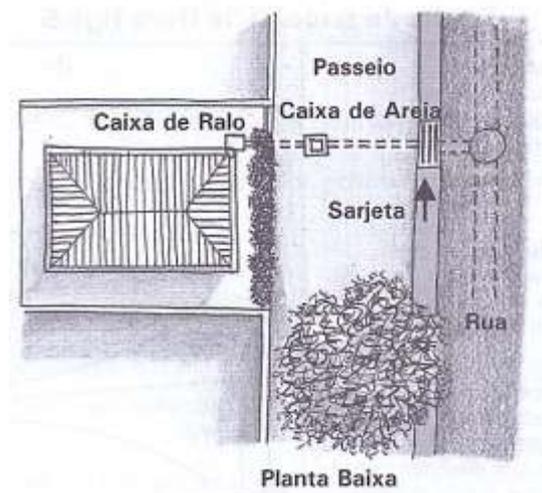
L= comprimento do talvegue (km);
S = declividade do talvegue (m/km).

2.1.2 Microdrenagem

A microdrenagem urbana é composta por um sistema de condutos em nível de loteamento ou rede primária urbana, construído para a captação distribuída dos escoamentos superficiais das áreas urbanizadas, devendo receber e conduzir as águas das chuvas vindas das construções, terrenos e vias. (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016).

Do ponto de vista de Miguez, Veról e Rezende (2016, p. 12), “Em uma área urbana, o caminho da rede de microdrenagem é essencialmente definido pelo traçado das ruas e composto por pavimentos, sarjetas, bocas de lobo, galerias de águas pluviais e canais de pequenas dimensões”. A figura a seguir mostra um exemplo de microdrenagem.

Figura 2 – Exemplo de elementos básicos da microdrenagem



Fonte: Miguez, Veról e Rezende (2016, p. 220).

Como exemplifica Miguez, Veról e Rezende (2016, p. 220), “O conjunto meio-fio e sarjetas compõe o primeiro elemento da rede de microdrenagem, responsável por receber as águas pluviais que incidem sobre as vias públicas e lotes que não se comunicam com a rede por ramais prediais”.

De acordo com Miguez, Veról e Rezende (2016), considerando uma seção típica de sarjeta, conforme demonstrada na Figura 3 a seguir, sua capacidade hidráulica pode ser calculada pela equação a seguir:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R h^{\frac{2}{3}} \cdot A \cdot S_o^{\frac{1}{2}} \quad \text{Equação 7}$$

Onde:

Q = vazão escoada;

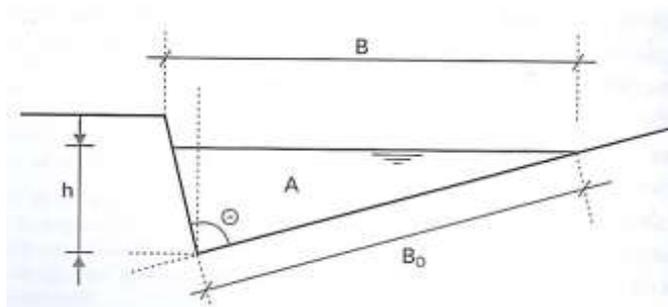
A = área da seção da sarjeta;

R = raio hidráulico em m;

S_o = declividade longitudinal da rua;

n = coeficiente de Manning.

Figura 3 – Exemplo de seção típica de uma sarjeta



Fonte: Miguez, Veról e Rezende (2016, p. 220).

No caso das sarjetas, após ser calculada a sua capacidade teórica, deve-se multiplicar o valor encontrado por um fator de redução de capacidade, que leva em consideração a possibilidade de obstrução das sarjetas por eventuais sedimentos, carros estacionados, lixo, entre outros (PMPA/IPH, 2005). Abaixo segue tabela exemplificando tais fatores.

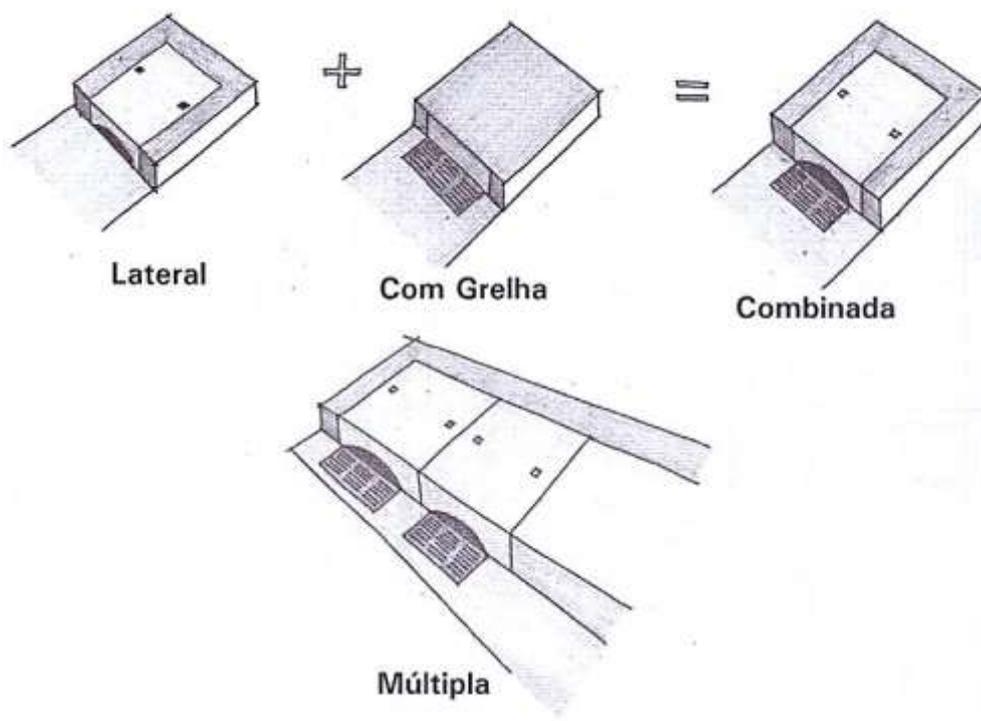
Tabela 4 – Fatores de redução de escoamento sarjetas.

Declividade da sarjeta (%)	fator de redução
0,4	0,50
1 a 3	0,80
5,0	0,50
6,0	0,40
8,0	0,27
10	0,20

Fonte: PMPA/IPH (2005, p. 91).

Conforme afirma Azevedo Netto (1998), quando a vazão da enxurrada superar a capacidade de condução da sarjeta, é necessária a instalação de bocas de lobo, que são dispositivos posicionados nas sarjetas para a captação das águas, e podem ser de guia, de sarjeta, ou mistas, com grelhas ou não, e geralmente possuem uma depressão na sua entrada. Nas Figuras 4, 5 e 6 a seguir, são mostrados exemplos de bocas de lobo.

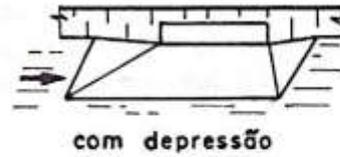
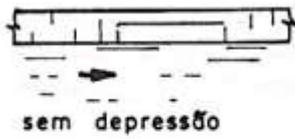
Figura 4 – Bocas de lobo, com diferentes capacidades hidráulicas de captação.



Fonte: Miguez, Veról e Rezende (2016, p. 226).

Figura 5 – Exemplos de tipos de boca de lobo

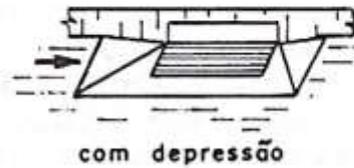
a) BOCA DE LOBO DE GUIA



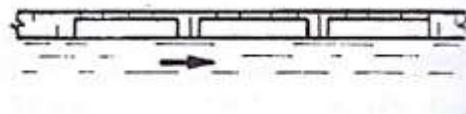
b) BOCA DE LOBO COM GRELHA



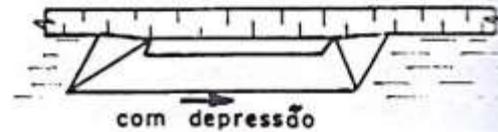
c) BOCA DE LOBO COMBINADA



d) BOCA DE LOBO MÚLTIPLA

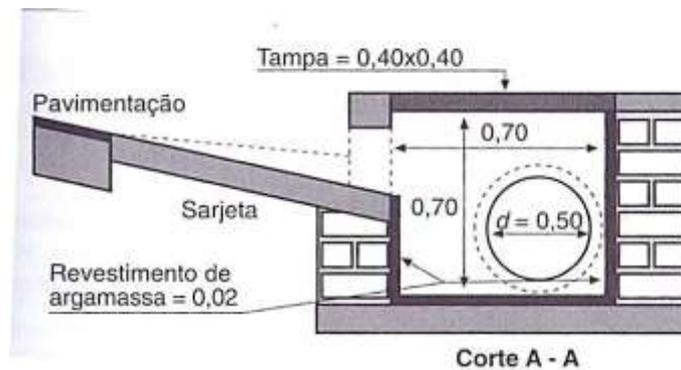


e) BOCA DE LOBO COM FENDA HORIZONTAL LONGITUDINAL



Fonte: Tucci (2014, p. 832).

Figura 6 – Exemplo de seção de uma boca de lobo



Fonte: Azevedo Netto (1998, p. 547).

Conforme citado na obra de Tucci (2014, p. 825),

As bocas de lobo devem ser localizadas de maneira a conduzir adequadamente as vazões superficiais para as galerias. Nos pontos mais baixos do sistema viário deverão ser necessariamente colocadas bocas de lobo com vistas a evitar a criação de zonas mortas com alagamentos e águas paradas.

Para o cálculo das bocas de lobo, podemos utilizar o método sugerido por Azevedo Netto (1998), onde a capacidade hidráulica das bocas de lobo de guia pode ser considerada como a de um vertedor de parede espessa, cuja expressão é:

$$Q = 1,71 \cdot L \cdot H^{\frac{3}{2}}$$

Equação 8

Onde:

Q = vazão engolida (m³/s);

L = comprimento da abertura (m);

H = altura da água nas proximidades da sarjeta (m).

No caso das bocas de lobo, a capacidade de esgotamento pode ser menor que a calculada, devido a vários fatores, como: obstrução causada por detritos, irregularidades nos pavimentos das ruas junto às sarjetas e alinhamento real. Considerando isso, deve-se multiplicar o valor encontrado por um fator de redução de capacidade (PMPA/IPH, 2005). A seguir, há uma tabela sugerindo tais fatores.

Tabela 5 – Fatores redução escoamento bocas de lobo.

Localização na sarjeta	Tipo de Boca de Lobo	% permitida sobre o valor teórico
Ponto Baixo	De guia	80
	Com grelha	50
	Combinada	65
Ponto Intermediário	guia	80
	grelha longitudinal	60
	grelha transversal	60
	ou longitudinal com barras transversais	
	combinadas	110% dos valores indicados para a grelha correspondente

Fonte: PMPA/IPH (2005, p. 92).

Também são necessários no sistema de microdrenagem, os poços de visita, que, conforme Tucci (2014, p. 825), “devem atender às mudanças de direção, de diâmetro e de declividade, à ligação das bocas de lobo, ao entroncamento dos diversos trechos e ao afastamento máximo admissível”.

Os poços de visita são descritos da seguinte forma por Azevedo Netto (1998, p. 548),

São câmaras visitáveis cuja função principal é permitir o acesso às galerias para inspeção e desobstrução. Para facilidade desse objetivo é conveniente a sua localização nos pontos de reunião dos condutos (cruzamento de ruas), mudanças de seção, de declividade e de direção.

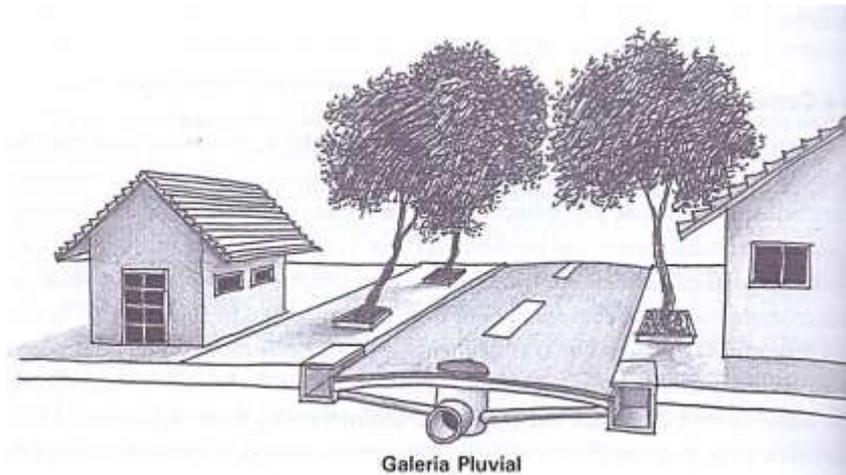
Após o escoamento das águas pluviais pela sarjeta, transporte até a captação nas bocas de lobo e transferência para os poços de visita, as águas pluviais seguem seu trajeto pelas galerias subterrâneas, que normalmente tem seções circulares, com diâmetros variando geralmente entre 0,30m a 1,50m para redes de microdrenagem, e devem obedecer uma série de parâmetros de projeto, como dimensões mínimas e velocidades máximas de escoamento, dependendo do material utilizado. (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016).

