

JOSÉ CARLOS BOHNENBERGER

**MODELAGEM NUMÉRICA PARA O DIMENSIONAMENTO DE
SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título Doctor Scientiae.

VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2019

**Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da Universidade
Federal de Viçosa - Câmpus Viçosa**

T

B677m Bohnenberger, José Carlos, 1953-
2019 Modelagem numérica para o dimensionamento de sistemas
de drenagem urbana / José Carlos Bohnenberger. – Viçosa, MG,
2019.
xv, 79f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Orientador: Maria Lúcia Calijuri.
Tese (doutorado) - Universidade Federal de Viçosa.
Inclui bibliografia.

1. Escoamento urbano - Modelos matemáticos.
2. Drenagem. 3. Estruturas hidráulicas. 4. Águas pluviais.
I. Universidade Federal de Viçosa. Departamento de Engenharia
Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
II. Título.

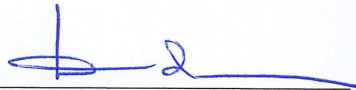
CDD 22 ed. 628.21

JOSÉ CARLOS BOHNENBERGER

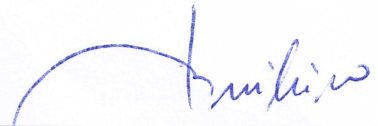
**MODELAGEM NUMÉRICA PARA O DIMENSIONAMENTO DE
SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título *Doctor Scientiae*.

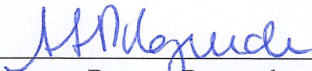
APROVADA: 15 de abril de 2019.



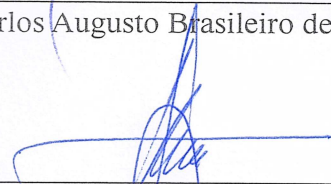
Dalila Campos de Medeiros Fernandes



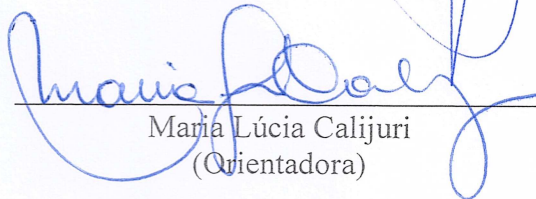
Carlos Augusto Brasileiro de Alencar



Ana Augusta Passos Rezende
(Coorientadora)



Kléos Magalhães Lenz César Junior
(Coorientador)



Maria Lúcia Calijuri
(Orientadora)

À Eunice

“Paz do Meu Amor

Você é isso,
Uma beleza imensa,
Toda recompensa de um amor sem fim.

Você é isso,
Uma nuvem calma
No céu de minh'alma,
É ternura em mim.

Você é isso,
Estrela matutina,
Luz que descortina
Um mundo encantador.

Você é isso,
Parto de ternura,
Lágrima que é pura,
Paz do meu amor”.

Luiz Vieira

“Rainfall runoff has justly been described as anathema to many young
engineers”

V. G. Pickering

“No completely satisfactory method of storm drain design has been
demonstrated as yet”

Linsley Jr., Kohler and Paulhus

“Time has shown that the simplest of known methods of estimating rainfall
runoff to sewers are also the most accurate”

L. B. Escritt

Extraído de Wilken (1978).

AGRADECIMENTOS

Ao Departamento de Engenharia Civil e à Universidade Federal de Viçosa pela oportunidade de cursar o doutorado.

À Professora Dr^a. Maria Lúcia Calijuri, minha orientadora, pela confiança, amizade e oportunidade de trabalharmos juntos.

Ao Professor Dr. Kleos Magalhães Lenz Cesar Júnior, meu coorientador, pela dedicação, acompanhamento permanente e por dividir com as Professoras Maria Lúcia e Ana Augusta a responsabilidade de me orientar no desenvolvimento deste trabalho.

Ao coordenador do programa de pós-graduação em Engenharia Civil, Professor Dr. Eduardo Antonio Gomes Marques e demais professores, pelos ensinamentos e ótima convivência, em especial ao Professor Dr. Silvio Pereira Bueno, in memoriam, que lecionou ENG 640.

Não poderia deixar de mencionar a Professora Dr^a. Rita de Cássia Silva Santana Alvarenga, in memoriam, que embora não tenha participado diretamente deste trabalho, foi uma grande colega em outras demandas acadêmicas.

Aos colegas da pós-graduação, em particular ao Professor Dr. Délio Porto Fassoni, pelo constante incentivo. Agradeço igualmente ao Professor Dr. Artur César Fassoni, pela ajuda na adequação de termos matemáticos.

Aos coautores do primeiro artigo publicado durante o doutorado, Professor Dr. Marcos Vinicius Sanches de Abreu, Engenheiro João Francisco de Paula Pimenta, Engenheiro Ulisses Bifano Comini e Professora Dr^a. Maria Lúcia Calijuri.

Ao grupo de trabalho do ex-aluno Athos Gabriel Amorim de Araújo, pelo suporte na elaboração das planilhas orçamentárias, desenvolvidas como atividade prática da disciplina CIV 347, a qual ministrei.

Por fim, agradeço imensamente à minha esposa Eunice, pelo apoio, incentivo, compreensão e companheirismo durante esta e outras jornadas. Aos nossos filhos Ingrid e Vitor, que embora não residindo em Viçosa, sempre estiveram presentes no pensamento.

A todos que contribuíram, direta ou indiretamente, não apenas para a elaboração desta tese, mas para o meu crescimento pessoal e profissional.

SUMÁRIO

LISTA DE VARIÁVEIS	viii
LISTA DE FIGURAS	xii
LISTA DE TABELAS	xiii
RESUMO.....	xiv
ABSTRACT.....	xv
INTRODUÇÃO GERAL	1
1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.1 Aspectos gerais de um projeto	1
1.2 A capacidade de escoamento das sarjetas num sistema de drenagem	3
1.3 Procedimento de cálculo do diâmetro das galerias	4
1.4 Verificação da linha de energia num sistema de galerias	5
2. OBJETIVOS	6
2.1. Objetivos específicos	6
3. JUSTIFICATIVA	7
4. ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO	8
5. RESULTADOS ESPERADOS	8
REFERÊNCIAS	8
CAPÍTULO 1 – MODELAGEM NUMÉRICA PARA O PROJETO DE REDES DE GALERIAS DE DRENAGEM URBANA	11
Resumo	11
Abstract.....	11
1. INTRODUÇÃO	12
2. METODOLOGIA	14
2.1. Procedimento clássico para o cálculo do diâmetro das galerias	14
2.2. Procedimento alternativo para a obtenção das relações hidráulicas de condutos circulares parcialmente cheios a partir do ângulo θ	16
2.3 Caracterização de um sistema de galerias	18
2.4. Variáveis que integram um sistema de galerias	19

2.5. Caracterização e identificação das declividades típicas de uma galeria	25
2.6. Definição da faixa de variação da declividade	30
2.7. Processo de otimização da declividade de projeto	30
3. APLICAÇÃO DA MODELAGEM DESENVOLVIDA EM UM PROJETO	33
3.1. Softwares para o dimensionamento de redes de DU	33
3.2. Dados utilizados no projeto	35
3.3. Principais resultados das alternativas de projeto avaliadas	38
3.4. Discussão comparativa dos resultados das alternativas avaliadas	40
3.5. Análise dos indicadores de eficiência das alternativas	42
4. CONSIDERAÇÕES FINAIS	43
5. CONCLUSÕES	44
REFERÊNCIAS	45
CAPÍTULO 2 – MODELAGEM NUMÉRICA PARA O DIMENSIONAMENTO DE SARJETAS	49
Resumo	49
Abstract	49
1. INTRODUÇÃO	50
1.1. Capacidade de escoamento das sarjetas	50
1.2. Cálculo do deflúvio (Q)	52
2. METODOLOGIA	53
2.1. Caracterização de um sistema integrado de sarjetas	53
2.2. Proposta de uma seção transversal parametrizada de sarjeta (STP)	57
2.3. Cálculo da capacidade de escoamento da STP	59
2.4. Cálculo da altura da lâmina d'água (y) em função do tirante (T)	63
2.5. Cálculo da área molhada (AM) em função da altura da lâmina d'água (y)	64
2.6. Cálculo do perímetro molhado (PM) em função da altura da lâmina d'água (y)	65
2.7. Cálculo da altura da lâmina d'água (y) em função do deflúvio (Q)	68
3. APLICAÇÃO DA MODELAGEM DA STP PROPOSTA	70
4. Resultados e discussão.....	71
5. Conclusões.....	76
REFERÊNCIAS	76

CONCLUSÕES GERAIS	78
1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	78
2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	79

LISTA DE VARIÁVEIS

β	Ângulo do setor semicircular (rad)
η	Coefficiente de rugosidade de Manning da sarjeta ou galeria ($m^{1/3}/s$)
η_e	Coefficiente de rugosidade equivalente de Manning ($m^{1/3}/s$)
η_s	Coefficiente de rugosidade de Manning do setor s da STP ($m^{1/3}/s$)
θ	Ângulo interno num conduto circular relativo a altura d'água (rad)
ω	Variável que permite calcular ig para a relação h/D estabelecida
A, b, c, d	Parâmetros IDF da equação de chuvas
ABL	Área ponderada acumulada das BLs (ha)
Ac	Área da galeria à plena seção (m^2)
AC	Área concentrada ponderada (ha)
Ai	Área impermeabilizada (ha)
Aj	Área do passeio (ha)
Al	Área dos lotes (ha)
Am	Área contribuinte medida (ha)
AM	Área molhada (m^2)
Ap	Área permeável (ha)
AP	Área ponderada contribuinte (ha)
Ar	Áreas remanescentes (ha)
As	Área molhada parcial de um setor na STP (m^2)
Av	Área da via (ha)
C	Coefficiente de escoamento superficial dos lotes
Cj	Coefficiente de escoamento superficial do passeio
Ci	Coefficiente de escoamento superficial das áreas impermeáveis
Cm	Coefficiente de escoamento superficial da área contribuinte medida
Cp	Coefficiente de escoamento superficial das áreas permeáveis
Cv	Coefficiente de escoamento superficial da via
d	Degrau no PV (m)
D	Diâmetro nominal da galeria (m)
Dc	Diâmetro calculado da galeria (m)
E	Energia específica na galeria (m)
e	Função espelho para determinar a posição relativa de um setor na STP

EP	Espessura da parede da galeria (m)
h	Altura da lâmina d'água na galeria (m)
h/D	Relação entre a altura da lâmina d'água e o diâmetro da galeria
Hf	Altura de faixa (m)
hp	Perda de carga localizada no PV (m)
Hs	Altura da lâmina d'água parcial do setor s da STP (m)
i	Índice relativo aos trechos de contribuição de montante
I	Intensidade da chuva (mm/h)
ig	Declividade longitudinal ótima da galeria (m/m)
igmax	Declividade máxima da galeria (m/m)
igmin	Declividade mínima da galeria (m/m)
ihD83	Declividade da galeria referente à relação $h/D=0,83$ (m/m)
ihDmax	Declividade da galeria referente à relação h/D_{max} (m/m)
ihDmin	Declividade da galeria referente à relação h/D_{min} (m/m)
il	Declividade longitudinal da sarjeta (m/m)
i _{lote}	Declividade média do lote (m/m)
iRmax	Declividade da galeria referente à Rmax (m/m)
iRmin	Declividade da galeria referente à Rmin (m/m)
it	Declividade transversal da seção (m/m)
its	Declividade transversal do setor s da STP (m/m)
iv	Declividade longitudinal da via (m/m)
iVmax	Declividade da galeria referente à Vmax (m/m)
iVmin	Declividade da galeria referente à Vmin (m/m)
K	Fator que representa a descarga em uma sarjeta (m ³ /s)
k	Variável proposta por Saatçi para obter o ângulo θ
Kp	Valor do coeficiente da perda de carga localizada no PV
Ks	Fator que representa a descarga no setor s da STP (m ³ /s)
L	Comprimento do trecho (m)
Lf	Largura de faixa (m)
L _{lote}	Profundidade média do lote (m)
Ls	Largura do setor s da STP (m)
Pc	Perímetro da contribuição de uma parede em outro setor (m)
PGIC	Maior profundidade das PGIJ dos trechos de contribuição (m)