Como caracteriza Gribbin (2017, p. 252), “o elemento mais relevante de um projeto de coleta pluvial é a escolha de uma tubulação com diâmetro e declividade suficientes para transportar a vazão de projeto”.

Deve-se comparar a capacidade (m^3/s) com a vazão de projeto (m^3/s); se a capacidade de escoamento da tubulação for maior, ela está adequada para o uso no sistema de coleta de águas pluviais (GRIBBIN, 2017).

Um exemplo de posicionamento de rede pluvial pode ser visto na Figura 7, a seguir:

Figura 7 – Representação esquemática de uma galeria subterrânea



Fonte: Miguez, Veról e Rezende (2016, p. 198).

Para o dimensionamento das galerias, conforme Tomaz (2011), uma equação bastante usada em microdrenagem e macrodrenagem, é a equação de Manning, mostrada abaixo.

$$V = \frac{1}{n} \cdot Rh^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

Equação 9

Onde:

V= velocidade média (m/s);

Rh= raio hidráulico(m) = A/P sendo A= área molhada (m^2), P= perímetro molhado (m);

Q= A x V = equação da continuidade

Q= vazão de pico (m^3 /s);

n= coeficiente de rugosidade de Manning;

S= declividade (m/m).

Outra equação para dimensionamento é sugerida na obra de Azevedo Netto (1998), utilizando a equação de Chezy e coeficiente de Manning, onde o diâmetro é calculado com a expressão a seguir, válida para altura de lâmina de 0,9d.

$$d = 1,511 \cdot (n \cdot Q \cdot I^{-\frac{1}{2}})^{\frac{3}{8}} \quad \text{Equação 10}$$

Onde:

d = Diâmetro do tubo (m);

n= coeficiente de rugosidade de Manning;

Q= vazão de projeto (m³ /s);

I = declividade (m/m).

O coeficiente de rugosidade de Manning varia conforme o tipo de material constituinte das tubulações, ou conforme as características físicas do canal em estudo. Para os tubos em PEAD, o valor obtido através de testes em laboratórios situa-se na faixa entre 0,010 e 0,012 (TIGRE-ADS, 2018). Na tabela a seguir, temos valores usuais de referência deste coeficiente para outros materiais, tais como o concreto.

Tabela 6 – Valores usuais do coeficiente de Manning

REVESTIMENTO DO CANAL	FAIXA DE PROFUNDIDADE (M)		
	0 - 0,15	0,15 - 0,60	>0,60
Concreto liso	0,015	0,013	0,013
Concreto com juntas ou rugoso	0,018	0,017	0,017
Pedra argamassada	0,040	0,030	0,028
Solo cimento	0,025	0,022	0,020
Escavado em solo	0,045	0,035	0,025
Gabião	0,030	0,028	0,026
Grama baixa	0,033	0,027	0,022
Grama alta	0,035	0,033	0,030
Cascalho	0,033	0,030	0,027

Fonte: Canholi (2014, p. 118).

2.1.3 Macrodrenagem

Macrodrenagem são as obras e sistemas de drenagem urbana executados em sequência às redes de microdrenagem, recebendo suas contribuições de vazões pluviais, e por isso, são obras de maior porte e geralmente maior custo de implantação.

Conforme Tucci (1995, p. 167), em sua obra:

As estruturas de macrodrenagem destinam-se à condução final das águas captadas pela drenagem primária, dando prosseguimento ao escoamento dos deflúvios oriundos das ruas, sarjetas, valas e galerias, que são elementos anteriormente englobados como estruturas de microdrenagem. De fato, a macrodrenagem de uma zona urbana corresponde à rede de drenagem natural pré-existente nos terrenos sentes da ocupação, sendo constituída pelos córregos, riachos e rios localizados nos talvegues e vales.

Segundo Tucci (2014), entende-se por macrodrenagem as intervenções em fundos de vale que recebem águas pluviais de áreas que possuem redes de microdrenagem ou não, tendo escoamento normalmente bem definido, ainda que não exista um curso de água perene. As obras nesta área buscam prevenir enchentes devido à bacia urbana, com construção de canais, revestidos ou não, que gerem maior capacidade de transporte do que o canal natural e bacias de retenção.

Conforme define Miguez, Veról e Rezende (2016, p. 250),

Os principais elementos da rede de macrodrenagem são: os rios, naturais, revestidos, ou retificados; os canais artificiais e as galerias (que também funcionam como canais, mesmo sendo subterrâneas). Assim sendo, o dimensionamento desses elementos trata, basicamente, do alinhamento dos canais, da definição da geometria das suas seções transversais de escoamento e da declividade.

Um exemplo de execução de rede de macrodrenagem é demonstrada a seguir na figura 08, onde foram instaladas duas galerias paralelas com dimensões de 3,00m x 2,00m, na cidade de Portão – RS.

Figura 8 – Execução de galeria de macrodrenagem



Fonte: Registrada pelo autor.

2.2 EVOLUÇÃO DE MATERIAIS UTILIZADOS EM DRENAGEM URBANA

A necessidade de irrigação foi um dos motivos pelo qual o ser humano começou a manipular a água, na antiga sociedade agrária. Há aproximadamente 5 mil anos atrás, pelo que se tem conhecimento, foi realizado o primeiro projeto de irrigação em larga escala, no Egito. Posteriormente, muitos outros projetos de águas surgiram no Oriente Médio e no Mediterrâneo, incluindo represas, canais, aquedutos e sistemas de esgotos; sendo que o uso de tubos para o transporte de água também foi desenvolvido há muito tempo, com registros de uso de tubos de bambu na China por volta dos anos 2500 a.C., e de tubos de chumbo e bronze em Roma por volta de 200 a.C. (GRIBBIN, 2017).

O povo romano demonstrou sua capacidade em engenharia através de seus sistemas hidráulicos, entre eles os famosos aquedutos, que estavam entre as maravilhas do mundo e permaneceram em uso durante dois milênios. Os gregos, embora em menor escala, também fizeram suas contribuições à hidráulica, Arquimedes é considerado o primeiro a contribuir com seus trabalhos científicos, por volta de 250 a.C. ele publicou um trabalho sobre hidrostática, apresentando os princípios do empuxo e da flutuação, ficando conhecido como o pai da hidrostática (GRIBBIN, 2017).

A Figura 9 mostra o que é considerado o primeiro aqueduto romano, construído em 312 a.C..

Figura 9 – Aqueduto Acqua Appia, construído em 312 a.C.



Fonte: História, Arte e Arquitetura (2018).

Tal engenharia era projetada e construída por artesãos que utilizavam-se de regras baseadas na mera observação, e apesar dos trabalhos de Arquimedes, careciam de benefícios da pesquisa científica. Grandes engenheiros romanos, por exemplo, não entendiam o conceito de velocidade, e somente após 1500 d.C. a relação entre precipitação e escoamento foi considerada seriamente. (GRIBBIN, 2017).

Após o declínio do império romano, muitos avanços foram esquecidos, sendo redescobertos na Renascença, período em que a hidráulica começou a se desenvolver como ciência. Em 1738, Daniel Bernoulli publicou sua famosa equação de Bernoulli, formulando a conservação de energia na hidráulica. Os séculos XVIII e XIX são conhecidos como período clássico da hidráulica, quando avanços na engenharia encaminharam bases para outros desenvolvimentos durante o século XX. No final dos anos 1850, os projetos de engenharia ainda se baseavam principalmente em regras empíricas, desenvolvidas com base na experiência e ajustadas com fatores liberais de segurança, sendo que após essa época, a utilização de teorias e estudos aumentou rapidamente, chegando a uma vasta quantidade de cálculos meticulosos utilizados nos projetos atualmente. (GRIBBIN, 2017).

Nos quadros adiante, temos as datas de alguns eventos históricos para a área da hidráulica:

Quadro 1 – Eventos históricos para a hidráulica no mundo

INVENÇÕES	AUTORES	ANO	PAÍS
Esgotos		3750 a.C.	Babilônia
Drenagem	Empédocles	450 a.C.	Grécia
Parafuso de Arquimedes	Arquimedes	250 a.C.	Grécia
Bomba de pistão	Ctesibius/Hero	200 /120 a.C.	Grécia
Aquedutos romanos		150 a.C.	Roma
Termas romanas		20 a.C.	Roma
Barômetro	E.Torricelli	1643	Itália
Compressor de ar	Otto von Guericke	1654	Alemanha
Tubos de ferro fundido moldado	Johan Jordan	1664	França
Bomba centrífuga	Johan Jordan	1664	França
Máquina a vapor	Denis Papin	1680	França
Vaso sanitário	Joseph Bramah	1775	Inglaterra
Turbina hidráulica	Benoit Fourneyron	1827	França
Prensa hidráulica	S.Stevin/J.Bramah	1600/1796	Hol./Ingl.
Emprego de hélice	John Ericson	1836	Suécia
Manilhas cerâmicas extrudadas	Francis	1846	Inglaterra
Tubos concreto armado	J.Monier	1867	França
Usina hidrelétrica		1882	EUA
Turbina a vapor	A. Parsons/De Lava	1884/1890	Ingl./Suécia
Submarino	J. P. Holland	1898	EUA
Tubos cimento amianto	A. Mazza	1913	Itália
Tubos de ferro fundido centrifugado	Arens/ Dimitri de Lavaud	1917	Brasil
Propulsão a jato	Frank Whittle	1937	Inglaterra
Tubos de PVC		1947	

Fonte: Azevedo Netto (1998, p. 04).

Quadro 2 - Eventos históricos para a hidráulica no Brasil

EVENTOS	ANO	CIDADE
Primeiro sistema de abastecimento de água	1723	Rio de Janeiro - RJ
Primeira cidade com rede de esgotos	1864	Rio de Janeiro - RJ
Primeira hidrelétrica (para mineração)	1883	Diamantina - MG
Primeira hidrelétrica (para abastecimento público)	1889	Juiz de Fora - MG

Fonte: Azevedo Netto (1998, p. 04).

Por muitos anos, o objetivo principal da drenagem urbana baseou-se em remover as águas pluviais em excesso, da forma mais eficiente possível para evitar riscos de inundações, transtornos e prejuízos. Com tal foco, as ações se concentraram na execução de projetos e obras e também na análise econômica dos benefícios e custos destas ditas medidas estruturais. O termo drenagem urbana, em um sentido amplo, é entendido como um conjunto de medidas que tem o objetivo de minimizar os riscos às populações, diminuir os prejuízos com inundações e promover o desenvolvimento urbano de forma harmônica, articulada e sustentável. (TUCCI, 2014).

Na visão de Canholi (2014, p. 15),

O aumento das áreas urbanizadas e, conseqüentemente, impermeabilizadas, ocorreu a partir das zonas mais baixas, próximas às várzeas dos rios ou à beira-mar, em direção às colinas e morros, em face da necessária interação da população com os corpos hídricos, utilizados como fonte de alimento e dessedentação, além de via de transporte.

Tradicionalmente, para a solução dos problemas de drenagem urbana, o objetivo foca na readequação da rede de drenagem, geralmente aumentando as dimensões das galerias existentes e canalizando e retificando a macrodrenagem, a fim de acelerar as águas pluviais excedentes para longe do local em questão, para que nenhuma área de uma cidade sofra com alagamentos pontuais. (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2016).

No quadro a seguir, são apresentadas algumas fases do desenvolvimento histórico dos conceitos sobre as águas urbanas e suas principais características:

Quadro 3 - Desenvolvimento dos conceitos sobre águas urbanas

FASE	CARACTERÍSTICA	CONSEQUÊNCIA
<i>Pré-Higienista:</i> Até início do séc. XX	Esgoto em fossas ou diretamente nas ruas, sem coleta ou tratamento.	Epidemias e doenças com alta taxa de mortalidade
<i>Higienista:</i> Até 1970	<i>Tout à l'égout</i> – Transporte do esgoto junto às águas pluviais, por canalização dos escoamentos.	Redução das doenças e da mortalidade, degradação dos corpos d'água, contaminação dos mananciais.
<i>Corretiva:</i> Entre 1970 e 1990	Sistema separador absoluto, tratamento dos esgotos, amortecimento dos escoamentos pluviais.	Melhoria da qualidade da água dos rios, poluição difusa, obras de grande impacto.
<i>Desenvolvimento Sustentável:</i> Após 1990	Tratamento do escoamento pluvial, preservação do sistema natural, integração institucional.	Conservação ambiental, melhoria da qualidade de vida, controle das inundações.

Fonte: Miguez, Veról e Rezende (2016, p. 105).