PGIJ	Profundidade da geratriz inferior de jusante da galeria (m)
PGIM	Profundidade da geratriz inferior de montante da galeria (m)
PGIMCorr	PGIM acrescida do degrau (m)
PLEC	Maior profundidade das PLEJ dos trechos de contribuição (m)
PLEJ	Profundidade da linha de energia de jusante da galeria (m)
PLEM	Profundidade da linha de energia de montante da galeria (m)
PM	Perímetro molhado (m)
PPs	Perímetro molhado parcial do setor s da STP (m)
Ps	Perímetro molhado do setor s da STP (m)
Q	Vazão (deflúvio) na galeria ou na sarjeta (m^3/s)
Q/Qc	Relação entre o deflúvio e a vazão a plena seção da galeria
Qadm	Capacidade de escoamento admissível da sarjeta para um tirante T (m^3/s)
Qc	Vazão à plena seção na galeria (m^3/s)
Qcalc	Vazão calculada para uma altura da lâmina d'água y (m^3/s)
r	Raio do setor semicircular (m)
R ²	Coefficiente de determinação
Rc	Raio hidráulico à plena seção da galeria (m)
RH	Raio hidráulico, relação entre AM/PM (m)
Rmin	Recobrimento mínimo acima da geratriz superior da galeria (m)
s	Índice que representa um setor da STP, variando de 1 a 7
t	Trecho em análise
T	Tirante molhado (m)
tc	Tempo de concentração (min)
tcr	Tempo de concentração das áreas remanescentes (min)
td	Tempo de duração da chuva (min)
tes	Tempo de escoamento superficial nos lotes (min)
tpg	Tempo de percurso na galeria (min)
tps	Tempo de percurso na sarjeta (min)
Tr	Período de retorno (anos)
TxOc	Taxa de ocupação (%)
V	Velocidade de escoamento na galeria ou na STP (m/s)
V/Vc	Relação entre a velocidade e a velocidade à plena seção da galeria
V ² /2g	Carga cinética ou energia de velocidade (m)

Vc	Velocidade à plena seção na galeria (m/s)
Vmax	Velocidade máxima estabelecida (m/s)
Vmin	Velocidade mínima estabelecida (m/s)
w	Função espelho da posição relativa de uma faixa f num setor na STP
y	Altura da lâmina d'água na sarjeta (m)
ys	Altura da lâmina d'água do setor s na STP (m)
ZJ	Cota do terreno no PV de jusante do trecho (m)
ZM	Cota do terreno no PV de montante do trecho (m)

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Elementos e relações hidráulicas de condutos circulares parcialmente cheios ..	16
Figura 2 – Caracterização de um sistema de galerias.....	19
Figura 3 – Identificação das informações provenientes dos trechos de contribuição.....	21
Figura 4 – Comparação das LE e verificação da necessidade de degrau no PV3	24
Figura 5 – Declividade da galeria (ig) paralela ao greide da via (iv)	26
Figura 6 – Declividade da galeria (iRmin e iRmax).....	26
Figura 7 – Faixa de variação da declividade de um trecho de galeria	31
Figura 8 – Fluxograma para o cálculo de {D, ig} de uma rede de galerias.....	32
Figura 9 – Planta baixa da área do projeto (loteamento residencial).....	36
Figura 10 – Análise das linhas de energia no PV054	41
Figura 11 – Ilustração detalhada do espaço urbano.....	54
Figura 12 – Fluxograma para o cálculo do deflúvio Q num sistema de sarjetas	56
Figura 13 – Seção transversal parametrizada (STP) de uma sarjeta.....	58
Figura 14 – Seções transversais decorrentes da parametrização da STP.....	59
Figura 15 – Detalhe do setor 4 da STP para o cálculo de its	63
Figura 16 – Fluxograma para o cálculo de $Q_{adm}=F(T)$ por Manning e/ou Izzard	67
Figura 17 – Fluxograma para o cálculo de y, AM e PM, função de Q.....	69
Figura 18 – Seções transversais da STP avaliadas (medidas em cm).....	70
Figura 19 – Sarjeta de um condomínio em Angola.....	71
Figura 20 – Seção STZ conduzindo um deflúvio de 80L/s (medidas em cm).	75

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Relações h/D calculadas pelos métodos apresentados	18
Tabela 2 – Perda de carga localizada nos PVs.	23
Tabela 3 – Alguns limites estabelecidos para o dimensionamento de galerias.....	29
Tabela 4 – Condições de controle das alternativas	37
Tabela 5 – Principais resultados do projeto obtidos nas alternativas A, B, C, D.....	39
Tabela 6 – Comparação entre os indicadores de eficiência	42
Tabela 7 – Orçamento expedito para implantação da rede de galerias	44
Tabela 8 – Valores de y_s , função de T	64
Tabela 9 – Valores de AM, função de y	65
Tabela 10 – Valores de PP, função de y	66
Tabela 11 – Dados de entrada das seções transversais avaliadas.....	71
Tabela 12 – Parâmetros hidráulicos para um tirante (T) atribuído	72
Tabela 13 – Valores de Q_{adm} calculados por Izzard e Manning (DCM).....	73
Tabela 14 – Parâmetros hidráulicos obtidos por Manning (SCM) para um deflúvio Q .	74

RESUMO

BOHNENBERGER, José Carlos, D.Sc., Universidade Federal de Viçosa, abril de 2019. **Modelagem numérica para o dimensionamento de sistemas de drenagem urbana.** Orientadora: Maria Lúcia Calijuri. Coorientadores: Ana Augusta Passos Rezende e Kléos Magalhães Lenz César Junior.

Considerando as frequentes inundações dos centros urbanos, as limitações financeiras e a gestão ineficiente dos sistemas de Drenagem Urbana (DU) dos municípios brasileiros, torna-se necessário que projetos sejam desenvolvidos com eficiência e economia. Estes objetivos são alcançados com a correta definição do diâmetro nominal e da declividade das galerias, o que resulta em relações hidráulicas adequadas. Deve-se ainda garantir o escoamento sem a presença de remanso, verificando a linha de energia ao longo da rede. Existem softwares capazes de auxiliar no dimensionamento da rede, os quais, porém, não reportam soluções otimizadas. Nesse contexto, apresenta-se uma modelagem numérica vetorial para o dimensionamento automático e otimizado de um sistema de galerias de DU. Aplicou-se esta modelagem num projeto e seus resultados foram comparados com os obtidos por dois softwares existentes no mercado brasileiro. Demonstra-se que a otimização desenvolvida contribui para aumentos de eficiência e economia nos projetos. As principais contribuições são: caracterizar e modelar as declividades típicas de projeto para obter a declividade ótima combinada com o menor diâmetro; explorar o potencial das lâminas d'água acima das normalmente empregadas, com reflexos positivos na definição de $\{D, ig\}$ e na economia na implantação do sistema; e implementar uma solução recursiva, a partir de um ciclo de informações interdependentes, garantindo precisão dos resultados. Por outro lado, as sarjetas empregadas no meio urbano normalmente assumem seções de configuração triangular e sua capacidade de escoamento depende da largura do tirante molhado, da declividade transversal, da rugosidade e da declividade longitudinal da via. Essas sarjetas apresentam baixa capacidade de escoamento e a abordagem existente pouco coopera para a proposição de perfis mais eficientes. A principal contribuição deste capítulo consiste na apresentação de um modelo numérico de base vetorial para o dimensionamento da capacidade de escoamento de um sistema de sarjetas a partir de uma seção transversal parametrizada. O modelo proposto permite, por meio da combinação de suas variáveis, compor uma variedade de configurações, subsidiando a concepção de novos protótipos, com o propósito de avaliar seu desempenho, cujo cálculo da capacidade de escoamento é realizado por intermédio das expressões de Manning ou Izzard.

ABSTRACT

BOHNENBERGER, José Carlos, D.Sc., Universidade Federal de Viçosa, April, 2019. **Numerical modeling for the design of urban drainage systems.** Adviser: Maria Lúcia Calijuri. Co-advisers: Ana Augusta Passos Rezende and Kléos Magalhães Lenz César Junior.

Considering the frequent flooding of urban centers, the financial limitations and the inefficient management of Urban Drainage (UD) systems in Brazilian municipalities, it is necessary that projects be developed efficiently. These objectives are achieved with the correct definition of the diameter and galleries slope, resulting in adequate hydraulic ratios. It is also necessary to guarantee the flow without backwater, by verifying the energy grade line along the network. There are software capable of assisting the calculation, which, however, do not report optimized solutions. A vector-based numerical modeling is presented for the optimized sizing of a UD gallery system. This model was applied in an area and its results were compared with those obtained by two software in the Brazilian market. It is demonstrated the optimization developed contributes to increases the efficiency in the design. The main scientific contributions are: to characterize and model the typical design slopes, to obtain the optimum slope combined with the smaller diameter; to explore the potential of the hydraulic ratios above those normally employed, with positive effects on the definition of $\{D, ig\}$ and the economy in the system; and to implement a recursive solution from a cycle of interdependent information, ensuring accuracy of results. The gutters used in the urban areas normally use triangular cross-sections and their capacity of flow depends on the wet tie rod width, its transversal slope, the roughness and the road longitudinal slope. These gutters shapes have low flow capacity and the existing approach does not cooperate to propose more efficient shapes. The scientific contribution of this paper is the presentation of a numerical vector base model for the sizing of the flow capacity of a gutter system from a parameterized cross section. The proposed model allows, through the combination of its variables, to compose a variety of configurations, subsidizing the design of new prototypes, with the purpose of evaluating its performance, whose calculation of the flow capacity is done through the expressions of Manning or Izzard.

INTRODUÇÃO GERAL

1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os sistemas de drenagem são partes integrantes da infraestrutura urbana de uma localidade, sendo projetado para coletar e conduzir as águas superficiais até um ponto de lançamento. Este sistema é constituído por uma série de medidas estruturais e não estruturais, que visam minimizar os riscos à população e propiciar conforto, possibilitando o desenvolvimento urbano de forma harmônica e ambientalmente sustentável (PMSP, 2012a).

Os problemas associados à drenagem urbana (DU) nas cidades brasileiras são recorrentes. No período de chuvas, percebe-se a deficiência ou mesmo a inexistência de um sistema de drenagem capaz de conduzir os deflúvios de modo minimamente adequado. Tendo em vista o processo acelerado de urbanização verificado no país e a falta de planejamento urbano, este cenário tende a se agravar (TUCCI, 2004).