Com o passar dos anos, um dos principais componentes dos sistemas de drenagem também evoluiu, os tubos para drenagem, que historicamente são fabricados em concreto e atualmente cresce sua utilização com a tecnologia em PEAD (Polietileno de Alta Densidade). Segundo a Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto (ABTC), em 1842 tem-se o registro da mais antiga instalação de tubos de concreto para esgoto sanitário nos Estados Unidos, em Nova Iorque, já os tubos de concreto reforçados com armaduras de aço sugeriram

em 1867, pela criação do francês J. Monier. No Brasil a primeira rede de esgotos foi iniciada no Rio de Janeiro em 1857 e concluída em 1864. Com a execução desta obra, a capital se tornou a quinta cidade do mundo a ter sistema de esgotos sanitários, do qual faziam parte as redes coletoras e as instalações de tratamento, o que conferiu ao país posição de destaque no saneamento urbano. Posteriormente foram construídos os sistemas de esgoto em Recife em 1873 e em São Paulo no ano de 1876.

A seguir é feita uma apresentação dos principais materiais utilizados hoje nos sistemas de drenagem.

2.2.1 Tubos de concreto

Os tubos de concreto para drenagem também podem ser chamados de manilhas de concreto, tubos de galeria ou aduelas, e são artefatos de concreto utilizados comumente para captação e escoamento de águas pluviais, esgotos sanitários, canalização de córregos e galerias e drenagem de áreas propensas a alagamentos (LIBERATO, 2015). Na Figura 10 temos um exemplo de tubos de concreto de diferentes diâmetros, com encaixe do tipo macho-fêmea.

Figura 10 – Tubos de concreto com encaixe do tipo macho-fêmea



Fonte: Portal Metálica (2018).

Conforme a Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto (ABTC), os tubos de concreto são produzidos sem armadura ou armados, e se apresentam como um produto de qualidade consolidada com relação à sua durabilidade, resistência mecânica, facilidade de execução, manutenção e disponibilidade de fornecimento dentro das exigências de mercado. Verifica-se que, desde a antiguidade, o concreto foi o primeiro substituto natural da pedra e que, muitas obras executadas no início do século passado encontram-se em operação até hoje, com desempenho adequado (ABTC, 2018). Um exemplo de tubos de concreto com encaixe do tipo ponta-bolsa durante a instalação pode ser visto na Figura 11 abaixo:

Figura 11 – Instalação de tubos de concreto com encaixe do tipo ponta-bolsa.



Fonte: D'agostini Indústria de Concreto LTDA. (2018).

Segundo o que cita a ABTC (2018),

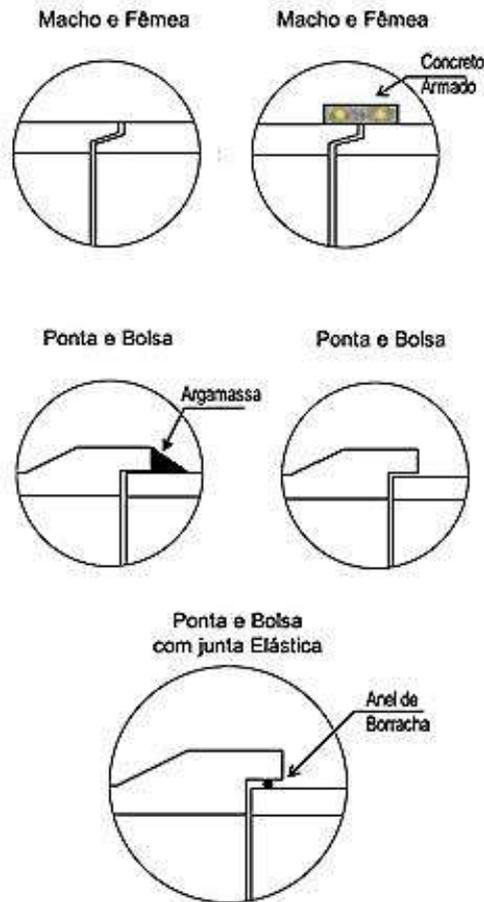
A fabricação de um tubo de concreto é um processo que depende de diversos fatores e informações, sendo que a principal delas é aplicação para a qual se destina. Para redes de água pluvial e esgoto sanitário, a fabricação do tubo depende de informações como a vazão requerida em projeto, o raio hidráulico das peças, o tipo de fluido que escoará em seu interior, condições de assentamento em obra, cargas atuantes sobre a peça, etc. Para redes de infraestrutura de serviços os fatores influentes são os mesmos, sem contar a especificação das redes que passarão no interior das peças e se a rede de tubos comporá um sistema visitável ou não.

De acordo com o catálogo da empresa Artefatos Delta (2018), devemos tomar alguns cuidados com os tubos de concreto, tais como:

- O sucesso na aplicação dos tubos de concreto começa no planejamento da obra. Por serem instalados, normalmente sob as fundações, sua colocação e manutenção devem ser pensadas com antecedência.
- O transporte dos tubos de concreto deve ser feito na vertical, evitando esforços mecânicos sobre a estrutura.
- O armazenamento dos tubos de concreto, no local da obra, deve ser feito com os tubos na vertical, evitando danos a sua estrutura física.
- Os tubos de concreto devem manter distância das valas e escavações, a fim de evitar choques com os equipamentos utilizados.
- O transporte e manuseio dos tubos de concreto na obra devem ser feitos com amarrações externas. As amarrações internas danificam o produto.

De acordo com a ABTC (2018), no ponto de vista estrutural, os tubos de concreto podem ter encaixe do tipo macho-fêmea ou ponta-bolsa, sendo que o tipo de encaixe influencia na estanqueidade do sistema e define a junta que será empregada nas peças, que pode ser do tipo rígida, com argamassa estrutural, ou elástica, com anéis ou fitas elastoméricas (ABTC, 2018). Na Figura 12, temos exemplos de tipos de juntas conforme o tipo de encaixe do tubo de concreto.

Figura 12 – Tipos de juntas conforme o modelo de encaixe do tubo de concreto.



Fonte: D'agostini Indústria de Concreto LTDA (2018).

2.2.2 Tubos em PEAD

Por volta do ano de 1950, discretamente iniciou-se a utilização dos tubos de drenagem de Polietileno de Alta Densidade (PEAD), que são tubos duráveis, leves, e com grande expectativa de vida útil. Desde então, o PEAD tem sido objeto de testes em laboratórios, obtendo recordes de rendimento e eficiência. Atualmente, há uma grande tendência entre engenheiros e construtoras na utilização desta nova tecnologia, substituindo cada vez mais as tradicionais tubulações de concreto, devido às excelentes propriedades mecânicas e químicas que estes tubos apresentam (TIGRE-ADS, 2018). Na Figura 13, são apresentados tubos em PEAD estocados antes do início de uma obra de drenagem em um condomínio localizado no Distrito Federal.

Figura 13 – Armazenagem dos tubos PEAD para obra de sistema de drenagem



Fonte: Tigre ADS (2018).

Os tubos em PEAD podem ter seu exterior liso ou corrugado, sendo que a resistência mecânica é majorada pelo exterior corrugado, pois há aumento na força estrutural do tubo. Como a capacidade de condução de vazão de uma tubulação é inversamente proporcional à sua rugosidade interna, o baixo índice de rugosidade do interior dos tubos em PEAD ajuda sua eficiência hidráulica em conduzir os fluidos. Essa capacidade representa a fricção, em oposição, da superfície interna do tubo ao fluxo do líquido (METÁLICA, 2018). Um exemplo de tubo em PEAD com a face exterior lisa é demonstrado na Figura 14.

Figura 14 - Tubo em PEAD com face externa lisa



Fonte: Registrada pelo autor.

O polietileno é muito mais leve do que o concreto utilizado em tubulações, e essa leveza permite uma economia em vários aspectos. Possibilita carregar mais tubos por carga de um caminhão, o manuseio dos tubos é mais fácil e exige menos pessoas na equipe, além de menos equipamentos pesados necessários para a carga e descarga dos tubos. Além disso, há menor ocorrência de perdas de tubos avariados em obra e maior segurança para os operários que executarão a obra (METÁLICA, 2018).

Conforme cita Infraestrutura Urbana (2018), a baixíssima rugosidade da tubulação em PEAD permite reduzir os diâmetros da rede. Proporcionalmente, a largura da vala cai, minimizando a necessidade de “bota-fora”, acelerando os serviços e reduzindo os impactos ambientais e de vizinhança.

O tubo em PEAD é possível de ser fracionado, e se estima que há melhora considerável na produtividade durante a instalação destes tubos, pelo fato de serem leves e de fácil encaixe. Comparativamente, os tubos de polietileno representam cerca de um décimo do peso dos tubos em concreto. Eles são bastante resistentes à corrosão, podendo ser utilizados de maneira segura nos solos ou efluentes que apresentem uma variação de pH de 1,5 a 14. O PEAD tem vida útil mínima estimada de 50 anos, e esperada de 75 anos (METÁLICA, 2018). Um exemplo de obra de substituição de rede de tubos de concreto por PEAD é demonstrada na Figura 15, onde se verifica também o local onde na sequência será executada uma caixa de inspeção de rede, onde ficará uma junção entre a nova tubulação e uma parte da rede antiga, mas ainda funcional.

Figura 15 - Substituição de rede de drenagem em obra na cidade de Portão-RS

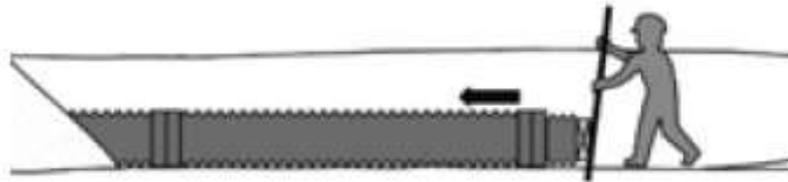


Fonte: Registrada pelo autor.

Os tubos em PEAD para drenagem, geralmente tem sua conexão entre as peças com juntas do tipo ponta e bolsa, e conforme o diâmetro dos mesmos, existem 3 métodos principais de instalação, que serão exemplificados a seguir:

- a) Método de instalação com alavanca e barra de ferro, recomendado para tubulações de DN até 450mm (Figura 16).

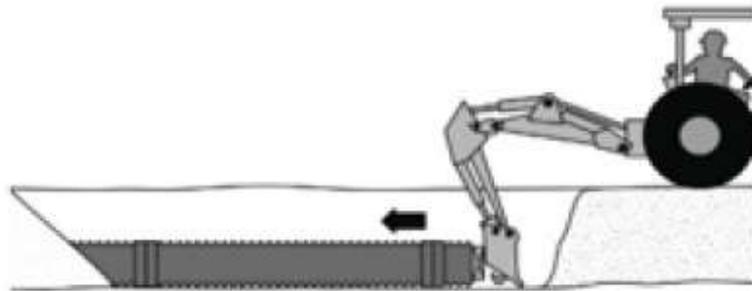
Figura 16 – Instalação com alavanca e barra de ferro



Fonte: Tigre ADS (2018).

- b) Método de instalação com escavadeira, recomendado para tubulações de DN desde 500mm (Figura 17).

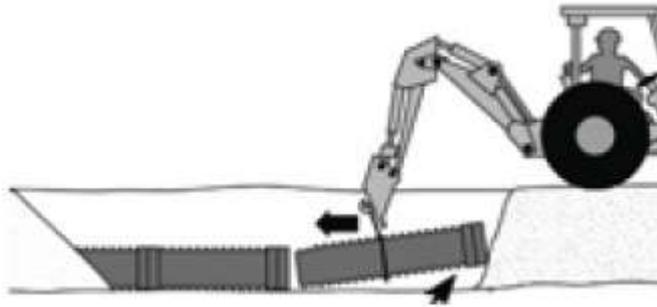
Figura 17 – Instalação com escavadeira



Fonte: Tigre ADS (2018).

- c) Método de instalação com escavadeira e cinta, recomendado para tubulações de DN desde 500mm (Figura 18).

Figura 18 – Instalação com escavadeira e cinta



Fonte: Tigre ADS (2018).

Para garantir um adequado encaixe entre os tubos, deve-se tomar o cuidado para que após a instalação a ponta esteja totalmente inserida dentro da bolsa do tubo seguinte. Dependendo do tubo utilizado, a borda da bolsa deve coincidir com uma marca presente próxima ao extremo da ponta, por vezes constante da palavra “assentado”, conforme exemplo a seguir.

Figura 19 – Encaixe adequado entre tubos



Fonte: Tigre ADS (2018).

Existem normas que padronizam a fabricação e também diâmetros comerciais das tubulações em PEAD corrugadas para drenagem pluvial. A fabricante TIGRE apresenta a Tabela 7 como padrão de fabricação da linha de drenagem.

Tabela 7 - Especificações de diâmetros comerciais de tubulações em PEAD

NORMA		Diâmetro Nominal (mm)	Diâmetro Interno (mm)	Diâmetro Externo (mm)	Rigidez Mínima com 5% de Deformação (kN/m ²)
DNIT 094/2014-EM	AASHTO M252	100 mm	103 mm	121 mm	345 kN/m ²
		150 mm	152 mm	177 mm	345 kN/m ²
		200 mm	203 mm	240 mm	345 kN/m ²
		250 mm	254 mm	304 mm	345 kN/m ²
	AASHTO M294	300 mm	303 mm	359 mm	345 kN/m ²
		375 mm	375 mm	448 mm	290 kN/m ²
		450 mm	451 mm	545 mm	275 kN/m ²
		600 mm	603 mm	717 mm	235 kN/m ²
		750 mm	772 mm	901 mm	195 kN/m ²
	ASTM F2306/F2648	900 mm	908 mm	1.054 mm	150 kN/m ²
		1.050 mm	1.063 mm	1.216 mm	140 kN/m ²
		1.200 mm	1.218 mm	1.374 mm	125 kN/m ²
		1.500 mm	1.521 mm	1.699 mm	95 kN/m ²



Fonte: Tigre ADS (2018).

2.3 ESTUDOS DE COMPARAÇÃO DE CUSTOS ENTRE TUBULAÇÕES

Existem estudos abordando a comparação de custos entre tubos de concreto e PEAD, podendo ser citados os estudos de Cavalcanti (2015), Florêncio (2016), e Andrade e Abreu (2017). Os autores fizeram estudos comparativos entre a execução de uma determinada rede de drenagem pluvial, utilizando as duas principais tecnologias de rede de tubos, o tradicional tubo de concreto e o inovador tubo em PEAD, sendo que os resultados encontrados serão comentados e expostos na sequência.

Alguns dados devem ser levados em consideração para diferenciar os estudos, pois estes podem influenciar direta ou indiretamente nos resultados encontrados e posteriores comparações com este trabalho.

A área estudada por Andrade e Abreu (2017) é um loteamento residencial com baixas declividades, que se localiza na cidade de São José, estado de Santa Catarina, com comprimento de rede total de 3.170 metros. O coeficiente de Manning considerado para os tubos de concreto foi de 0,013 e para os tubos em PEAD de 0,010.

O objeto de estudo de Cavalcanti (2015) é a rede de drenagem pluvial de uma avenida, com baixa declividade, localizada em Brasília, Distrito Federal, com comprimento de rede total de 1.128 metros. O coeficiente de Manning considerado para os tubos de concreto foi de 0,013 e para os tubos em PEAD de 0,010.

A área estudada por Florêncio (2016) possui 125 hectares, baixas declividades e se trata de alguns bairros predominantemente residenciais da cidade de Araranguá, estado de Santa Catarina, com comprimento de rede aproximado de 3.000 metros. O coeficiente de Manning considerado para os tubos de concreto foi de 0,013 e para os tubos em PEAD de 0,010.

No estudo de Andrade e Abreu (2017), para o dimensionamento da tubulação, aparece a primeira característica que difere os dois sistemas, na equação de Manning, o coeficiente de rugosidade interna do concreto utilizado para cálculo no seu estudo é de 0,013 e o do PEAD é de 0,010; portanto, neste coeficiente já percebe-se no concreto 30% a mais de rugosidade interna em comparação com o PEAD, que possui paredes lisas devido à sua composição. Isso reflete na velocidade de escoamento e conseqüentemente na dimensão dos tubos necessária para a condução de uma mesma vazão, sendo o tubo em PEAD mais eficiente.

Quanto aos volumes de escavação para a abertura de valas, devido à maior eficiência dos tubos PEAD, é possível utilizar diâmetros menores em uma maior metragem linear de rede, reduzindo estes volumes para os tubos de polietileno. No caso estudado por Andrade e Abreu (2017), o volume de escavação para os tubos em concreto foi 47,27% maior, e já na situação analisada por Florêncio (2016), esse valor é cerca de 15% mais alto na mesma situação. Como estes volumes são orçados em m³, isso reflete percentualmente da mesma forma na questão de custos neste item, tornando a tubulação em PEAD menos onerosa neste quesito. Além do volume de escavação, devem ser considerados que com um volume de terra maior, haverá maiores despesas com transporte e disposição em bota-fora destas sobras de solo, e também mais horas de máquina para executar um mesmo trecho.

Para o orçamento dos tubos, devido às características próprias de cada material, a metragem linear de cada diâmetro varia quando se compara os dois componentes analisados. No estudo de caso de Florêncio (2016), o custo para aquisição da tubulação em PEAD é 2,6 vezes maior que a de concreto, já na situação analisada por Andrade e Abreu (2017), estes custos são 2,8 vezes maiores,

e por fim, no caso estudado por Cavalcanti (2015) essa diferença é de 1,42 vezes maior. Alguns itens que podem influenciar nesta diferença de custos podem ser citados como a região onde a obra está localizada, a tabela de preços utilizada para orçamento e comparação, além da disponibilidade de entrega dos respectivos tubos de materiais diferentes.

Quanto à velocidade de execução das obras, Cavalcanti (2015) cita que a tubulação em PEAD é executada de forma mais rápida, devido a um menor número de juntas, facilidade de conexão das peças, menores volumes de escavação e movimentação de terra e um menor número de viagens de caminhão para transporte dos tubos.

No contexto de custos gerais de cada uma das obras de referência citadas é possível indicar resumidamente os seguintes resultados:

- Andrade e Abreu (2017), teve um orçamento total 37,24% mais caro com o uso da tecnologia de tubos em PEAD comparando-os com os tubos em concreto;
- Florêncio (2016), teve um orçamento total 10,50% mais caro com o uso da tecnologia de tubos em PEAD comparando-os com os tubos em concreto;
- Cavalcanti (2015), teve um orçamento total 23,97% mais barato com o uso da tecnologia de tubos em PEAD comparando-os com os tubos em concreto.

Sendo assim, dois dos três trabalhos pesquisados demonstram que o uso da tubulação em PEAD tem um maior investimento inicial, mas em contrapartida, se analisarmos as questões de velocidade de execução das obras, possíveis interrupções de trânsito, volumes de escavações, movimentação de terra, durabilidade estimada dos materiais e necessidade de manutenções, os tradicionais tubos de concreto podem deixar de ser atrativos.

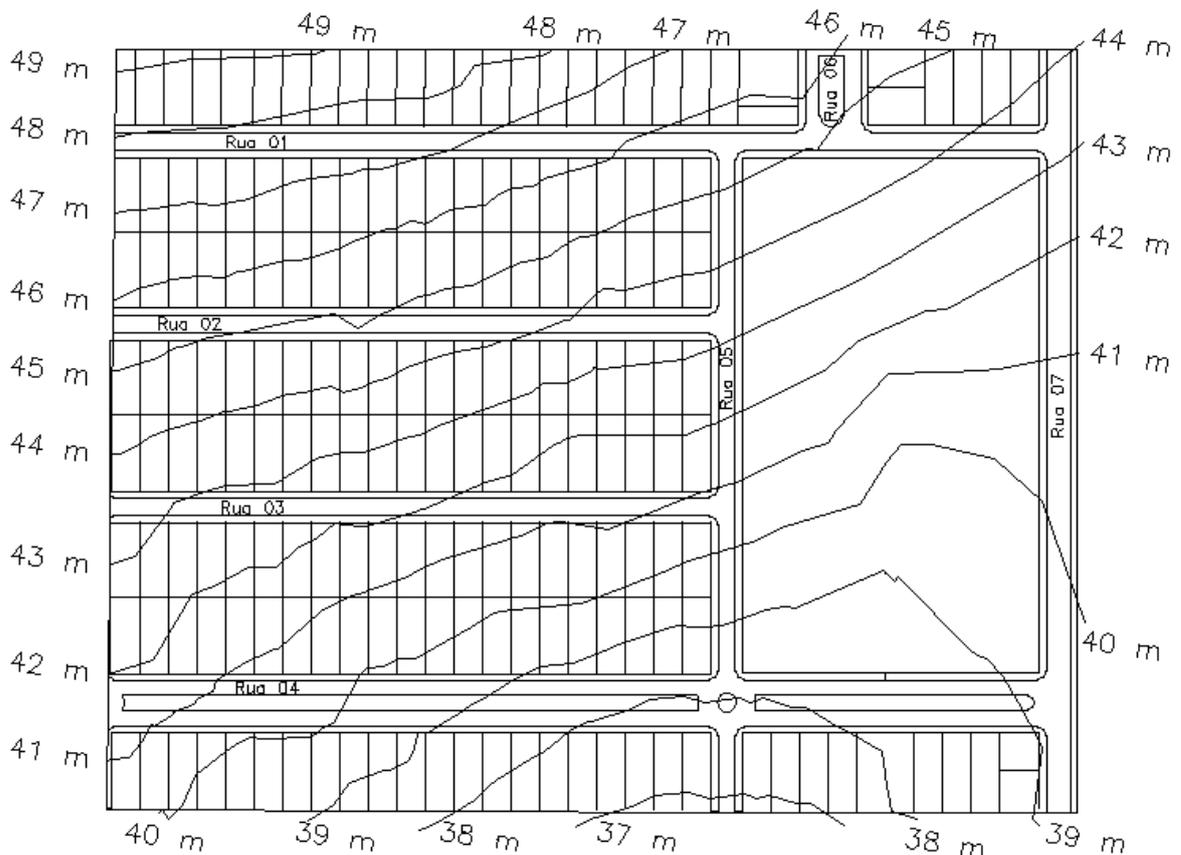
3. METODOLOGIA

Para a realização deste estudo, serão dimensionadas e orçadas duas propostas de implantação de sistema de drenagem pluvial em um mesmo loteamento, e o que difere as duas propostas será o tipo de tubulação dimensionada, tubos de concreto e tubos em PEAD, e seus métodos de execução e particularidades de implantação.

3.1 DEFINIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

O loteamento em estudo possui área aproximada de 20ha, comprimento total de rede de 1571,51m, e é projetado para uma cidade na região do Vale do Rio do Sinos, no estado do Rio Grande do Sul (RS). Na Figura 20 está representada a configuração do sistema viário a ser implantado no loteamento em estudo, com as curvas de nível do terreno.

Figura 20 – Projeção do sistema viário e curvas de nível do loteamento em estudo



Fonte: Detalhamento da área de estudo.

Inicialmente, após a definição da área de projeto, foi analisada a topografia do local, para, a partir disso, dividir a área em sub-bacias de contribuição e definir os caminhos naturais de escoamento da água, levando em consideração também a malha viária proposta para o loteamento.

Após foi proposto o traçado da rede, indicando os divisores das sub-bacias, e a área de contribuição de cada trecho. As sarjetas foram dimensionadas para escoar as águas até as bocas de lobo, que tiveram seu posicionamento de forma a atender todas as regiões sem causar pontos de acumulação de água. Na verificação das sarjetas utilizou-se a equação de Manning, com os dados relativos para cada trecho analisado (trechos mais longos sem bocas de lobo), e para cálculo da capacidade hidráulica de engolimento das bocas de lobo, foi usada a equação para cálculo de vertedouros de parede espessa.

Definidas as posições de coleta pelas bocas de lobo, foram posicionados os poços de visita, preferencialmente no eixo das vias de circulação, onde receberão a ligação das bocas de lobo. Também foram posicionados poços de visita em pontos de mudanças de direção e mudanças de diâmetros.

Dando prosseguimento, foi traçada a rede pluvial, que interliga os poços de visita e atende a todos os dispositivos de coleta, recebendo as águas de ambos os lados da rua onde está posicionada centralmente.

3.2 DETERMINAÇÃO DAS VAZÕES DE PROJETO

Após a fase de demarcação dos traçados, foram calculados e definidos os fatores hidrológicos que foram utilizados nos cálculos de vazão, para posteriormente realizar o dimensionamento hidráulico dos dispositivos que compõem o sistema de drenagem. Para o cálculo da vazão total resultante da área em estudo, foi utilizada a equação do método racional.

Na determinação do coeficiente de escoamento superficial da área estudada, a mesma foi dividida conforme o futuro uso, em área de lotes ($C=0,5$), e área de projeção viária ($C=0,9$). Para obtenção do coeficiente para uso geral, utilizou-se a fórmula de somatório proporcional de cada área multiplicado pelo seu coeficiente tabelado, gerando então um coeficiente médio de escoamento superficial para toda a área igual a 0,6.

Para a definição da intensidade da chuva de projeto, utilizou-se a equação geral sugerida por Gonçalves (2011), com os parâmetros (a, b, c, d) ajustados para a cidade de São Leopoldo – RS, pertencente ao Vale do Rio dos Sinos, local hipotético utilizado como referência para a área do loteamento em análise, sendo que a autora em seu estudo utilizou dados de satélites para análise do histórico de precipitações, podendo resultar por vezes em intensidades superestimadas. Ainda para uso nesta mesma equação, foram definidos os parâmetros de tempo de retorno, utilizado conforme bibliografia com recomendação de valores de tabelas para loteamentos com destinação residencial/comercial ($T_r = 5$ anos), e tempo de duração da chuva que usualmente foi definido igual ao tempo de concentração da bacia ($t=10$ minutos), para as cabeceiras de rede.

$$I = \frac{3022 * T_r^{0,16}}{(t+23,50)^{0,91}} \quad \text{Equação 11}$$

Com a aplicação dos dados acima na equação, foi encontrado para a intensidade de chuva de projeto o valor de 160,08mm/h.