O desenvolvimento demográfico desordenado aumenta o escoamento superficial devido à impermeabilização, sobrecarregando os sistemas de drenagem urbana (MACEDO et al., 2018). São comuns nas cidades brasileiras cenários de inundação decorrentes desta urbanização, que podem provocar um aumento de até 139% no volume escoado e de até 165% na vazão de pico do hidrograma, de acordo com simulação realizada por Chang, Pinheiro e Lopes (2015).

A visão higienista de captar as águas de chuvas nas bocas de lobo (BLs) e as conduzir por galerias até os canais de macrodrenagem deve ser acompanhada de técnicas compensatórias, que visam reduzir o escoamento superficial e sua transferência para jusante (TASSI, et al., 2016; MELO, et al., 2016). Via de regra, estes canais encontram-se geralmente confinados, sem possibilidade de expansão, não suportando mais alterações nas vazões de pico do seu hidrograma (MCID, 2007).

1.1 Aspectos gerais de um projeto

Nos trechos iniciais de um sistema de DU, os deflúvios são conduzidos pelas sarjetas até o limite de sua capacidade, quando são captados por BLs adequadamente posicionadas. Tem início a rede de galerias subterrâneas, normalmente constituídas por manilhas de concreto pré-moldados (ABNT, 2007; ABTC, 2008), interconectadas com

poços de visita (PVs) e caixas de ligação (CLs), que deságuam num canal de macrodrenagem.

Esta rede é dimensionada para conduzir o deflúvio decorrente de uma chuva de projeto, caracterizada por um tempo de duração (td) em minutos e um período de retorno (Tr) em anos, selecionado em função do grau de proteção desejado para a área. Esse dimensionamento consiste em determinar o diâmetro e a declividade das galerias, com consequências na eficiência e nos custos do sistema.

Na bibliografia nacional, uma das primeiras abordagens para fins de dimensionamento dos sistemas de DU foi apresentada por Wilken (1978). Nesta referência, uma rede é dimensionada pelo Método Racional, contendo as seguintes etapas: divisão das áreas contribuintes, chuva de projeto, escolha do coeficiente de escoamento superficial, cálculo dos deflúvios superficiais, localização e espaçamento das bocas de lobo, dimensionamento das galerias de águas pluviais e elaboração do perfil longitudinal da rede.

Posteriormente, em Drenagem urbana: manual de projeto (CETESB, 1980), apresenta-se um roteiro mais detalhado, que passa a ser uma referência no dimensionamento hidráulico das redes de DU. Naquele manual, além da abordagem teórica, desenvolve-se um projeto pelo Método Racional, para uma área urbanizada (residencial e comercial), contemplando as seguintes etapas:

- Dados básicos;
- Análise das características da área;
- Desenvolvimento de concepções alternativas;
- Arranjo preliminar das galerias;
- Sub-divisão da área em sub-bacias;
- Projeto preliminar do sistema;
- Encaminhamento das descargas resultantes da chuva máxima de projeto;
- Estimativa de custos e análise dos aspectos positivos e negativos das alternativas;
- Revisão dos estudos e decisão do arranjo geral a ser adotado no projeto final;
- Revisão de todas as hipóteses preliminares adotadas;
- Obtenção dos elementos geométricos do projeto final;
- Projeto hidráulico do sistema de galerias de águas pluviais.

1.2 A capacidade de escoamento das sarjetas num sistema de drenagem

Nos sistemas de drenagem urbana (DU), o cálculo da capacidade de escoamento das sarjetas permite avaliar a eficiência de suas seções transversais e localizar as BLs, definindo o início da rede de galerias de drenagem (GRIBBIN, 2014).

A Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano de São Paulo - SMDU (PMSP, 2012b), em suas diretrizes para projetos, recomenda a locação de bocas de lobo:

- Em ambos os lados da rua quando a saturação da sarjeta assim o exigir ou quando forem ultrapassadas as suas capacidades de engolimento;
- Nos pontos baixos das quadras;
- Com espaçamento máximo de 60m entre as BLs, caso não seja analisada a capacidade de descarga da sarjeta;
- Em pontos pouco a montante de cada faixa de cruzamento de pedestres, junto às esquinas;
- Não aconselha sua localização junto ao vértice do ângulo de interseção das sarjetas de duas ruas convergentes.

A Prefeitura Municipal de Belo Horizonte (PBH, 2017), por intermédio da Superintendência de Desenvolvimento da Capital - SUDECAP, define os tirantes máximos de inundação do pavimento em função da classe das vias. Este interfere na locomoção de veículos e pedestres, na capacidade de escoamento das sarjetas e de captação das BLs.

Diogo e Sciammarella (2008) utilizam a expressão de Izzard para determinar as vazões das sarjetas triangulares tipo A, B e C adotadas pela SUDECAP, e os resultados expressos em tabelas, função da declividade longitudinal da via.

O cálculo da capacidade de escoamento admissível de uma sarjeta triangular (Q_{adm} , em m^3/s) pode ser feito com emprego da expressão de Izzard (eq. 35) ou da equação de Manning (eq. 34), que serão apresentadas e discutidas no capítulo 2.

Fattori e Benetti (2007) calcularam Q_{adm} para uma sarjeta triangular simples, proposta pela Prefeitura Municipal de Porto Alegre (PMPA, 2005), demonstrando que a capacidade de escoamento obtida com as equações de Izzard e de Manning divergem em cerca de 31%, o que altera o posicionamento das BLs com consequências econômicas nos projetos.

O Manual de Projeto de DU do Federal Highway Administration (FHWA, 2013), Circular 22, apresenta as diferentes etapas de um projeto, e o dimensionamento das sarjetas é realizado com o auxílio de uma série de nomogramas, adaptados da expressão de Izzard para o cálculo de sua capacidade.

Diante do exposto, torna-se importante definir qual método de cálculo empregar, pois este é decisivo para o posicionamento das BLs e suas implicações nos custos do sistema de drenagem. Deste modo, pode-se propor novas geometrias de sarjetas que sejam hidraulicamente mais eficientes.

1.3 Procedimento de cálculo do diâmetro das galerias

O sistema de galerias é dimensionado como um conduto livre, trabalhando parcialmente cheio, e o escoamento ocorre no movimento permanente uniforme (MPU), quase sempre no regime turbulento. Assume-se que a linha de energia entre dois PVs é paralela ao greide do conduto, o que implica numa perda de carga distribuída igual ao ganho de energia potencial.

A galeria capaz de conduzir um deflúvio Q (m^3/s), deverá ter um diâmetro calculado (D_c , em m), conforme Equação 3, considerando uma declividade longitudinal inicial da galeria (i_g , em m/m) igual à declividade longitudinal da via (i_v , em m/m), para um coeficiente de rugosidade (η , em $m^{1/3}/s$) da galeria (CETESB,1980).

A partir de D_c , escolhe-se o diâmetro nominal D mais próximo e se calcula a vazão à plena seção Q_c em m^3/s (eq. 4), considerando a mesma declividade inicial i_g da galeria. Esta declividade normalmente não é revista e dificilmente atenderá aos requisitos de eficiência hidráulica e econômica do sistema.

O procedimento clássico para determinar a altura da lâmina d'água (h , em metros) e a velocidade (V , em m/s), necessárias para dar sequência ao projeto, utiliza o ábaco da Figura 1, apresentado no capítulo 1, que reporta as relações hidráulicas de condutos circulares parcialmente cheios.

Neste ábaco, entra-se, no eixo das abcissas, com a relação (Q/Q_c) calculada até encontrar a curva da vazão. Lê-se no eixo das ordenadas a relação h/D (altura da lâmina d'água/diâmetro) e ao prolongar uma reta para a direita até a curva velocidade, lê-se no eixo das abcissas a relação V/V_c (velocidade/velocidade do conduto cheio). Este procedimento de consulta faz com que o profissional aceite as soluções iniciais, sem a preocupação de compatibilizar ou otimizar a solução encontrada.

Outro método para obter os elementos hidráulicos de um conduto circular parcialmente cheio emprega o uso de equações. Para tal, é necessário conhecer o ângulo teta (θ), que depende da relação h/D , que ainda não é conhecida, pois depende das condições de escoamento dos condutos circulares parcialmente cheios.

Saatçi (1990) desenvolveu uma solução a partir da combinação da Equação de Manning e da configuração geométrica dos condutos circulares, capaz de determinar o ângulo θ , com base nas variáveis hidráulicas da galeria. Menezes Filho e Costa (2012) desenvolveram um polinômio a partir da Equação de Saatçi (1990), para agilizar o cálculo do diâmetro.

Diogo (2016) apresenta um roteiro para o dimensionamento de um sistema de galerias, incluindo a determinação das relações h/D , velocidade de fluxo e energia e demonstra preocupação no sentido de introduzir degraus no sistema para evitar possíveis remansos, sem, contudo, entrar em mais detalhes.

Tendo em vista a ausência de normatização brasileira referente aos sistemas de DU, são recomendados vários valores de limites mínimos e máximos em relação a velocidade, declividade, recobrimento, altura da lâmina d'água, dentre outros. Muitas dessas recomendações e procedimentos não apresentam qualquer tipo de fundamentação. Não há, de um modo geral, a preocupação de otimizar aspectos hidráulicos de um projeto, os quais conduzam a uma redução dos custos na execução das obras de DU.

1.4 Verificação da linha de energia num sistema de galerias

A verificação da linha de energia ao longo do sistema é de fundamental importância para um bom desempenho hidráulico de um sistema de galerias de águas pluviais, devendo-se comparar as linhas de energia de montante (LEM) e de jusante (LEJ) nos PVs.

Sempre que a profundidade da linha de energia de montante (PLEM), medida em relação à superfície, for maior do que a profundidade da linha de energia de jusante (PLEJ) num PV, o escoamento ocorre sem a presença de remanso, de um ponto de maior energia para outro de menor energia.

Caso PLEJ for superior à PLEM (energia de montante < energia de jusante), o fluxo será barrado junto ao PV e a altura d'água elevar-se-á, buscando igualar a energia. Esta condição pode ser evitada, introduzindo-se um degrau na saída do PV, com valor

igual à diferença entre as energias, com o propósito de nivelar as linhas de energia, conforme Figura 4 do capítulo 1.

Este procedimento é necessário para obter um projeto hidráulico eficiente, que garanta que o fluxo ocorra sem qualquer tipo de interferência. Entretanto, os degraus acabam aprofundando a rede de galerias, sendo oportuno recuperar esta profundidade por meio da adoção de uma declividade mínima, o que requer um processo iterativo de cálculo. Esta prática é pouco comum ou mesmo inexistente nos projetos de DU.

Alguns dos aplicativos disponíveis, muito embora facilitem os cálculos, não são iterativos. Deste modo, ao encontrar uma solução, considera-se o problema resolvido sem o aprimoramento dos seus resultados.

2. OBJETIVOS

O objetivo geral deste projeto é propor e desenvolver modelos numéricos para o dimensionamento das redes que integram um sistema de drenagem urbana (sarjetas e galerias), de modo a promover a otimização dos parâmetros hidráulicos e geométricos, por meio de processos iterativos.