3.3 DIMENSIONAMENTO DA REDE

As galerias foram dimensionadas pela equação de Chezy e coeficiente de Manning, para altura de lâmina de 0,9d; levando em consideração a vazão calculada para o trecho, o coeficiente de rugosidade de Manning do material constituinte do tubo em projeto (usando 0,017 para concreto e 0,010 para PEAD); e também a declividade da rede no trecho. Após o dimensionamento, o diâmetro de tubo a ser utilizado foi procurado em catálogos comerciais dos tubos (concreto ou PEAD), sempre utilizando o primeiro diâmetro comercial acima do calculado.

Posteriormente foi verificada a velocidade máxima buscando adequar ao intervalo aceito para cada tipo de material, conforme Azevedo Netto (1998), máximo de 5,0 m/s para concreto; e segundo Tigre-ADS (2018), máximo de 7,0 m/s para PEAD). O tempo de concentração foi definido usualmente com 10min para as cabeceiras de rede.

Os cálculos foram realizados considerando os dois tipos de materiais para posterior comparação, adequando os parâmetros para cada caso.

3.4 LEVANTAMENTO DE QUANTITATIVOS E ORÇAMENTO

De posse dos dados planilhados, foram estimados os serviços complementares necessários para a execução de cada uma das propostas de redes, como por exemplo: volumes de escavação (m^3), reaterro (m^3) e transporte do material excedente até o bota-fora ($m^3 \times km$); volume total de lastro de brita exigido para cada tecnologia; e a quantificação do necessário escoramento de valas (m^2) em cada situação.

Com a quantificação de todos os materiais e serviços envolvidos nas propostas de implantação das diferentes redes de drenagem (tubos de concreto e tubos em PEAD), foi gerado uma planilha de orçamento em separado para cada situação, para possibilitar o posterior estudo comparativo destes custos encontrados.

A realização do orçamento foi através da tabela SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil). Essa tabela fornece preços de insumos e mão de obra, com atualização mensal, para todas as capitais do país além de fornecer composições unitárias para diferentes serviços. A tabela é muito utilizada para obras do setor público, e é disponibilizada pela Caixa Econômica Federal, que realiza a especificação de insumos, composições de serviços e orçamentos de referência. Como base de preço para o orçamento, foi utilizada a tabela de referências do mês de abril de 2019, para o estado do Rio Grande do Sul.

4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Utilizando os parâmetros indicados anteriormente, foi determinada a vazão total da área em estudo, resultando em 5,28m³/s.

A Tabela 8 apresenta as características dos trechos estudados indicando comprimentos, áreas e declividades. A vazão acumulada em cada um dos trechos para cada situação estudada pode ser verificada nas planilhas de dimensionamento que se encontram no APÊNDICE B e D.

Tabela 8 – Vazões por trecho da rede projetada

Vértice		L (m)	Área cont. mont. (m ²)	Área (km ²)		Cota entre PV's (m)		I rua (m/m)
Mont.	Jus.			Trecho	Acumulada	Mont.	Jus.	
1	2	50.00	15005.46	0.0150055	0.0150055	47.30	46.80	0.010
2	3	50.00	4850.00	0.0048500	0.0198555	46.80	46.40	0.008
3	4	50.00	4850.00	0.0048500	0.0247055	46.40	45.70	0.014
4	5	50.00	4850.00	0.0048500	0.0295555	45.70	45.20	0.010
5	6	44.72	2923.22	0.0029232	0.0324787	45.20	44.50	0.016
6	7	50.00	4348.72	0.0043487	0.0368274	44.50	43.80	0.014
7	8	46.29	5396.32	0.0053963	0.0422237	43.80	43.30	0.011
8	9	50.00	3597.96	0.0035980	0.0458217	43.30	42.10	0.024
9	10	50.00	2013.09	0.0020131	0.0478348	42.10	41.30	0.016
10	11	50.00	4538.21	0.0045382	0.0523730	41.30	40.70	0.012
11	12	50.00	4899.99	0.0049000	0.0572730	40.70	40.10	0.012
12	13	50.00	4379.89	0.0043799	0.0616529	40.10	39.80	0.006
13	14	48.27	2823.15	0.0028232	0.0644760	39.80	39.30	0.010
14	15	50.00	2469.52	0.0024695	0.0669455	39.30	38.70	0.012
15	16	50.00	4224.04	0.0042240	0.0711696	38.70	38.30	0.008
16	17	50.00	8593.60	0.0085936	0.0797632	38.30	38.00	0.006
17	35	24.63	6942.74	0.0069427	0.0867059	38.00	37.90	0.004
18	19	50.00	15126.10	0.0151261	0.0151261	44.60	44.20	0.008
19	20	50.00	4850.00	0.0048500	0.0199761	44.20	43.70	0.010
20	21	50.00	4850.00	0.0048500	0.0248261	43.70	43.40	0.006
21	22	16.46	4850.00	0.0048500	0.0296761	43.40	43.30	0.006
22	23	50.00	6760.61	0.0067606	0.0364367	43.30	42.00	0.026
23	28	47.00	4986.82	0.0049868	0.0414235	42.00	40.60	0.030
24	25	50.00	15240.04	0.0152400	0.0152400	42.10	41.50	0.012
25	26	50.00	4845.71	0.0048457	0.0200858	41.50	41.20	0.006
26	27	50.00	4852.14	0.0048521	0.0249379	41.20	40.80	0.008
27	28	16.46	4850.76	0.0048508	0.0297887	40.80	40.60	0.012
28	29	48.50	4619.53	0.0046195	0.0758317	40.60	39.40	0.025
29	30	37.95	3186.87	0.0031869	0.0790186	39.40	38.30	0.029
30	35	17.78	1626.74	0.0016267	0.0806453	38.30	37.90	0.022
31	32	50.00	17910.77	0.0179108	0.0179108	39.50	38.80	0.014

Vértice		L (m)	Área cont. mont. (m ²)	Área (km ²)		Cota entre PV's (m)		I rua (m/m)
Mont.	Jus.			Trecho	Acumulada	Mont.	Jus.	
32	33	50.00	5667.85	0.0056679	0.0235786	38.80	38.30	0.010
33	34	50.00	5676.67	0.0056767	0.0292553	38.30	37.95	0.007
34	35	16.33	5686.58	0.0056866	0.0349419	37.95	37.90	0.003
35	36	28.56	690.85	0.0006909	0.2029840	37.90	37.40	0.018
36	37	28.56	1208.74	0.0012087	0.2041927	37.40	36.90	0.018

Fonte: Autor (2019).

Com as vazões calculadas , foram obtidos os diâmetros mínimos para cada trecho e tipo de material, listados na Tabela 9 onde se pode verificar uma redução nos diâmetros da tubulação de PEAD em todos os trechos.

Tabela 9 – Comparação de diâmetros das tubulações para o mesmo trecho

Vértice		L (m)	CONCRETO	PEAD
Mont.	Jus.		Diâmetro Tubo (m)	Diâmetro Tubo (m)
1	2	50.00	0.60	0.45
2	3	50.00	0.80	0.60
3	4	50.00	0.80	0.60
4	5	50.00	0.80	0.60
5	6	44.72	0.80	0.60
6	7	50.00	0.80	0.60
7	8	46.29	1.00	0.75
8	9	50.00	1.00	0.75
9	10	50.00	1.00	0.75
10	11	50.00	1.00	0.75
11	12	50.00	1.00	0.75
12	13	50.00	1.20	0.90
13	14	48.27	1.20	0.90
14	15	50.00	1.20	0.90
15	16	50.00	1.20	0.90
16	17	50.00	1.20	1.05
17	35	24.63	1.50	1.05
18	19	50.00	0.60	0.50
19	20	50.00	0.80	0.60
20	21	50.00	0.80	0.60
21	22	16.46	0.80	0.75
22	23	50.00	0.80	0.75
23	28	47.00	0.80	0.75
24	25	50.00	0.60	0.50
25	26	50.00	0.80	0.60
26	27	50.00	0.80	0.60
27	28	16.46	0.80	0.60
28	29	48.50	1.00	0.75
29	30	37.95	1.00	0.75

Vértice		L (m)	CONCRETO	PEAD
Mont.	Jus.		Diâmetro Tubo (m)	Diâmetro Tubo (m)
30	35	17.78	1.00	0.75
31	32	50.00	0.60	0.50
32	33	50.00	0.80	0.60
33	34	50.00	0.80	0.75
34	35	16.33	1.00	0.80
35	36	28.56	1.50	1.20
36	37	28.56	1.50	1.20

Fonte: Autor (2019).

A Tabela 10 apresenta uma relação de quantidades lineares de cada diâmetro, para os dois materiais estudados.

Tabela 10 – Quantificação linear de tubos por diâmetro comercial

CONCRETO	
Diâmetro interno comercial (m)	Quant. Linear (m)
0.60	200.00
0.80	674.64
1.00	366.85
1.20	248.27
1.50	81.75
Soma	1571.51

PEAD	
Diâmetro interno comercial (m)	Quant. Linear (m)
0.45	50.00
0.50	150.00
0.60	511.18
0.75	513.98
0.80	16.33
0.90	198.27
1.05	74.63
1.20	57.12
Soma	1571.51

Fonte: Autor (2019).

Definidas as metragens de cada tubo e seus diâmetros, foram quantificados e orçados com base na tabela de referência SINAPI-RS, os serviços complementares para implantação das duas sugestões de rede. Com base nisso, foram geradas tabelas para possibilitar a comparação entre volumes e valores de cada serviço

envolvido em cada proposta, iniciando-se pelos cálculos dos volumes de escavação (APÊNDICE F), resumidos conforme a tabela a seguir.

Tabela 11 – Comparativo de volumes e valores de escavação de valas

Escavação de vala para assentamento dos tubos (m³)			
Tubos de Concreto		Tubos em PEAD	
Quantidade	Custo (R\$)	Quantidade	Custo (R\$)
5,856.56	27,877.24	3,486.38	16,595.18

Fonte: Autor (2019).

O volume de escavação necessária para os tubos de concreto foi 68% maior quando comparado aos tubos em PEAD. Para comparação, no caso estudado por Andrade e Abreu (2017), o volume de escavação para os tubos em concreto foi 47,27% maior, e já na situação analisada por Florêncio (2016), esse valor é cerca de 15% mais alto na mesma situação.

O escoramento de valas, tipo pontaleteamento foi dimensionado em planilha (apêndice I), e o resumo das diferenças encontradas está demonstrado na tabela abaixo.

Tabela 12 – Comparativo de escoramento de valas

Escoramento de valas, tipo pontaleteamento (m²)			
Tubos de Concreto		Tubos em PEAD	
Quantidade	Custo (R\$)	Quantidade	Custo (R\$)
7,164.91	140,288.94	5,010.52	98,106.03

Fonte: Autor (2019).

A metragem necessária de escoramento de valas mostrou-se 43% maior no caso dos tubos em concreto, comparado aos tubos em PEAD.

O lastro de brita para assentamento dos tubos, foi dimensionado em planilha (apêndice G), e o resumo das quantidades calculadas está demonstrado na tabela a seguir.

Tabela 13 – Comparativo de lastro de brita

Lastro de brita, com preparo de fundo (m³)			
Tubos de Concreto		Tubos em PEAD	
Quantidade	Custo (R\$)	Quantidade	Custo (R\$)
505.43	59,969.70	310.61	36,853.32

Fonte: Autor (2019).

Neste caso, o volume de brita para executar a base para assentamento dos tubos de concreto foi 63% maior quando comparado ao necessário aos tubos em PEAD. No caso estudado por Andrade e Abreu (2017), o volume de brita foi 4% maior para os tubos em concreto.

Nos cálculos dos volumes de reaterro mecanizado de valas (apêndice H), foram obtidos os valores resumidos conforme a tabela a seguir.

Tabela 14 – Comparativo de volumes de reaterro mecanizado de valas

Reaterro mecanizado de vala (m³)			
Tubos de Concreto		Tubos em PEAD	
Quantidade	Custo (R\$)	Quantidade	Custo (R\$)
3,835.64	32,296.06	2,236.08	18,827.76

Fonte: Autor (2019).

O volume de serviço de reaterro necessário para os tubos de concreto foi 72% maior quando comparado aos tubos em PEAD, neste estudo. No caso simulado por Andrade e Abreu (2017), o volume de reaterro encontrado para os tubos em concreto foi 70% maior, na mesma comparação.

O item de volume e transporte com caminhão do material excedente até o bota-fora, foi dimensionado em planilha (apêndice H), e o resumo das quantidades calculadas está demonstrado na tabela a seguir.

Tabela 15 – Comparativo de volume e transporte até o bota-fora

Transporte com caminhão até o bota-fora (km x m³) (*10km)			
Tubos de Concreto		Tubos em PEAD	
Quantidade	Custo (R\$)	Quantidade	Custo (R\$)
25,261.58	40,418.53	15,628.84	25,006.15

Fonte: Autor (2019).

Neste caso, o volume de material excedente para ser transportado e descartado em bota-fora gerado pelos tubos de concreto foi 62% maior quando comparado ao necessário aos tubos em PEAD. No caso estudado por Andrade e Abreu (2017), o volume deste material foi 13% maior para os tubos em concreto.