2.1. Objetivos específicos

Identificar as declividades típicas de um trecho de galeria para estabelecer uma faixa de declividades, que sirva para subsidiar a escolha da declividade longitudinal da galeria (i_g) ótima de projeto, a qual permita a recuperação da profundidade média do sistema, em decorrência dos degraus introduzidos;

Caracterizar e modelar as declividades típicas de um trecho num sistema de galerias, com vistas à obtenção da declividade ótima, combinada com o menor diâmetro da galeria em cada trecho;

Explorar o potencial da utilização de lâminas d'água acima das normalmente empregadas, com reflexos positivos na definição do par $\{D, i_g\}$ otimizado e na economia na implantação do sistema;

Desenvolver um projeto para aplicar a metodologia proposta e comparar seus resultados com os de outros softwares existentes;

Desenvolver uma seção transversal parametrizada (STP), com potencial para permitir a composição de novos modelos geométricos de sarjetas;

Desenvolver modelo matemático de base vetorial, para a verificação das condições hidráulicas de escoamento da STP;

Evidenciar a necessidade da solução iterativa de um sistema de galerias, a partir da identificação e sistematização de um ciclo de informações interdependentes, capazes de promover a precisão dos resultados.

3. JUSTIFICATIVA

Tendo em vista o estado precário em que se encontram os sistemas de DU e as limitações financeiras dos municípios brasileiros, é imprescindível que futuros projetos sejam desenvolvidos com a máxima eficiência e economia.

A elaboração de projetos de redes de drenagem urbana pode ser automatizada a partir de uma modelagem numérica do conjunto de informações e formulações que integram as diferentes etapas do projeto, desde a subdivisão das áreas contribuintes, obtenção das intensidades de chuvas e dos deflúvios superficiais, da capacidade de escoamento das sarjetas, do posicionamento de bocas de lobo e do dimensionamento da rede de galerias até o ponto de lançamento.

Todas as formulações que integram o sistema, postas de forma matricial e vetorial e tratadas de forma recursiva, podem promover o aprimoramento da solução e por consequência a otimização do projeto, com redução do tempo dispendido pelo projetista nos cálculos. Estes requisitos podem ser alcançados com a obtenção do par $\{D, ig\}$ otimizado, quando se calcula o diâmetro em função da declividade e a declividade em função do diâmetro, numa situação de recursividade no processo de dimensionamento dos sistemas de DU.

A declividade ótima assume, portanto, um cenário complexo, onde diversos fatores concorrem para a sua definição, muitos deles dependentes da declividade, ainda não calculada. Portanto, a otimização do par $\{D, ig\}$, no contexto de dimensionamento de uma rede de DU, sugere a necessidade de um processo automático iterativo de cálculo.

Diante desse quadro e considerando uma tomada automática de decisão, a declividade ótima deve ser a mínima possível. Esta declividade proporciona máximo

desempenho hidráulico, atende ao recobrimento e velocidade mínimos, concorrendo para uma economia na execução da rede.

4. ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho está estruturado em capítulos no formato de artigos e possui uma introdução geral e uma conclusão geral.

Introdução geral: apresenta as considerações iniciais para contextualizar este trabalho; seus objetivos; a justificativa sobre sua importância e a estruturação da tese.

Capítulo 1: apresenta uma modelagem numérica para o projeto de redes de galerias de drenagem urbana.

Capítulo 2: apresenta uma modelagem numérica para o dimensionamento de sarjetas.

Conclusões Gerais: apresenta as considerações finais e as recomendações para trabalhos futuros.

5. RESULTADOS ESPERADOS

Apresentar modelos matemáticos que permitam a automatização do processo de dimensionamento das partes que integram um sistema de DU;

Alcançar a otimização dos projetos de DU em seus aspectos hidráulicos e econômicos, a partir do modelo proposto;

Avaliar a consistência da modelagem proposta, por meio de aplicações, e comparar os resultados obtidos com os resultados de outros modelos existentes.

REFERÊNCIAS

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8890: Tubo de concreto de seção circular para águas pluviais e esgotos sanitários: requisitos e métodos de ensaios. Rio de Janeiro, 2007.

ABTC. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DOS FABRICANTES DE TUBOS DE CONCRETO. Manual técnico de drenagem e esgoto sanitário. 1ª edição, Associação

Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto. São Paulo. 2008.

CETESB. COMPANHIA AMBIENTAL DO ESTADO DE SÃO PAULO. Drenagem urbana: manual de projeto. DAEE/CETESB, 2ª edição. São Paulo. 1980.

CHANG, M. M.; PINHEIRO, H. D.; LOPES, D. D. Simulação do Escoamento Superficial de uma Área Pré e Pós Urbanização. Revista Ciência e Natura, v. 37, n. 4, p. 198-209, Santa Maria, set./dez. 2015. <http://dx.doi.org/105902/2179460X17276>.

DIOGO, F. J. D. Galerias de águas pluviais (GAP). Revista da Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv). Número 41. Rio de Janeiro, jul/set de 2016.

DIOGO, F. J. D.; SCIAMMARELLA, J. C. Manual de Pavimentação Urbana: Drenagem: Manual de Projetos. Volume II, ABPv, Rio de Janeiro, 2008.

FATTORI, G.F; BENETTI, A.D. O impacto do modelo de cálculo na capacidade de descarga de sarjetas em sistemas de drenagem urbana. Anais do XXIV – Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. Belo Horizonte: UFMG, 2007.

FHWA. FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. Urban drainage design manual: Hydraulic engineering, circular 22. Third Edition. revised in August 2013.

GRIBBIN, J. E. Introdução à hidráulica, hidrologia e gestão de águas pluviais. Cengage Learning, São Paulo, 2014.

MACEDO, M. B.; LAGO, C. A. F.; MEDIONDO, E. M.; SOUZA, V. C. B. Performance de dispositivos experimentais de biorretenção: comparação entre escala de laboratório e de campo a partir de experimentos controlados. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 23, e3, Porto Alegre, 2018. <http://dx.doi.org/10.1590/2318-0331.0318170038>.

MCID. MINISTÉRIO DAS CIDADES. Programa de drenagem urbana sustentável: Manual para apresentação de propostas. Brasília, 2007.

MELO, T. A. T.; COUTINHO, A. P.; SANTOS, J. B. F. dos; CABRAL, J. J. C. P.; ANTONINO, A. C. D.; LASSABATERE, L.. Trincheira de infiltração como técnica compensatória no manejo de águas pluviais urbanas. Ambiente Construído, v. 16, n. 3, p. 53-72, Porto Alegre, jul./set. 2016.

MENEZES FILHO, F. C. M; COSTA, A. R. Sistemática de cálculo para o dimensionamento de galerias de águas pluviais: uma abordagem alternativa. Revista Eletrônica de Engenharia Civil, v.1, n.4, p.12-22, Goiás, 2012. <https://doi.org/10.5216/reec.v4i1.18162>.

PBH. PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE. Superintendência de Desenvolvimento da Capital (SUDECAP). Procedimento para elaboração e apresentação de projetos de infraestrutura. 7ª edição. Belo Horizonte, 2017.

PMPA. PREFEITURA MUNICIPAL DE PORTO ALEGRE. Departamento de esgotos pluviais (DEP). Plano diretor de drenagem urbana: manual de drenagem

urbana. Porto Alegre, 2005.

PMSP. PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO. Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. Manual de drenagem e manejo de águas pluviais. Gerenciamento do sistema de drenagem urbana. Volume I. São Paulo, 2012a.

PMSP. PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO. Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. Manual de drenagem e manejo de águas pluviais. Aspectos Tecnológicos: Diretrizes para projeto. Volume III. São Paulo, 2012b.

SAATÇI, A. Velocity and depth of flow calculations in partially filled pipes. ASCE Journal of Environmental Engineering, vol. 116, n. 6, p.1202-1208, Cincinnati, nov/dec. 1990.

TASSI, R.; PICCILLI, D. G. A.; BRANCHER, S. C.; ROMAN, C. A. Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 16, n. 3, p. 39-52, jul./set. 2016.

TUCCI, C. E. M. (Org.). Hidrologia: ciência e aplicação. 3^a edição, Editora da UFRGS/ABRH, Porto Alegre, 2004. 943p.

WILKEN, P. S. Engenharia de drenagem superficial. CETESB, 18^a edição. São Paulo, 1978.

CAPÍTULO 1 – MODELAGEM NUMÉRICA PARA O PROJETO DE REDES DE GALERIAS DE DRENAGEM URBANA

Resumo

Considerando as frequentes inundações dos centros urbanos, as limitações financeiras e a gestão ineficiente dos sistemas de Drenagem Urbana (DU) dos municípios brasileiros, torna-se necessário que projetos sejam desenvolvidos com eficiência e economia. Estes objetivos são alcançados com a correta definição do diâmetro nominal e da declividade longitudinal das galerias, o que resulta em relações hidráulicas adequadas. Deve-se ainda garantir o escoamento sem a presença de remanso, verificando a linha de energia ao longo da rede. Existem softwares capazes de auxiliar no dimensionamento da rede, os quais, porém, não reportam soluções otimizadas. Nesse contexto, apresenta-se uma modelagem numérica vetorial para o dimensionamento automático e otimizado de um sistema de galerias de DU. Aplicou-se esta modelagem num projeto e seus resultados foram comparados com os obtidos por dois softwares existentes no mercado brasileiro. Demonstra-se que a otimização desenvolvida contribui para aumentos de eficiência e economia nos projetos. As principais contribuições científicas da modelagem proposta são: caracterização e modelagem das declividades típicas de projeto, para alcançar a declividade ótima combinada com o menor diâmetro; exploração do potencial da lâmina d'água acima das normalmente empregadas, com reflexos positivos na definição de $\{D, ig\}$ e na economia na implantação do sistema; e implementação de uma solução recursiva, a partir de um ciclo de informações interdependentes, garantindo precisão dos resultados.

Palavras-chave: Drenagem urbana, Declividade ótima, Dimensionamento de Galerias de Águas Pluviais

Abstract

Considering the frequent flooding of urban centers, the financial limitations and the inefficient management of Urban Drainage (UD) systems in Brazilian municipalities, it is necessary that projects be developed efficiently. These objectives are achieved with

the correct definition of the diameter and galleries slope, resulting in adequate hydraulic ratios. It is also necessary to guarantee the flow without backwater, by verifying the energy grade line along the network. There are software capable of assisting the calculation, which, however, do not report optimized solutions. A vector-based numerical modeling is presented for the optimized sizing of a UD gallery system. This model was applied in an area and its results were compared with those obtained by two software in the Brazilian market. It is demonstrated the optimization developed contributes to increases the efficiency in the design. The main scientific contributions are: to characterize and model the typical design slopes, to obtain the optimum slope combined with the smaller diameter; to explore the potential of the hydraulic ratios above those normally employed, with positive effects on the definition of $\{D, ig\}$ and the economy in the system; and to implement a recursive solution from a cycle of interdependent information, ensuring accuracy of results.

Keywords: Urban Drainage, Optimum Slope, Rainwater design

1. INTRODUÇÃO

O desenvolvimento demográfico desordenado das cidades e a falta de planejamento territorial urbano aumentam o escoamento superficial, devido à impermeabilização, com a consequente sobrecarga dos sistemas de drenagem urbana (MACEDO et al., 2018). São comuns nas cidades brasileiras cenários de inundação decorrentes desta urbanização, que podem provocar um aumento de até 139% no volume escoado e de até 165% na vazão de pico do hidrograma, de acordo com simulação realizada por Chang, Pinheiro e Lopes (2015).

Os sistemas de microdrenagem urbana são dimensionados para captar e conduzir os deflúvios superficiais até o sistema de macrodrenagem, com base em uma chuva de projeto, com tempo de duração (td) igual ao tempo de concentração (tc) e período de retorno (Tr) entre 2 e 10 anos (SMITH, 2006). Nos trechos iniciais destes sistemas, as águas pluviais percorrem as sarjetas até o limite de sua capacidade, quando são captadas por bocas de lobo (BLs) (DIOGO; SCIAMMARELLA, 2008). Tem início uma rede tubular subterrânea, doravante denominada sistemas de galerias, normalmente constituída

por manilhas de concreto pré-moldado, interligada por caixas de ligação (CLs) e poços de visita (PVs) (ABTC, 2008).

A partir do deflúvio (Q), da rugosidade (η) e da declividade (ig), pode-se calcular o diâmetro (D) da galeria, considerando a condição de conduto livre operando à plena seção. Calculam-se, ainda, a velocidade de escoamento e o tempo de percurso no trecho, para determinar t_c à jusante, a fim de se obter uma nova chuva de projeto e as vazões dos trechos subsequentes, considerando os acréscimos de áreas contribuintes (BEDIENT, 2008).

O projeto final deve ter como meta otimizar os diâmetros e declividades, e minimizar os custos, maximizando os benefícios globais resultantes. É fundamental elaborar o projeto hidráulico do sistema de galerias visando analisar a variação da linha de energia ao longo da rede (DIOGO, 2016). No projeto hidráulico, acompanha-se o posicionamento da linha de energia, que permite obter um sistema hidráulicamente balanceado, sempre que a energia de montante for igual ou superior à de jusante, tomando como referência um PV. Caso contrário, deve-se introduzir um degrau na saída do PV, de modo a compensar a diferença de energia verificada. Entretanto, os degraus introduzidos provocam o aprofundamento da rede, sendo oportuno rever as declividades praticadas a cada trecho (FHWA, 2013).

Esta verificação do desempenho hidráulico de um sistema de DU é fundamental para evitar sobrecarga, de acordo com Batista e Boldrin (2018), sendo oportuno implantar medidas compensatórias, de modo a evitar ou minimizar inundações locais decorrentes dos impactos da urbanização (SILVA JÚNIOR; SILVA; CABRAL, 2017). Assim, a cada trecho da rede, a otimização do binômio diâmetro nominal (D) e declividade longitudinal (ig) da galeria, par $\{D, ig\}$, varia dentre limites mínimos e máximos, estabelecendo “indicadores de eficiência” do sistema, pois definem a altura da lâmina d’água (h), a velocidade de escoamento (V), a energia (E), os degraus (d) e as profundidades das geratrizes inferiores internas de montante (PGIM) e de jusante (PGIJ) das galerias junto aos PVs.

Este trabalho tem por objetivo propor uma modelagem numérica de base vetorial para o dimensionamento automático de um sistema de galerias de DU, possibilitando a otimização do par $\{D, ig\}$ de cada trecho, ao longo de toda a rede. O processo de obtenção deste par atende aos parâmetros hidráulicos e geométricos estabelecidos, com a verificação das linhas de energia nos Poços de Visitas (PVs) e a exploração da relação altura da lâmina d’água/diâmetro nominal (h/D) além dos limites usualmente praticados,

possibilitando a recuperação da profundidade do sistema, inclusive aquela decorrente de eventuais degraus introduzidos.

2. METODOLOGIA

Nas seções subsequentes, apresenta-se uma revisão dos critérios hidráulicos de dimensionamento de um sistema de galerias, incluindo a proposição de um novo polinômio para a obtenção direta da relação h/D até o limite máximo de vazão. Desenvolve-se a caracterização da rede de galerias com a sistematização de suas variáveis, a partir de uma abordagem vetorial, permitindo elaborar um algoritmo capaz de otimizar o dimensionamento através da obtenção do par $\{D, ig\}$. Identificam-se uma série de declividades para as galerias visando obter a declividade ótima de projeto. Apresenta-se um resumo das características técnicas de alguns softwares de dimensionamento de redes de DU e aplica-se a metodologia proposta neste trabalho, comparando-a com os resultados obtidos por dois desses softwares.

2.1. Procedimento clássico para o cálculo do diâmetro das galerias

No Método Racional, o cálculo da vazão num sistema de galerias é realizado trecho a trecho, considerando a área acumulada ponderada contribuinte e o tempo de concentração no trecho. Nesta condição, o deflúvio é máximo, pois toda a área está contribuindo no ponto considerado.

Este deflúvio Q (m^3/s) é calculado a cada trecho, conforme Equação 1, em função de uma intensidade de chuva I em mm/h (eq. 2), que incide sobre a área ponderada acumulada (AP , em ha), calculada conforme Equações 12, 41 ou 43. Para o cálculo de I , considera-se um tempo de duração da chuva (t_d , em min) igual ao tempo de concentração (t_c), calculado de acordo com as Equações 13 ou 38, e um período de retorno Tr (anos) adequado para o projeto.

$$Q_t = \frac{I_t AP_t}{360} \quad (1)$$

$$I_t = \frac{A \cdot Tr^b}{(td_t + c)^d} \quad (2)$$

Onde A, b, c, d são os parâmetros IDF da localidade do projeto.

A galeria capaz de conduzir este deflúvio Q (m³/s), deverá ter um diâmetro calculado (D_c, em metros), considerando uma declividade inicial da galeria i_g (m/m) igual à declividade da via (i_v, eq. 24) e uma rugosidade η (tabelada), conforme Equação 3 (expressão da continuidade e de velocidade de Manning combinadas).

$$D_{c_t} = 1,55 \left(\frac{Q_t \eta}{\sqrt{i_{g_t}}} \right)^{3/8} \quad (3)$$

A partir de D_c, escolhe-se o diâmetro nominal D (m) conforme disponibilidade comercial, e se calcula a vazão Q_c (m³/s) da galeria, trabalhando à plena seção (eq. 4), considerando a mesma declividade inicial i_g (m/m) da galeria. Esta declividade normalmente não é revista e muitas vezes não atende aos requisitos de eficiência hidráulica e econômica do sistema.

$$Q_{c_t} = 0,31 \frac{D_t^{8/3}}{\eta} \sqrt{i_{g_t}} \quad (4)$$

Estabelece-se a relação Q/Q_c e, com o emprego do ábaco da Figura 1, obtém-se as relações hidráulicas h/D e V/V_c, que determinam as condições de escoamento em condutos circulares parcialmente cheios. Este procedimento de consulta faz com que o profissional aceite as soluções iniciais, sem a preocupação de compatibilizar ou otimizar a solução encontrada.

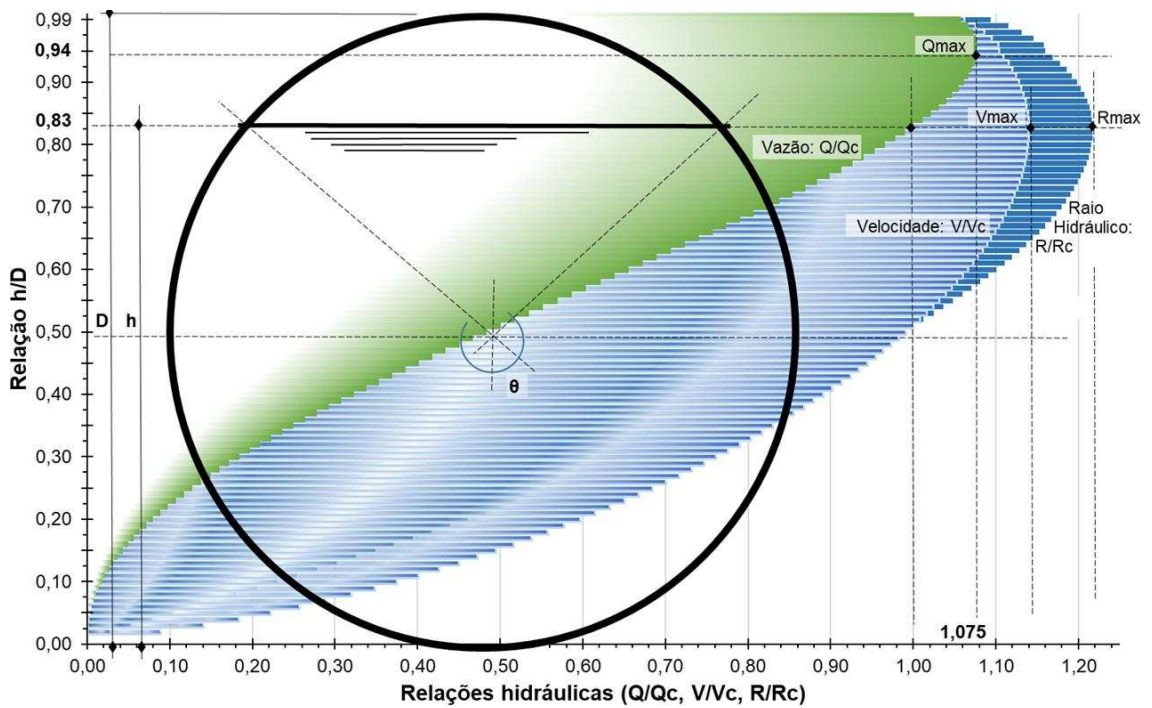


Figura 1 – Elementos e relações hidráulicas de condutos circulares parcialmente cheios.

Fonte: Adaptada pelo autor de CETESB (1980).

2.2. Procedimento alternativo para a obtenção das relações hidráulicas de condutos circulares parcialmente cheios a partir do ângulo θ

Visando agilizar os cálculos para obtenção de h/D e V/V_c , Saatçi (1990) apresentou uma solução matemática para a obtenção do ângulo θ (eq. 6) a partir da variável k (eq. 5), função de D e i_g adotados.

$$k = \frac{Q \cdot \eta}{D^{3/8} \sqrt{i_g}} \quad (5)$$

$$\theta = \frac{3\pi}{2} \sqrt{1 - \sqrt{1 - \sqrt{\pi k}}} \quad (6)$$

Em substituição à Equação 6, Menezes e Costa (2012) desenvolveram um polinômio de grau 5 (eq. 7), para calcular o ângulo θ , utilizando a mesma variável k e apresentando um coeficiente de determinação $R^2=0,9998$.

$$\theta = 5915,8k^5 - 5201,2k^4 + 1786,6k^3 - 298,89k^2 + 32,113k + 1,1487 \quad (7)$$

Em ambos os estudos, a faixa de variação admitida para θ é de 10° a 265° , correspondente ao intervalo $0,10 \leq h/D \leq 0,85$. Com o valor de θ , calcula-se a relação h/D através da Equação 8.

$$\frac{h}{D} = \frac{1}{2} \left(1 - \cos \frac{\theta}{2} \right) \quad (8)$$

Segundo FHWA (2013) e UDFCD (2016), o dimensionamento na condição $h/D=0,83$ é conservador, sendo possível ultrapassar este limite até valores de 0,94, onde a relação Q/Q_c é máxima (1,0757). A condição de conduto livre permanece nesta relação e permite reduzir i_g (menor volume escavado), ou aumentar a capacidade de escoamento da galeria ou, ainda, adotar diâmetros nominais menores.