Em relação aos itens dos orçamentos globais das obras (apêndices J e L) ligados à escavação e reaterro de valas, itens iniciais de quantificação e execução, foi produzida uma tabela comparativa resumida dos valores, para especificar os

custos iniciais para cada uma das tecnologias, sem considerar a tubulação propriamente dita e o ato de assentamento desta, conforme demonstrado a seguir.

Tabela 16 – Comparativo custo de itens relacionados a escavação e reaterro

Valores totais dos itens relacionados a escavação e reaterro de valas	
Tubos de Concreto	Tubos em PEAD
Custo Total (R\$)	Custo Total (R\$)
300,850.47	195,388.44

Fonte: Autor (2019).

Neste caso, o custo total orçado para os serviços e materiais, sem incluir a tubulação e o assentamento, ficou 54% mais caro para a execução da rede com tubos em concreto, quando comparada com a rede em PEAD. No estudo de caso de Florêncio (2016), o custo destes serviços e insumos relacionados foi cerca de 14% maior para as tubulações de concreto, em relação ao PEAD. Já na situação analisada por Andrade e Abreu (2017), estes custos são 43% maiores, também para as redes de concreto em comparação ao PEAD.

Para a análise dos custos relacionados à tubulação diretamente, tais como tubos dos diferentes diâmetros e o assentamento destes, foi gerada uma planilha comparativa que resume os custos totais destes itens, conforme a sua tecnologia de fabricação, conforme demonstrado na tabela a seguir.

Tabela 17 – Comparativo custo dos itens relacionados aos tubos e assentamento

Valores totais dos itens relacionados aos tubos e assentamento	
Tubos de Concreto	Tubos em PEAD
Custo Total (R\$)	Custo Total (R\$)
557,674.01	1,270,681.51

Fonte: Autor (2019).

Na simulação do orçamento destes itens, o custo para a compra da tubulação e o seu assentamento, ficou 128% mais cara para a execução da rede com tubos em PEAD, quando comparada com a rede de tubos de concreto, representando mais do que o dobro do custo desta tecnologia. No estudo de Florêncio (2016), o custo das tubulações foi 12% maior para as tubulações em PEAD, em relação aos tubos de concreto. Na orçamentação analisada em Andrade e Abreu (2017), estes custos são 62% maiores, também para as redes em PEAD em comparação com as de concreto. Já no artigo de Cavalcanti (2015), a situação se inverte e a tubulação

de concreto é que foi avaliada como mais onerosa, na proporção de 42% a mais do que os custos dos tubos em PEAD.

Para finalizar, é necessário fazer ainda a comparação do preço global dos orçamentos (vide apêndices J e L) considerando os custos totais de implantação das redes para cada tecnologia sugerida, entre os tradicionais tubos de concreto e os mais recentes tubos em PEAD. Para tal comparação, segue tabela resumida abaixo.

Tabela 18 – Comparativo de custos totais para implantação das diferentes redes

Valores globais de orçamento das diferentes tecnologias	
Tubos de Concreto	Tubos em PEAD
Custo Total (R\$)	Custo Total (R\$)
858,524.48	1,466,069.95

Fonte: Autor (2019).

Analisando os orçamentos totais, para o projeto deste estudo, a implantação da rede de drenagem com tubos em PEAD fica 71% mais cara em relação à de tubos de concreto. Comparando com outros estudos, verifica-se que para Florêncio (2016), o custo total de implantação das redes em PEAD foi 10,50% maior em relação aos tubos de concreto. Na obra de Andrade e Abreu (2017), estes custos são 37,24% maiores, também para implantação das redes em PEAD em comparação com as de concreto. Ainda, no artigo de Cavalcanti (2015), a situação se modifica, pois a tubulação de concreto é que foi avaliada como mais onerosa, na proporção de 23,97% a mais no total do que os custos para a rede com tubos em PEAD, levando em consideração os diferentes itens e referências de preços que este autor considerou em seu estudo.

5. CONCLUSÃO

Neste trabalho, foram projetadas duas propostas de implantação de redes de drenagem pluvial para um loteamento fictício com área de aproximadamente 20 hectares na região do Vale do Rio dos Sinos - RS, com baixas declividades, comparando os quantitativos de serviços e também os custos envolvidos em cada uma das tecnologias de tubulação, entre os tradicionais tubos de concreto e os mais recentes tubos em PEAD.

O dimensionamento para o uso dos tubos em PEAD se mostrou superior em termos de eficiência hidráulica, tendo melhor desempenho de escoamento devido à baixa rugosidade de suas paredes internas, o que gera menores diâmetros de rede e conseqüentemente menores volumes de escavações e outros serviços adicionais à implantação do sistema de drenagem. Além disso, esta tecnologia tem maior produtividade para assentamento, pois apresenta-se geralmente em barras de 6 metros de comprimento, que também são muito mais leves que as manilhas de concreto, proporcionando melhor mobilidade. A vida útil estimada do material também é superior, além de necessitar menos emendas, reduzindo a possibilidade de problemas com juntas entre os tubos.

A questão dos menores custos envolvidos na aquisição do insumo é ponto a favor dos tubos em concreto, que também tem menor exigência de mão de obra qualificada e são mais facilmente encontrados no mercado da construção civil.

Vale destacar ainda que os tubos em PEAD são produzidos em escala industrial, com rigorosos sistemas de qualidade, necessitando de maquinário especializado para sua produção, o que pode ser a justificativa para seu alto custo de aquisição, que acaba tornando a implantação de seu sistema mais onerosa. Em custos gerais de compra dos tubos em PEAD e seus serviços acessórios para assentamento e instalação, o valor fica na ordem de 71% maior que a rede em concreto.

Com estas considerações, conclui-se que caso o custo total não seja um fator predominante na escolha do sistema a implantar, o uso da tubulação em PEAD é uma ótima alternativa para execução de redes de drenagem pluvial urbana, superior à tecnologia de tubos de concreto, pois representa a dinâmica que as atuais obras

de infraestrutura necessitam, prometendo ainda vantagens por exigir um menor número de manutenções futuras.

6. REFERÊNCIAS

ABTC. **Avaliação comparativa de desempenho entre tubos rígidos e flexíveis para utilização em obras de drenagem de águas pluviais** . Disponível em: < https://www.abtc.com.br/site/download/avaliacao_obras_drenagem.pdf >. Acesso em: 01 dez. 2018.

ABTC. **Tubos e aduelas** . Disponível em: < <https://www.abtc.com.br/site/tubos-aduelas.php> >. Acesso em: 01 dez. 2018.

ANDRADE, Leila de; ABREU, Tatiane Aparecida de. **Análise comparativa entre tubos de concreto e tubos PEAD para drenagem pluvial**. 2017. 71 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil). Universidade do Sul de Santa Catarina, Palhoça, 2017. Disponível em: < <http://www.riuni.unisul.br/handle/12345/2358>>. Acesso em: 12 set. 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12266**: Projeto e execução de valas para assentamento de tubulação de água, esgoto ou drenagem urbana. Rio de Janeiro, 1992.

AZEVEDO NETTO, José Martiniano. et al. **Manual de Hidráulica**. 8. ed. São Paulo: Blücher, 1998.

CANHOLI, Aluísio Pardo. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

CAVALCANTI, Matheus Pinheiro. **Estudo da viabilidade técnica e financeira do uso do PEAD no sistema drenagem urbana**. 2015. 20 f. Monografia (Engenharia Civil). Universidade Católica de Brasília, Brasília, 2015. Disponível em: <<https://repositorio.ucb.br/jspui/bitstream/10869/5896/5/Matheus%20Pinheiro%20Cavalcanti.pdf>>. Acesso em: 12 set. 2018.

CHOW, Ven Te; MAIDMENT, David R.; MAYS, Larry W.. **Hidrologia aplicada**. 1. ed. Santafé de Bogotá, Colômbia: McGraw-Hill Interamericana, 1994.

COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL-CETESB. **Drenagem Urbana: manual de projeto**. 3. Ed. São Paulo, 1986. 452p.

D'AGOSTINI **Tubos de concreto para águas pluviais** . Disponível em: < <https://www.dagostini.ind.br/redes-de-escoamento-e-tubos-de-concreto-simples-e-armados-para-aguas-pluviais-em-porto-alegre-rs.html> >. Acesso em: 01 dez. 2018.

DELTA. **Tubos de concreto** . Disponível em: < <http://www.artefatosdelta.com.br/tubos-concreto.php> >. Acesso em: 01 dez. 2018.

FLORENCIO, Guilherme Matos. **Comparativo de desempenho e viabilidade econômica entre tubulações de PEAD e concreto para sistemas de drenagem pluvial**: estudo de caso. 2016. 19 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil). Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2016. Disponível em:<<http://repositorio.unesc.net/bitstream/1/4977/1/GuilhermeMatosFlor%C3%AAncio.pdf>>. Acesso em: 24 set. 2018.

GONÇALVES, Lidianne Souza. **Relações intensidade-duração-frequência com base em estimativas de precipitação por satélite**. 2011. 135 f. Dissertação de Mestrado (Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 2011. Disponível em: <<https://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/49152> >. Acesso em: 14 mar. 2019.

GRIBBIN, John E. **Introdução a hidráulica, hidrologia e gestão de águas pluviais**. 2. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2017.

HISTÓRIA DA ARTE E ARQUITETURA. **Aquedutos e pontes** . Disponível em: <<https://historiaartearquitetura.com/2017/02/15/aquedutos-e-pontes/> >. Acesso em: 30 nov. 2018.

INFRAESTRUTURA URBANA. **Uso de tubos de PEAD avança no subsolo das cidades brasileiras** . Disponível em: <<https://infraestruturaurbana.pini.com.br/br/uso-de-tubos-de-pead-avanca-no-subsolo-das-cidades-brasileiras/> >. Acesso em: 01 dez. 2018.

LIBERATO, Thaís Souza. **Utilização de tubos de PVC Rib Loc para rede de águas pluviais**. 2015. 78 f. Trabalho de Conclusão do Curso de Especialização em Construção Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. Ênfase: Tecnologia e produtividade das construções. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015. Disponível em: <http://www.bibliotecadigital.ufmg.br/dspace/bitstream/handle/1843/BUBD-A9PGQY/rib_loc_rev.05_08_12_15.pdf?sequence=1>. Acesso em: 22 set. 2018.

MIGUEZ, Marcelo Gomes; VERÓL, Aline Pires; REZENDE, Osvaldo Moura. **Drenagem urbana: do projeto tradicional à sustentabilidade**. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2016.

PINTO, Nelson L. de Sousa; HOLTZ, Antonio Carlos Tatit; MARTINS, José Augusto. **Hidrologia de superfície**. 2. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1973.

PLANETA BIOLOGIA. **Ciclo de água na natureza** - fases e processos do ciclo da água . Disponível em: <<https://planetabiologia.com/ciclo-da-agua-na-natureza-fases-e-processos-do-ciclo-da-agua/> >. Acesso em: 31 out. 2018.

PMPA/IPH, Prefeitura Municipal de Porto Alegre/Instituto de Pesquisas Hidráulicas. **Plano Diretor de Drenagem Urbana: Manual de Drenagem Urbana, Vol. VI**. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005.

PORTAL METÁLICA. **Tubos para obras de infraestrutura** . Disponível em: <http://www.metallica.com.br/pg_dinamica/bin/pg_dinamica.php?id_pag=675 >. Acesso em: 01 dez. 2018.

SINAPI – SISTEMA NACIONAL DE PESQUISA DE CUSTOS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO CIVIL, Tabelas de composição de custos, RS, Porto Alegre: C.E.F., 2019. Data de emissão: 21/05/2019. Disponível em: <http://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria_660 > Acesso em: 27 Maio 2019.

TELLES, Dirceu D'Alkmin.(Coord.). ; GÓIS, Josué Souza de. (Colab.). et al. **Ciclo ambiental da água**: da chuva à gestão. 1. ed. São Paulo: Blücher, 2013.

TIGRE ADS. **Obras** . Disponível em: < <http://www.tigreads.com/brasil/pt/tigre-ads-presente-maior-condominio-distrito-federal> >. Acesso em: 01 dez. 2018.

TIGRE ADS. **PEAD** . Disponível em: < <http://www.tigreads.com/brasil/pt/pead> >. Acesso em: 01 dez. 2018.

TOMAZ, Plínio. **Curso de manejo de águas pluviais**. Capítulo 50 - Fórmula de Manning e canais. [S.l.], maio 2011. Disponível em: < http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/capitulo_50_formula_de_manning_galerias_e_canais.pdf>. Acesso em: 24 nov. 2018.

TUCCI, Carlos E. M. (Org.). et al. **Hidrologia**: ciência e aplicação. 4. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 2014.

TUCCI, Carlos E. M. (Org.); PORTO, Rubem La Laina. (Org.); BARROS, Mário T. de. (Org.). et al. **Drenagem Urbana**. 1. ed. Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade UFRGS, 1995.