Nesta tese, desenvolveu-se uma nova aproximação polinomial (eq. 9) função direta de Q/Q_c , no intervalo $0 \leq Q/Q_c \leq 1,0757$, correspondente a relação $0 \leq h/D \leq 0,938$ ($0^\circ < \theta < 308^\circ$). Este polinômio de grau 3, gerado por meio do software MS Excel, retrata com vantagens o comportamento $h/D=F(Q/Q_c)$ e apresenta $R^2=0,9972$. Com o valor de h/D , calcula-se o ângulo θ (eq. 10).

$$\frac{h}{D} = 1,0178 \left(\frac{Q}{Q_c} \right)^3 - 1,7820 \left(\frac{Q}{Q_c} \right)^2 + 1,5359 \left(\frac{Q}{Q_c} \right) + 0,0576 \quad (9)$$

$$\theta = 2 \arccos \left(1 - 2 \frac{h}{D} \right) \quad (10)$$

A Tabela 1 apresenta os resultados de h/D obtidos por Saatçi (1990), Menezes e Costa (2012) e por este autor (eq. 9), para uma galeria com $D=500\text{mm}$, $i_g=2\%$, $\eta=0,013$, variando-se Q de 0,100 a $0,574\text{m}^3/\text{s}$. Para $Q/Q_c=1,076$, a Equação 9 resulta em $h/D=0,915$, sendo que esta diferença não é significativa para as condições de projeto.

Tabela 1 – Relações h/D calculadas pelos métodos apresentados

Q	Q/Qc	θ			h/D		
		k	Equação 6	Equação 7	Saatçi	Menezes	Autor
0,100	0,187	0,058	2,327	2,304	0,30	0,30	0,29
0,200	0,375	0,117	2,874	2,829	0,43	0,42	0,44
0,300	0,562	0,175	3,305	3,284	0,54	0,54	0,54
0,400	0,749	0,233	3,714	3,741	0,64	0,65	0,64
0,500	0,936	0,292	4,199	4,266	0,75	0,77	0,77
0,520	0,974	0,304	4,336	4,413	0,78	0,80	0,80
0,534	1,000	0,312	4,465	4,533	0,81	0,82	0,83
0,545	1,021	0,318	4,670	4,640	0,85	0,84	0,85
0,550	1,030	-	-	-	-	-	0,86
0,560	1,049	-	-	-	-	-	0,88
0,570	1,067	-	-	-	-	-	0,90
0,574	1,076	-	-	-	-	-	0,915

Fonte: O autor

A velocidade V (m/s) pode ser obtida com a Equação 11, adaptada de Manning, considerando o raio hidráulico de um conduto parcialmente cheio, representado pelo ângulo θ, calculado conforme Equação 10.

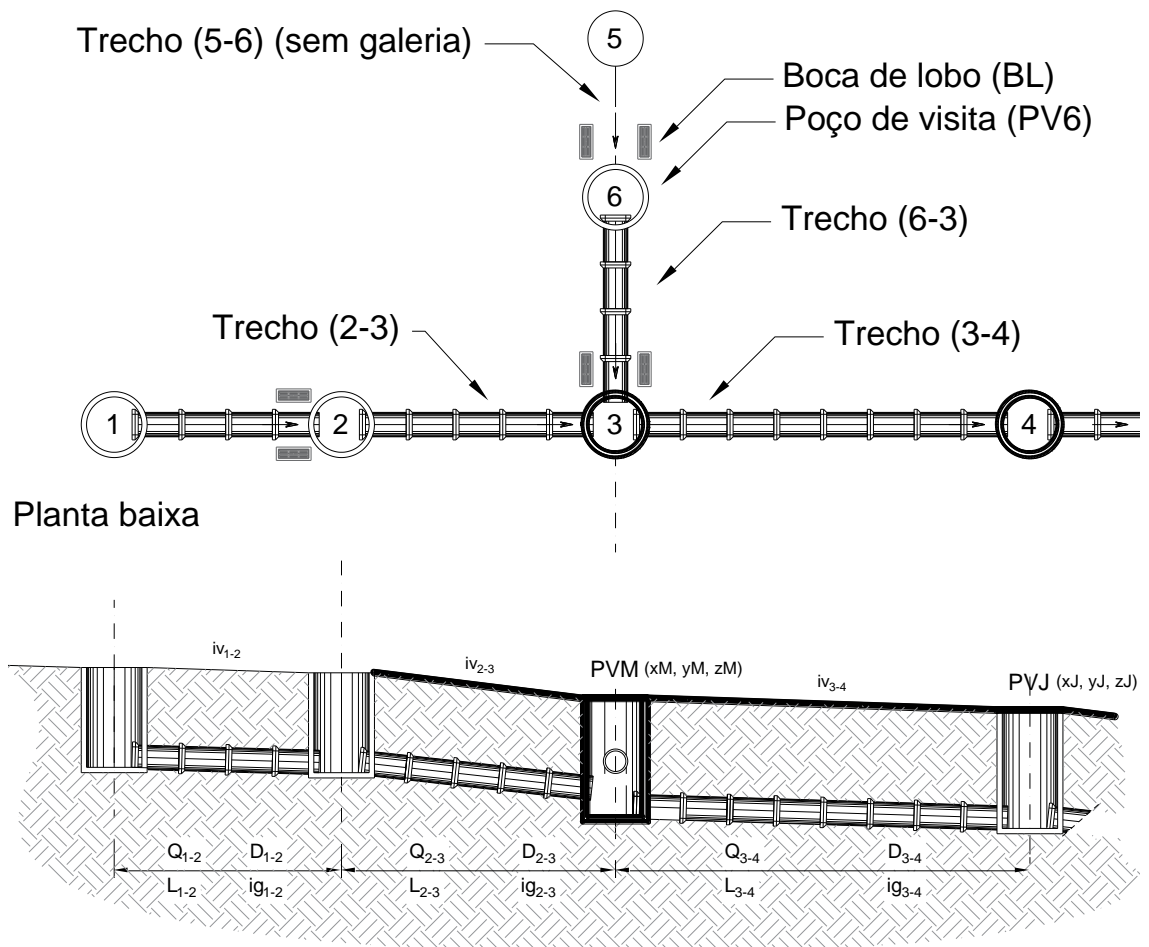
$$V_t = \frac{1}{\eta} \left(\frac{D_t}{4} \left(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta} \right) \right)^{2/3} \sqrt{ig_t} \quad (11)$$

Com os valores de h/D e V, calcula-se a energia específica (E) no interior da galeria e se determina a posição da linha de energia (LE) ao longo do sistema. É fundamental verificar a elevação da LE, de modo a assegurar as condições de escoamento em regime permanente e uniforme, sem a presença de remanso (CHIN, 2006).

2.3 Caracterização de um sistema de galerias

A Figura 2 ilustra um segmento de rede, em que a galeria do trecho 3-4, entre o PV3 (montante) e o PV4 (jusante) de comprimento L_{3-4} , declividade constante ig_{3-4} e diâmetro D_{3-4} , conduz o deflúvio Q_{3-4} . Percebe-se que o trecho 3-4 recebe contribuições de trechos adjacentes, identificados como trechos 2-3 e 6-3 que se conectam ao PVM (PV3). Estes trechos a montante transferem para jusante propriedades como: área ponderada acumulada (AP), tempo de concentração (t_c) e toda uma variedade de

parâmetros hidráulicos e geométricos, que influenciam diretamente no dimensionamento do trecho subsequente.



Perfil longitudinal

Figura 2 – Caracterização de um sistema de galerias.

Fonte: O autor.

2.4. Variáveis que integram um sistema de galerias

Com o propósito de possibilitar a elaboração de algoritmos para o dimensionamento de uma rede de DU, sistematizou-se um conjunto de variáveis, provenientes dos trechos de contribuição, que viabilizam a transferência de informações para jusante, necessários para o dimensionamento do trecho corrente, permitindo uma abordagem sistêmica da rede.

2.4.1. Valores provenientes dos trechos de contribuição

Apresentam-se quatro variáveis que sistematizam as informações transferidas dos

trechos de contribuição (i), necessárias ao dimensionamento do trecho corrente (t): área ponderada acumulada (AP), tempo de concentração (tc), profundidade da geratriz inferior das galerias (PGIC), profundidade da linha de energia (PLEC), apresentadas na Figura 3.

- **Área ponderada acumulada (AP)**

A área ponderada acumulada (AP, em ha) de um trecho corresponde à soma das áreas dos trechos de contribuição i, provenientes de: galerias (AP_i), bocas de lobo (ABL_i), e da área concentrada (AC), aplicada no ponto de montante daquele trecho:

$$AP_t = \sum AP_i + \sum ABL_i + AC_i \quad (12)$$

Onde, i identifica cada uma das contribuições que convergem no trecho t.

- **Tempo de concentração (tc)**

O tempo de concentração (tc, em min), corresponde ao maior valor dos tcs provenientes dos trechos de contribuição (galerias, sarjetas ou da área concentrada):

$$tc_t \geq \begin{cases} tc_i^{gal} + tpg_i \rightarrow (AP_i \geq ABL_i) \\ tc_i^{sar} + tps_i \rightarrow (AP_i < ABL_i) \\ tc_t^{AC} \end{cases} \quad (13)$$

tpg → tempo de percurso na galeria, em min.

tps → tempo de percurso na sarjeta, em min.

- **Profundidade da geratriz inferior (PGIC)**

PGIC corresponde à maior profundidade da geratriz inferior interna de jusante (PGIJ) dos trechos de contribuição i, medida em relação à superfície do terreno.

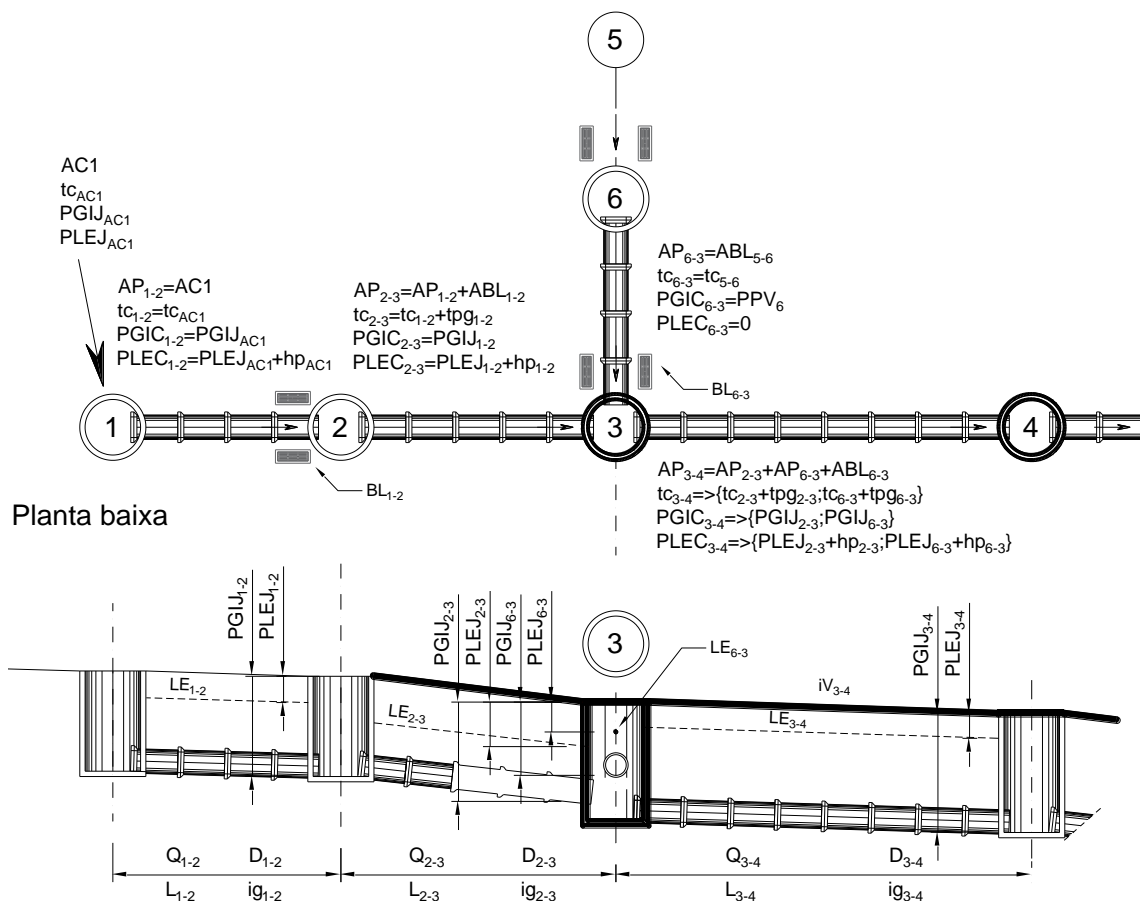
$$PGIC_t = \{\geq PGIJ_i\} \quad (14)$$

- **Profundidade da linha de energia (PLEC)**

PLEC corresponde à maior profundidade da linha de energia de jusante dos trechos de contribuição i (PLEJ), medida a partir da superfície do terreno, acrescida do valor da perda de carga localizada (hp) no PV (eq. 21).

$$PLEC_t = \{\geq (PLEJ + hp)_i \} \quad (15)$$

O dimensionamento do trecho 3-4 (trecho t) da Figura 3, depende do prévio dimensionamento dos trechos de contribuição 2-3 e 6-3 que convergem no ponto 3. Observa-se que a área AP_{3-4} corresponde à soma das áreas contribuintes das galerias 2-3 e 6-3, acrescida da área proveniente da BL_{6-3} , e os valores de tc_{3-4} , $PGIC_{3-4}$ e $PLEC_{3-4}$ assumem o maior valor das contribuições, conforme equações 13, 14 e 15, respectivamente.



Perfil longitudinal

Figura 3 – Identificação das informações provenientes dos trechos de contribuição.
 Fonte: O autor.

2.4.2. Profundidade da geratriz inferior de montante e de jusante do trecho

A profundidade da geratriz inferior interna de montante (PGIM) do trecho t deverá ser igual a PGIC, respeitado o recobrimento mínimo (eq. 16):

$$PGIM_t \geq \begin{cases} PGIC_t \\ R_{min} + EP_t + D_t \end{cases} \quad (16)$$

EP é a espessura da parede da galeria (m), conforme NBR 8890 (ABNT, 2007).

A profundidade da geratriz inferior interna de jusante (PGIJ) do trecho é calculada (eq. 17), devendo respeitar o recobrimento mínimo:

$$PGIJ_t \geq \begin{cases} PGIM_t + (ig_t - iv_t)L_t \\ R_{min} + EP_t + D_t \end{cases} \quad (17)$$

iv é a declividade longitudinal da via (m/m) no trecho.

2.4.3. Profundidade da linha de energia de montante e de jusante do trecho

Os sistemas de galerias de águas pluviais normalmente são dimensionados para operarem como condutos livres. Nesta condição, a linha piezométrica (LP) encontra-se no interior do conduto, e a linha de energia (LE), geralmente acima da geratriz superior da galeria, ambas paralelas ao greide do conduto. Assim, a perda de carga distribuída num trecho é igual ao ganho de energia potencial e a energia específica (E) pode ser obtida pela Equação 18 (adaptada de BEDIANT et al., 2008).

$$E_t = \left(\frac{h}{D}\right)_t D_t + \frac{V_t^2}{2g} \quad (18)$$

$\frac{V_t^2}{2g}$ é a carga cinética ou energia de velocidade (m).

A profundidade da linha de energia de montante do trecho (PLEM), medida em relação à superfície, é obtida subtraindo de PGIM o valor da energia específica (E) do trecho (eq. 19):

$$PLEM_t = PGIM_t - E_t \quad (19)$$

Da mesma forma, a profundidade da linha de energia no ponto de jusante (PLEJ) é calculada por:

$$PLEJ_t = PGIJ_t - E_t \quad (20)$$

2.4.4. Perda de carga localizada no PV

Uma avaliação preliminar da perda de carga localizada num PV (eq. 21), pode ser realizada em função da constante (K_p), valores definidos conforme Tabela 2, que retrata a mudança angular da direção do fluxo no interior do PV, multiplicada pela carga cinética, de acordo com Bedient et al. (2008).

$$hp_t = Kp_t \frac{V_t^2}{2g} \quad (21)$$

Tabela 2 – Perda de carga localizada nos PVs.

Mudança de direção do fluxo (em graus)	K_p
0	0,05
15	0,08
30	0,20
45	0,38
60	0,65
75	0,94
90	1,33

Fonte: Bedient et al., 2008.

Para avaliações mais rigorosas, recomenda-se a aplicação dos métodos desenvolvidos por Chang et al. (1994) e FHWA (2013), de acordo com os quais estas

perdas são calculadas pelo somatório de três parcelas no PV: entrada, saída e configuração do percurso entre estes dois pontos.

2.4.5. Cálculo do degrau no PV de montante

A profundidade da linha de energia de montante (PLEM) do trecho t deve ser comparada com PLEC (eq. 15) em cada PV. A condição $PLEM \geq PLEC$ faz com que o escoamento ocorra sem a presença de remanso, de um ponto com maior energia a outro de menor energia. Caso $PLEM < PLEC$ ($E_{3-4} > E_{2-3}$) deve-se introduzir um degrau (d) no PV (eq. 22), com valor igual à diferença de energia verificada (Figura 4).

Este degrau (d_{3-4}) rebaixa a cota de saída do PV em relação à de entrada, com o objetivo de igualar as linhas de energia ($LE_{Corr_{3-4}} = LE_{2-3}$) para que não ocorra remanso ou elevação excessiva do nível d'água no PV. Havendo degrau, PGIM deverá ser corrigida e $PGIM_{Corr_{3-4}}$ corresponderá à $PGIM_{3-4}$ acrescida do degrau d_{3-4} (eq. 23).

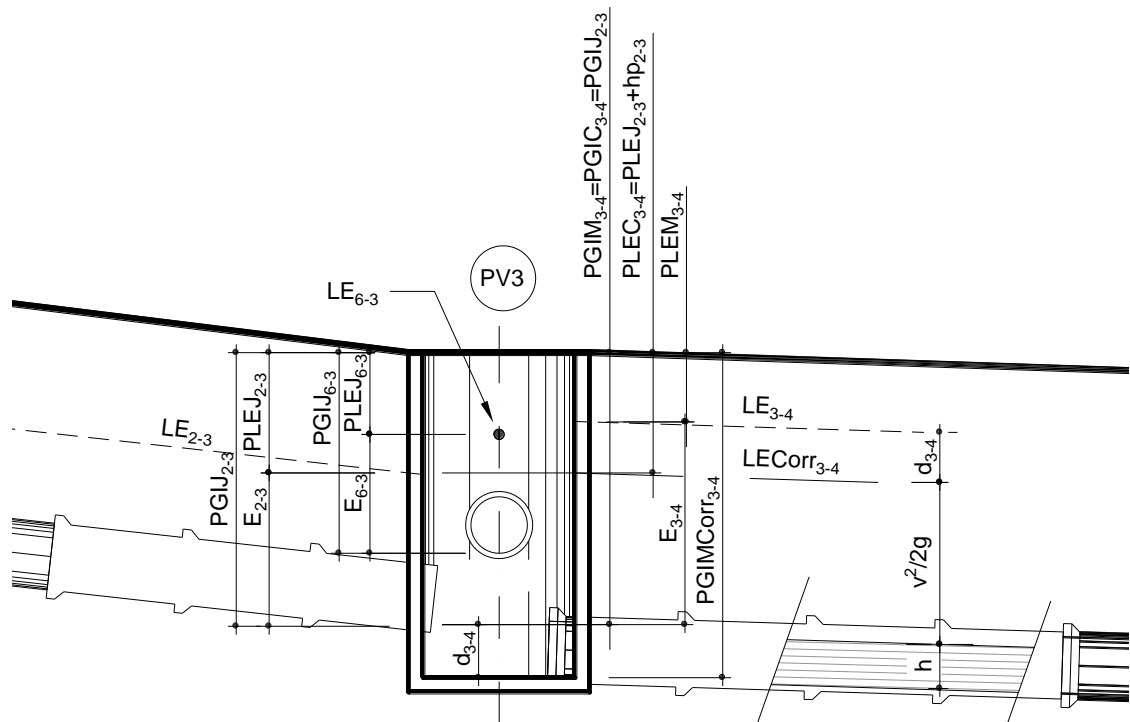


Figura 4 – Comparação das LE e verificação da necessidade de degrau no PV3
Fonte: O autor.

$$d_t = PLEC_t - PLEM_t \geq 0 \quad (22)$$

$$PGIM_{Corr_t} = PGIM_t + d_t \quad (23)$$

Quando houver degrau, este aprofunda o PV. Mantendo-se i_g , esta profundidade será propagada à jusante até o ponto de lançamento. Para evitar o aprofundamento de todo o sistema, é fundamental rever a declividade longitudinal da galeria à cada trecho, com o propósito de diminuí-la, tornando a rede o mais rasa possível.

A formulação até aqui apresentada permite definir D , conhecidos Q , i_g e η , e verificar as condições hidráulicas de funcionamento das galerias. Entretanto, torna-se necessário otimizar os valores de i_g a cada trecho, visando recuperar profundidades e otimizar relações h/D . Diante da metodologia apresentada, têm-se todas as informações necessárias para que o dimensionamento de uma rede de galerias seja efetuado, com a otimização de sua declividade, de modo automático, atendendo a todas as condicionantes apresentadas.

2.5. Caracterização e identificação das declividades típicas de uma galeria

Com o objetivo de determinar a declividade ótima de um trecho de galerias, estabeleceu-se uma faixa de variação destas declividades, denominadas declividades típicas de projeto. Nos projetos de DU, estas declividades não são objetivamente identificadas, pois não há uma preocupação com a otimização delas.

A declividade longitudinal da via (i_v) é utilizada como referência para definir a declividade inicial de um trecho de galeria (i_g). Entretanto, devido a limitações topográficas (vias planas ou íngremes), relações hidráulicas h/D , limites de velocidade (mínima e máxima) e de possíveis interferências com outros sistemas enterrados, nem sempre i_g será igual a i_v .

As declividades típicas de um trecho de galeria permitem estabelecer uma faixa de amplitude de possíveis declividades da galeria (i_g). O autor identificou, caracterizou e desenvolveu formulações inéditas destas declividades.

2.5.1. Declividade da galeria (i_g) paralela ao greide da via (i_v)

Trata-se de uma prática conveniente para iniciar os cálculos, considerar a declividade da galeria (i_g) igual à declividade da via (i_v), conforme Figura 5. A adoção desta declividade (eq. 24) a princípio não aprofunda a rede de galerias. Entretanto, em trechos quase planos, íngremes ou quando houver degraus, i_g deverá ser revista.