APÊNDICE A – PLANTA BAIXA LOTEAMENTO COM REDE DE CONCRETO

APÊNDICE C – PLANTA BAIXA LOTEAMENTO COM REDE EM PEAD

APÊNDICE D - DIMENSIONAMENTO DA REDE EM PEAD

PLANILHA DE DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

Alterar somente as lacunas desta cor	
Tempo de Retorno	5 anos
Tempo de Concentração	10 minutos
Coefficiente Médio	0,5965168

*Tubos em PEAD

Vértice	Jusante	L (m)	Área Cont. Mont. (m ²)	Área (km ²)		Cota entre PV's (m)	Irua (m/m)	Q (m ³ /s)	Q acum (m ³ /s)	Diâmetro (calculado) (m)	Diâmetro adotado (m)	Fator hidráulico	H	RH	Veloc. (m/s)	Tp (min)	Tc (min)	Cota da Rede (m)		Recobrimento (m)		Intens. (mm/h)
				Montante	Jusante													Montante	Jusante	Montante	Jusante	
1	2	50,00	15005,46	0,0150055	0,01500546	47,30	0,010	0,40	0,40	0,45	0,3350	0,42	0,1314	2,62	0,32	10,00	46,25	45,75	0,60	0,60	160,08	
2	3	50,00	4850,00	0,00485	0,01985546	46,80	0,008	0,13	0,53	0,52	0,60	0,2296	0,38	0,1717	2,80	0,30	10,00	45,60	45,20	0,60	0,60	158,71
3	4	50,00	4850,00	0,00485	0,02470546	46,40	0,014	0,13	0,65	0,51	0,60	0,2154	0,37	0,1693	3,66	0,23	10,62	45,20	44,50	0,60	0,60	157,45
4	5	50,00	4850,00	0,00485	0,02955546	45,70	0,010	0,13	0,78	0,58	0,60	0,3040	0,48	0,1825	3,25	0,26	10,84	44,50	44,00	0,60	0,60	156,50
5	6	44,72	2923,22	0,0029232	0,03247868	45,20	0,016	0,08	0,85	0,55	0,60	0,2665	0,43	0,1793	4,02	0,19	11,10	44,00	43,30	0,60	0,60	155,44
6	7	50,00	4348,72	0,0043487	0,0368274	44,50	0,014	0,11	0,97	0,59	0,60	0,3186	0,51	0,1820	3,84	0,22	11,28	43,30	42,60	0,60	0,60	154,69
7	8	46,29	5396,32	0,0053963	0,04222372	43,80	0,011	0,14	1,10	0,65	0,75	0,2288	0,48	0,2167	3,76	0,20	11,50	42,45	41,95	0,60	0,60	153,82
8	9	50,00	3597,96	0,003598	0,04582168	43,30	0,024	0,09	1,19	0,58	0,75	0,1660	0,39	0,1922	5,22	0,16	11,71	41,95	40,75	0,60	0,60	153,00
9	10	50,00	2013,09	0,0020131	0,04783477	42,10	0,016	0,05	1,25	0,63	0,75	0,2120	0,46	0,2099	4,51	0,18	11,87	40,75	39,95	0,60	0,60	152,37
10	11	50,00	4538,21	0,0045382	0,052377298	41,30	0,012	0,11	1,36	0,69	0,75	0,2672	0,54	0,2241	4,08	0,20	12,05	39,95	39,35	0,60	0,60	151,65
11	12	50,00	4899,99	0,0048999	0,05727797	40,70	0,010	0,12	1,48	0,71	0,75	0,2913	0,58	0,2273	4,12	0,20	12,26	39,35	38,75	0,60	0,60	150,87
12	13	50,00	4379,89	0,0043799	0,06165286	40,10	0,006	0,11	1,59	0,83	0,90	0,2720	0,66	0,2698	3,76	0,26	12,46	38,60	38,30	0,60	0,60	150,09
13	14	48,27	2823,15	0,0028232	0,06447601	39,80	0,010	0,07	1,66	0,77	0,90	0,2161	0,56	0,2539	4,12	0,20	12,71	38,30	37,80	0,60	0,60	149,13
14	15	50,00	2469,52	0,0024695	0,06694553	39,30	0,012	0,06	1,72	0,75	0,90	0,2081	0,54	0,2498	4,39	0,19	12,91	37,80	37,20	0,60	0,60	148,40
15	16	50,00	4224,04	0,004224	0,07116957	38,70	0,008	0,10	1,83	0,83	0,90	0,2702	0,65	0,2689	3,76	0,22	13,10	37,20	36,80	0,60	0,60	147,70
16	17	50,00	8593,60	0,0085936	0,07976317	38,30	0,004	0,21	2,03	0,92	1,05	0,2306	0,67	0,3005	3,50	0,24	13,32	36,65	36,35	0,60	0,60	146,89
17	35	24,63	6942,74	0,0069427	0,08670591	38,00	0,004	0,17	2,20	1,01	1,05	0,3035	0,84	0,3194	3,00	0,14	13,56	36,35	36,25	0,60	0,60	146,03
18	19	50,00	15126,10	0,0151261	0,09151261	44,60	0,008	0,40	0,40	0,47	0,50	0,2851	0,38	0,1512	2,57	0,32	10,00	43,50	43,10	0,60	0,60	160,08
19	20	50,00	4850,00	0,00485	0,0199761	44,20	0,010	0,13	0,53	0,50	0,60	0,2066	0,36	0,1666	3,06	0,27	10,32	43,00	42,50	0,60	0,60	158,68
20	21	50,00	4850,00	0,00485	0,0248261	43,70	0,006	0,13	0,66	0,60	0,60	0,3306	0,54	0,1788	2,49	0,34	10,60	42,50	42,20	0,60	0,60	157,53
21	22	16,46	4850,00	0,00485	0,0296761	43,40	0,006	0,13	0,78	0,64	0,75	0,2159	0,47	0,2116	2,80	0,10	10,93	42,05	41,95	0,60	0,60	156,14
22	23	50,00	6760,61	0,0067606	0,03643671	43,30	0,026	0,17	0,96	0,52	0,75	0,1277	0,34	0,1748	5,10	0,16	11,03	41,95	40,65	0,60	0,60	155,73
23	28	47,00	4986,82	0,0049868	0,04142353	42,00	0,030	0,13	1,08	0,54	0,75	0,1353	0,35	0,1801	5,57	0,14	11,19	40,65	39,25	0,60	0,60	155,06
24	25	50,00	15240,04	0,01524	0,01524004	42,10	0,012	0,40	0,40	0,44	0,50	0,2345	0,33	0,1441	3,05	0,27	10,00	41,00	40,40	0,60	0,60	160,08
25	26	50,00	4845,71	0,0048457	0,02008575	41,50	0,006	0,13	0,53	0,55	0,60	0,2683	0,43	0,1793	2,49	0,33	10,27	40,30	40,00	0,60	0,60	158,90
26	27	50,00	4852,14	0,0048521	0,02493789	41,20	0,008	0,13	0,66	0,57	0,60	0,2877	0,46	0,1814	2,90	0,29	10,61	40,00	39,60	0,60	0,60	157,48
27	28	16,46	4850,76	0,0048508	0,02978865	40,80	0,012	0,13	0,78	0,56	0,60	0,2780	0,44	0,1805	3,56	0,08	10,90	39,60	39,40	0,60	0,60	156,28
28	29	48,50	4619,53	0,0046195	0,07583171	40,60	0,025	0,12	1,99	0,70	0,75	0,2722	0,55	0,2249	5,87	0,14	11,19	39,25	38,05	0,60	0,60	155,06
29	30	37,95	3186,87	0,0031869	0,07901858	39,40	0,029	0,08	2,07	0,69	0,75	0,2618	0,53	0,2231	6,33	0,10	11,33	38,05	36,95	0,60	0,60	154,51
30	35	17,78	1626,74	0,0016267	0,08064532	38,30	0,022	0,04	2,11	0,72	0,75	0,3031	0,60	0,2282	5,66	0,05	11,43	36,95	36,55	0,60	0,60	154,10
31	32	50,00	17910,77	0,0179108	0,01791077	39,50	0,014	0,48	0,48	0,45	0,50	0,2552	0,35	0,1474	3,34	0,25	10,00	38,40	37,70	0,60	0,60	160,08
32	33	50,00	5667,85	0,0056679	0,02357862	38,80	0,010	0,15	0,62	0,53	0,60	0,2440	0,40	0,1750	3,17	0,26	10,25	37,60	37,10	0,60	0,60	159,00
33	34	50,00	5676,67	0,0056767	0,02925529	38,30	0,007	0,15	0,77	0,62	0,75	0,1991	0,44	0,2065	2,95	0,28	10,51	36,95	36,60	0,60	0,60	157,88
34	35	16,33	5686,58	0,0056866	0,03494187	37,95	0,003	0,15	0,92	0,77	0,80	0,3019	0,64	0,2434	2,18	0,13	10,79	36,55	36,50	0,60	0,60	156,70
35	36	28,56	690,85	0,0006909	0,20298395	37,90	0,018	0,02	5,25	1,07	1,20	0,2441	0,80	0,3500	6,62	0,07	13,56	36,10	35,60	0,60	0,60	146,03
36	37	28,56	1208,74	0,0012087	0,20419269	37,40	0,018	0,03	5,28	1,07	1,20	0,2454	0,80	0,3500	6,62	0,07	13,63	35,60	35,10	0,60	0,60	145,78
TOTALS:	37	1571,51	205401,03	0,20540103	0,20540103			5,28								13,63						160,08

APÊNDICE E - VERIFICAÇÃO DE SARJETAS E BOCAS DE LOBO

Dimensionamento da Sarjeta

*Casos mais críticos

RUA	L (m) Projetado	ÁREA (ha)	COTA DO TERRENO		l longitudinal (m/m)	tc (min)	"C" - Médio	I transversal (m/m)	Q _c (m³/s) calculada	Q (m³/s) admitida	Q (m³/s) requerida	Q. Admitida > Q. requerida	Observações				Intensidade (mm/h)	
			MONTANTE	JUSANTE									Rh	Am	hs	Ls		Pm
1 - PV01	153,70	1,50	48,15	47,30	0,0055	10	0,60	0,0333	0,514	0,411	0,398	ok	0,07	0,34	0,15	4,50	4,65	160,08
2 - PV18	154,94	2,37	45,70	44,60	0,0071	10	0,60	0,0333	0,582	0,466	0,402	ok	0,07	0,34	0,15	4,50	4,65	160,08
3 - PV24	157,18	2,98	43,50	42,10	0,0089	10	0,60	0,0333	0,652	0,522	0,405	ok	0,07	0,34	0,15	4,50	4,65	160,08

Perfil da Rua (m)	
Largura	9,00
1/2 rua	4,50
H meio fio	0,15
I transversal (m/m)	0,03
Q admitida (%)	80,00

Vazão das Sarjetas

$$Q = 1/n \cdot [RH]^{(2/3)} \cdot A \cdot [S_0]$$

Dimensionamento das Bocas de Lobo

*Casos mais críticos

BOCA DE LOBO	L rua (m) Projetado	Q (m³/s) requerido	nº BL (padrão) mínimo	Quant. BL em linha a executar
BL01	153,70	0,199	2,51	3,00
BL02	153,70	0,199	2,51	3,00
BL40	154,94	0,201	2,53	3,00
BL41	154,94	0,201	2,53	3,00
BL48	79,00	0,09	1,08	2,00
BL49	79,00	0,09	1,08	2,00
BL54	157,18	0,202	2,55	3,00
BL55	157,18	0,202	2,55	3,00
BL03 *Típica	50,00	0,06	0,80	1,00
BL04 *Típica	50,00	0,06	0,80	1,00

Q (m³/s) calculada boca de lobo padrão L=1,00m	Q (m³/s)
0,099	0,08
fator de red. (%)	80,00

Vazão das Bocas de Lobo

$$Q = 1,71 \cdot L \cdot H^{3/2}$$

APÊNDICE F - CÁLCULO DOS VOLUMES DE ESCAVAÇÃO

Tabela quantitativa de escavação

TUBOS DE CONCRETO		Vala para assentamento			
Diâmetro interno (m)	Quant. Linear	Largura (m)	Extensão (m)	Profundidade média (m)	Volume escavação
0,60	200,00	1,20	200,00	1,93	463,68
0,80	674,64	1,50	674,64	2,14	2169,64
1,00	366,85	1,70	366,85	2,36	1471,80
1,20	248,27	1,90	248,27	2,59	1222,68
1,50	81,75	2,20	81,75	2,94	528,76
Soma	1571,51			Total (m³)	5856,56

Tabelado

Diametro int. tubo (m)	Diametro ext. tubo (m)	Lastro Brita (m)	Recobrimento (m)
0,60	0,732	0,20	1,00
0,80	0,944	0,20	1,00
1,00	1,160	0,20	1,00
1,20	1,392	0,20	1,00
1,50	1,740	0,20	1,00

PEAD		Vala para assentamento			
Diâmetro interno (m)	Quant. Linear	Largura (m)	Extensão (m)	Profundidade média (m)	Volume escavação
0,45	50	0,98	50	1,25	61,07
0,50	150	1,02	150	1,28	195,57
0,60	511,18	1,20	511,18	1,47	896,88
0,75	513,98	1,43	513,98	1,65	1209,23
0,80	16,33	1,45	16,33	1,67	39,52
0,90	198,27	1,61	198,27	1,80	574,07
1,05	74,63	1,82	74,63	1,97	266,30
1,20	57,12	2,01	57,12	2,12	243,74
Soma	1571,51			Total (m³)	3486,38

Tabelado

Diametro int. tubo (m)	Diametro ext. tubo (m)	Lastro Brita (m)	Recobrimento (m)
0,45	0,545	0,10	0,60
0,50	0,577	0,10	0,60
0,60	0,717	0,15	0,60
0,75	0,901	0,15	0,60
0,80	0,919	0,15	0,60
0,90	1,054	0,15	0,60
1,05	1,216	0,15	0,60
1,20	1,374	0,15	0,60

APÊNDICE G - CÁLCULO DOS VOLUMES DE LASTRO DE BRITA

Tabela quantitativa de lastro de brita

TUBOS DE CONCRETO		Vala para assentamento			
Diâmetro interno (m)	Quant. Linear	Largura (m)	Extensão (m)	Altura Lastro (m)	Volume brita (m ³)
0,60	200,00	1,20	200,00	0,20	48,00
0,80	674,64	1,50	674,64	0,20	202,39
1,00	366,85	1,70	366,85	0,20	124,73
1,20	248,27	1,90	248,27	0,20	94,34
1,50	81,75	2,20	81,75	0,20	35,97
Soma	1571,51			Total (m³)	505,43

PEAD		Vala para assentamento			
Diâmetro interno (m)	Quant. Linear	Largura (m)	Extensão (m)	Altura Lastro (m)	Volume brita (m ³)
0,45	50	0,98	50	0,10	4,91
0,50	150	1,02	150	0,10	15,32
0,60	511,18	1,20	511,18	0,15	91,71
0,75	513,98	1,43	513,98	0,15	109,86
0,80	16,33	1,45	16,33	0,15	3,55
0,90	198,27	1,61	198,27	0,15	47,73
1,05	74,63	1,82	74,63	0,15	20,32
1,20	57,12	2,01	57,12	0,15	17,21
Soma	1571,51			Total (m³)	310,61

APÊNDICE H - CÁLCULO REATERRO E TRANSPORTE ATÉ BOTA FORA

Tabela quantitativa de reaterro e bota-fora

TUBOS DE CONCRETO									
Diâmetro interno (m)	Quant. Linear	Volume escavação (m³)	Diâmetro ext. tubo (m)	Lastro Brita (m)	Recobrimento (m)	Volume Tubos (m³)	Lastro Brita (m³)	Volume Reaterro(m³)	Bota Fora (empol. 25%) (m³)
0,60	200,00	463,68	0,732	0,20	1,00	84,12	48,00	331,56	165,16
0,80	674,64	2169,64	0,944	0,20	1,00	471,94	202,39	1495,31	842,91
1,00	366,85	1471,80	1,160	0,20	1,00	387,50	124,73	959,57	640,29
1,20	248,27	1222,68	1,392	0,20	1,00	377,64	94,34	750,70	589,97
1,50	81,75	528,76	1,740	0,20	1,00	194,29	35,97	298,50	287,83
Soma	1571,51	5856,56				1515,49	505,43	3835,64	2526,16

PEAD									
Diâmetro interno (m)	Quant. Linear	Volume escavação (m³)	Diâmetro ext. tubo (m)	Lastro Brita (m)	Recobrimento (m)	Volume Tubos (m³)	Lastro Brita (m³)	Volume Reaterro(m³)	Bota Fora (empol. 25%) (m³)
0,45	50	61,07	0,545	0,10	0,60	11,66	4,91	44,50	20,70
0,50	150	195,57	0,577	0,10	0,60	39,20	15,32	141,06	68,15
0,60	511,18	896,88	0,717	0,15	0,60	206,29	91,71	598,88	372,50
0,75	513,98	1209,23	0,901	0,15	0,60	327,54	109,86	771,82	546,76
0,80	16,33	39,52	0,919	0,15	0,60	10,83	3,55	25,14	17,97
0,90	198,27	574,07	1,054	0,15	0,60	172,91	47,73	353,44	275,80
1,05	74,63	266,30	1,216	0,15	0,60	86,63	20,32	159,36	133,68
1,20	57,12	243,74	1,374	0,15	0,60	84,65	17,21	141,87	127,33
Soma	1571,51	3486,38				939,70	310,61	2236,08	1562,88

APÊNDICE I - CÁLCULO DO ESCORAMENTO DE VALAS

Tabela quantitativa de escoramento de vala

TUBOS DE CONCRETO		Vala para assentamento				
Diâmetro interno (m)	Quant. Linear	Largura (m)	Extensão (m)	Altura Lateral (m)	nº lados vala	Escoramento (m ²)
0,60	200,00	1,20	200,00	1,93	2	772,80
0,80	674,64	1,50	674,64	2,14	2	2892,86
1,00	366,85	1,70	366,85	2,36	2	1731,53
1,20	248,27	1,90	248,27	2,59	2	1287,03
1,50	81,75	2,20	81,75	2,94	2	480,69
Soma	1571,51			Total (m²)		7164,91

PEAD		Vala para assentamento				
Diâmetro interno (m)	Quant. Linear	Largura (m)	Extensão (m)	Altura Lateral (m)	nº lados vala	Escoramento (m ²)
0,45	50	0,98	50	1,25	2	124,50
0,50	150	1,02	150	1,28	2	383,10
0,60	511,18	1,20	511,18	1,47	2	1499,80
0,75	513,98	1,43	513,98	1,65	2	1697,16
0,80	16,33	1,45	16,33	1,67	2	54,51
0,90	198,27	1,61	198,27	1,80	2	715,36
1,05	74,63	1,82	74,63	1,97	2	293,45
1,20	57,12	2,01	57,12	2,12	2	242,65
Soma	1571,51			Total (m²)		5010,52

APÊNDICE J – ORÇAMENTO DAS REDES COM TUBOS DE CONCRETO

PLANILHA DE ORÇAMENTO - REDE COM TUBOS DE CONCRETO						
OBRA: Projeto de Drenagem Pluvial de um loteamento hipotético.						
LOCAL: Vale do Rio dos Sinos, RS, Brasil.					Data: 1º sem./2019	
Acadêmico: Lucas Rafael Fernandes Maurer						
ITEM	SINAPI	DISCRIMINAÇÃO	UNID.	QUANT.	CUSTO UNIT.	CUSTO TOTAL
1 ESCAVAÇÃO E REATERRO DAS VALAS						
1.1	90093	Escavação mecanizada de vala, profundidade maior que 1,5 m até 3,0 m (média entre montante e jusante/uma composição por trecho) com escavadeira hidráulica, largura de 1,50m a 2,50 m, em solo de 1º categoria, em locais com baixo nível de interferência.	m³	5,856.56	4.76	27,877.24
1.2	94046	Escoramento de vala, tipo pontaleamento, com profundidade de 1,5 a 3,0 m, largura maior ou igual a 1,5 m e menor que 2,5 m, em local com nível baixo de interferência.	m²	7,164.91	19.58	140,288.94
1.3	94116	Lastro de brita com preparo de fundo, largura maior ou igual a 1,5 m, com camada de brita, lançamento mecanizado, em local com nível baixo de interferência	m³	505.43	118.65	59,969.70
1.4	93369	Reaterro mecanizado de vala com escavadeira hidráulica, largura de 1,5 a 2,5 m, profundidade de 1,5 a 3,0 m, com solo (sem substituição) de 1ª categoria em locais com baixo nível de interferência	m³	3,835.64	8.42	32,296.06
1.5	97914	Transporte com caminhão basculante de 6 m3, em via urbana pavimentada, até o bota-fora com DMT até 30 km. *Considerado distância de 10km até o bota-fora.	m³ x km	25,261.58	1.60	40,418.53
Total do item 1 - ESCAVAÇÃO E REATERRO DAS VALAS					R\$ 300,850.47	
2 TUBOS DE CONCRETO						
2.1	92212	Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 600 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências - Fornecimento e assentamento.	m	200.00	185,97	37,194.00
2.2	92214	Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 800 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências. Fornecimento e assentamento.	m	674.64	280,99	189,567.09
2.3	92216	Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 1000 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências. Fornecimento e assentamento.	m	366.85	380.31	139,516.72
2.4	92816	Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 1200 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências. Fornecimento e assentamento.	m	248.27	521.57	129,490.18
2.5	92818	Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 1500 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências. Fornecimento e assentamento.	m	81.75	757.26	61,906.01
Total do item 2 - TUBOS DE CONCRETO					R\$ 557,674.01	
TOTAL DO ORÇAMENTO					R\$ 858,524.48	

APÊNDICE L – ORÇAMENTO DAS REDES COM TUBOS EM PEAD

PLANILHA DE ORÇAMENTO - REDE COM TUBOS EM PEAD						
OBRA: Projeto de Drenagem Pluvial de um loteamento hipotético.						
LOCAL: Vale do Rio dos Sinos, RS, Brasil.					Data: 1º sem./2019	
Acadêmico: Lucas Rafael Fernandes Maurer						
ITEM	SINAPI	DISCRIMINAÇÃO	UNID.	QUANT.	CUSTO UNIT.	CUSTO TOTAL
1 ESCAVAÇÃO E REATERRO DAS VALAS						
1.1	90093	Escavação mecanizada de vala, profundidade maior que 1,5 m até 3,0 m (média entre montante e jusante/uma composição por trecho) com escavadeira hidráulica, largura de 1,50m a 2,50 m, em solo de 1º categoria, em locais com baixo nível de interferência.	m³	3,486.38	4.76	16,595.18
1.2	94046	Escoramento de vala, tipo pontaleamento, com profundidade de 1,5 a 3,0 m, largura maior ou igual a 1,5 m e menor que 2,5 m, em local com nível baixo de interferência.	m²	5,010.52	19.58	98,106.03
1.3	94116	Lastro de brita com preparo de fundo, largura maior ou igual a 1,5 m, com camada de brita, lançamento mecanizado, em local com nível baixo de interferência	m³	310.61	118.65	36,853.32
1.4	93369	Reaterro mecanizado de vala com escavadeira hidráulica, largura de 1,5 a 2,5 m, profundidade de 1,5 a 3,0 m, com solo (sem substituição) de 1ª categoria em locais com baixo nível de interferência	m³	2,236.08	8.42	18,827.76
1.5	97914	Transporte com caminhão basculante de 6 m³, em via urbana pavimentada, até o bota-fora com DMT até 30 km. *Considerado distância de 10km até o bota-fora.	m³ x km	15,628.84	1.60	25,006.15
Total do item 1 - ESCAVAÇÃO E REATERRO DAS VALAS					R\$ 195,388.44	
2 TUBOS EM PEAD						
2.1	COMP.	Tubo de PEAD corrugado de dupla parede para rede coletora de esgoto, DN 450 mm, junta elástica integrada, instalado em local com nível baixo de interferências - Fornecimento e assentamento.	m	50.00	345.46	17,272.75
2.2	COMP.	Tubo de PEAD corrugado de dupla parede para rede coletora de esgoto, DN 500 mm, junta elástica integrada, instalado em local com nível baixo de interferências - Fornecimento e assentamento.	m	150.00	414.55	62,181.90
2.3	90708	Tubo de PEAD corrugado de dupla parede para rede coletora de esgoto, DN 600 mm, junta elástica integrada, instalado em local com nível baixo de interferências - Fornecimento e assentamento.	m	511.18	631.10	322,605.70
2.4	94875	Tubo de PEAD corrugado de dupla parede para rede coletora de esgoto, DN 750 mm, junta elástica integrada, instalado em local com nível baixo de interferências - Fornecimento e assentamento.	m	513.98	892.06	458,501.00
2.5	COMP.	Tubo de PEAD corrugado de dupla parede para rede coletora de esgoto, DN 800 mm, junta elástica integrada, instalado em local com nível baixo de interferências - Fornecimento e assentamento.	m	16.33	911.59	14,886.30
2.6	COMP.	Tubo de PEAD corrugado de dupla parede para rede coletora de esgoto, DN 900 mm, junta elástica integrada, instalado em local com nível baixo de interferências - Fornecimento e assentamento.	m	198.27	1,011.87	200,622.89
2.7	94879	Tubo de PEAD corrugado de dupla parede para rede coletora de esgoto, DN 1050 mm, junta elástica integrada, instalado em local com nível baixo de interferências - Fornecimento e assentamento.	m	74.63	1.189,26	88,754.47
2.8	94881	Tubo de PEAD corrugado de dupla parede para rede coletora de esgoto, DN 1200 mm, junta elástica integrada, instalado em local com nível baixo de interferências - Fornecimento e assentamento.	m	57.12	1.853,23	105,856.50
Total do item 2 - TUBOS EM PEAD					R\$ 1,270,681.51	
TOTAL DO ORÇAMENTO					R\$ 1,466,069.95	