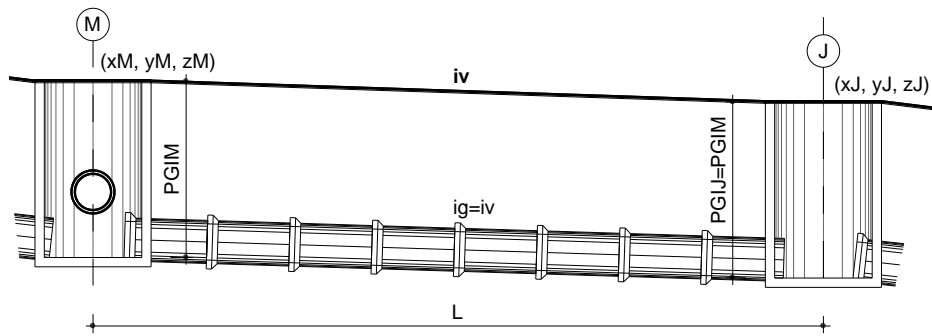


Figura 5 – Declividade da galeria (ig) paralela ao greide da via (iv)
Fonte: O autor.

$$iv_t = \frac{ZM_t - ZJ_t}{L_t} \quad (24)$$

Sendo ZM a cota do ponto de montante (PVM), ZJ a cota de jusante (PVJ) e L o comprimento do trecho (valores em m).

2.5.2. Declividade referente ao recobrimento mínimo no PVJ (iRmin)

Declividade calculada em função do recobrimento mínimo admitido (Rmin) acima da geratriz superior externa da galeria no PVJ (Figura 6), conforme apresentado na Equação 25. Por meio deste cálculo, controla-se a profundidade mínima do PVJ, o que protege a galeria contra danos estruturais (deformação diametral). Em trechos específicos, pode-se não atender o valor de Rmin (Tabela 3), desde que seja assegurada a proteção adicional para a galeria.

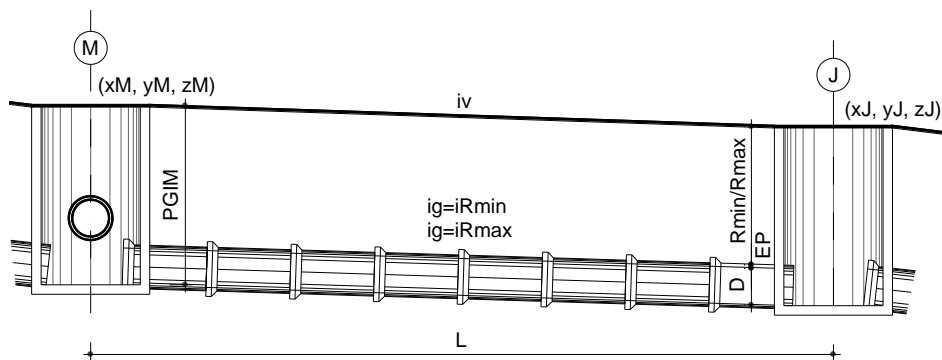


Figura 6 – Declividade da galeria (iRmin e iRmax)
Fonte: O autor.

$$iRmin_t = \frac{Rmin_t + EP_t + D_t - PGIM_t}{L_t} + iv_t \quad (25)$$

2.5.3. Declividade referente ao recobrimento máximo no PVJ (iRmax)

Declividade calculada em função do maior recobrimento admitido (Rmax) para a geratriz superior externa da galeria no PVJ (Figura 6), de acordo com a Equação 26. Esta declividade controla a profundidade do PVJ, evitando escavação, reaterro e escoramento excessivos. Valores recomendados de Rmax estão relacionados na Tabela 3.

$$iR_{max_t} = \frac{R_{max_t} + EP_t + D_t - PGIM_t}{L_t} + iv_t \quad (26)$$

2.5.4. Declividade referente à relação h/D mínima estabelecida (ihDmin)

Declividade necessária para que a galeria trabalhe na relação h/D mínima admitida, cujo cálculo é realizado de acordo com a Equação 27. É desejável trabalhar-se acima da meia seção ($ihDmin \geq 0,50$), pois a baixa relação h/D caracteriza a subutilização da galeria (Figura 1).

$$ihD_{min_t} = \left(\frac{Q_t \eta}{\omega A_c R_c^{2/3}} \right)^2 \quad (27)$$

Onde:

$$\frac{h}{D} = ihD_{min}$$

$$\theta = 2 \arccos \left(1 - 2 \frac{h}{D} \right)$$

$$\omega = \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right)^{5/3} \frac{\theta}{2\pi}$$

$$A_c = \frac{\pi \cdot D_t^2}{4}$$

$$R_c = \frac{D_t}{4}$$

2.5.5. Declividade referente à relação h/D=0,83 (ihD83)

Declividade calculada conforme Equação 28, que corresponde ao ponto de raio hidráulico máximo e, por conseguinte, a velocidade também atinge seu valor máximo.

Nesta condição, embora a galeria encontra-se parcialmente cheia ($h/D=0,83$), esta apresenta a mesma capacidade da plena seção, sendo a relação $Q/Q_c=1,0$ (ver Figura 1), e por conseguinte, $\varpi=1,0$.

$$ihD83_t = \left(\frac{Q_t \eta}{Ac Rc^{2/3}} \right)^2 \quad (28)$$

$$\text{Onde } \frac{h}{D} = 0,83$$

$$\theta = 2\text{acos} \left(1 - 2 \frac{h}{D} \right), \quad \varpi = \left(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta} \right)^{5/3} \frac{\theta}{2\pi}, \quad Ac = \frac{\pi \cdot D_t^2}{4}, \quad Rc = \frac{D_t}{4}$$

2.5.6. Declividade referente à relação h/D máxima estabelecida (ihDmax)

Declividade calculada (eq. 29) com a galeria trabalhando na relação $h/D=0,94$. Nesta condição, a vazão assume seu valor máximo, sendo a relação $Q/Q_c=1,076$ (ver na Figura 1). É a menor declividade de projeto capaz de transportar o deflúvio Q na condição de conduto livre. Valores recomendados para hD_{max} estão apresentados na Tabela 3, que condicionam o valor de ϖ .

$$ihD_{max}_t = \left(\frac{Q_t \eta}{\varpi Ac Rc^{2/3}} \right)^2 \quad (29)$$

$$\text{Onde } \frac{h}{D} = hD_{max}$$

$$\theta = 2\text{acos} \left(1 - 2 \frac{h}{D} \right), \quad \varpi = \left(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta} \right)^{5/3} \frac{\theta}{2\pi}, \quad Ac = \frac{\pi \cdot D_t^2}{4}, \quad Rc = \frac{D_t}{4}$$

2.5.7. Declividade referente à velocidade mínima estabelecida (iVmin)

Declividade caracterizada (eq. 30) pelo deflúvio sendo escoado com a velocidade mínima permitida (estabelecida). Valores recomendados para V_{min} são apresentados na Tabela 3, com o objetivo de controlar o assoreamento no interior da galeria. A Equação 30 tem origem na Equação 11, sendo necessário definir a relação h/D onde se deseja trabalhar, com o propósito de calcular o ângulo θ , pois a velocidade depende desta relação.

$$iV_{\min_t} = \left(\frac{\eta \cdot V_{\min}}{\left(\frac{D_t}{4} \left(1 - \frac{\sin\theta}{\theta} \right) \right)^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \quad (30)$$

2.5.8. Declividade referente à velocidade máxima estabelecida (iVmax)

Declividade caracterizada pelo deflúvio sendo escoado com a velocidade máxima permitida, calculada conforme Equação 31. Valores recomendados para Vmax são apresentados na Tabela 3, para minimizar o desgaste por abrasão das paredes internas da galeria. Deve-se igualmente definir a relação h/D onde se deseja trabalhar, com o propósito de calcular o ângulo θ , pois a velocidade depende da relação h/D.

$$iV_{\max_t} = \left(\frac{\eta \cdot V_{\max}}{\left(\frac{D_t}{4} \left(1 - \frac{\sin\theta}{\theta} \right) \right)^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \quad (31)$$

Tabela 3 – Alguns limites estabelecidos para o dimensionamento de galerias

Velocidade (m/s)		Recobrimento (m)		Relação h/D		Referência	
Vmin	Vmax	Rmin	Rmax	hDmin	hDmax		
0,75	7,00	1,00	4,00	0,50	0,94	Autor	
0,75	5,00	$0,6 + \frac{(D-0,4)}{0,1}$	0,05	-	0,20	0,85	Diogo;Sciammarella (2008)
0,60 a 0,90	6,00	0,9				0,83/0,93	FHWA (2013)
0,75	6,00	1,00	5,00-D	-	-		Inouye (2009)
0,75	7,50	0,80				0,80	PBH (2017)
0,80	5,00	$D+D/2+0,40$	-	-		0,85	PCRJ (2010)
0,75	5,00	-				0,85/0,90	PMG (2005)
0,80	4,00	0,80	-	-		0,75	PMJ (2011)
0,80	4,00	1,00				-	PMPA (2005)
0,60	5,00	1,00				-	PMSP (2012b)
0,60	5,00	1,00	-			-	SUDERSA (2002)
1,00	6,10	-				Plena	UDFCD (2016)

Fonte: O autor.

Dos valores recomendados pelo autor, merecem destaque as relações h/D mínima e máxima, no sentido de otimizar os diâmetros das galerias. Da mesma forma, Vmax assume um valor maior, em função das características da topografia de nosso Estado.

2.6. Definição da faixa de variação da declividade

Para a tomada de decisão sobre qual ig adotar, define-se uma faixa de variação de declividades da galeria a cada trecho, estabelecendo limites que permitem uma flexibilização na escolha da declividade ótima. A menor declividade admitida ($igmin$, eq. 32) para um trecho é aquela em que a seguinte condição é observada:

$$igmin \geq \begin{cases} iRmin \\ ihDmax \end{cases} \quad (32)$$

Da mesma forma, considerando que o recobrimento máximo deve ser respeitado e que a galeria não poderá operar abaixo de $hDmin$, tem-se como limite máximo da declividade ($igmax$), calculada conforme equação 33:

$$igmax \leq \begin{cases} iRmax \\ ihDmin \end{cases} \quad (33)$$

Logo, a declividade da galeria (ig) num dado trecho ficará compreendida na faixa ilustrada na Figura 7, desde que a velocidade atenda aos limites mínimos e máximos estabelecidos nas condições de controle. Assim, o dimensionamento de uma rede de DU é resolvido quando se atribui um valor de ig compreendido nesta faixa. Deve-se, porém, otimizá-la.

2.7. Processo de otimização da declividade de projeto

Propõe-se uma solução numérica de base vetorial para a determinação de ig (ótima) a cada trecho de um sistema de galerias, onde os fatores hidráulicos, de energia, de graus, recobrimentos, profundidades e demais limites estabelecidos nas condições de controle são considerados. Observa-se que o cálculo do diâmetro função da declividade (eq. 3) e declividade função do diâmetro (ver item 2.5 Declividades Típicas de Projeto), cria uma situação de recursividade no processo de dimensionamento, motivo pelo qual buscou-se uma solução iterativa.

A declividade ótima assume, portanto, um cenário complexo, onde diversos fatores concorrem para a sua definição, muitos deles dependentes da declividade, ainda não calculada. Portanto, a otimização do par $\{D, ig\}$, no contexto de dimensionamento de uma rede de DU, sugere a necessidade de um processo automático iterativo de cálculo.

Qualquer alteração em i_g terá efeitos no PV de montante (pois altera a energia, interferindo nos degraus) além de se propagar para jusante, até o ponto de lançamento.

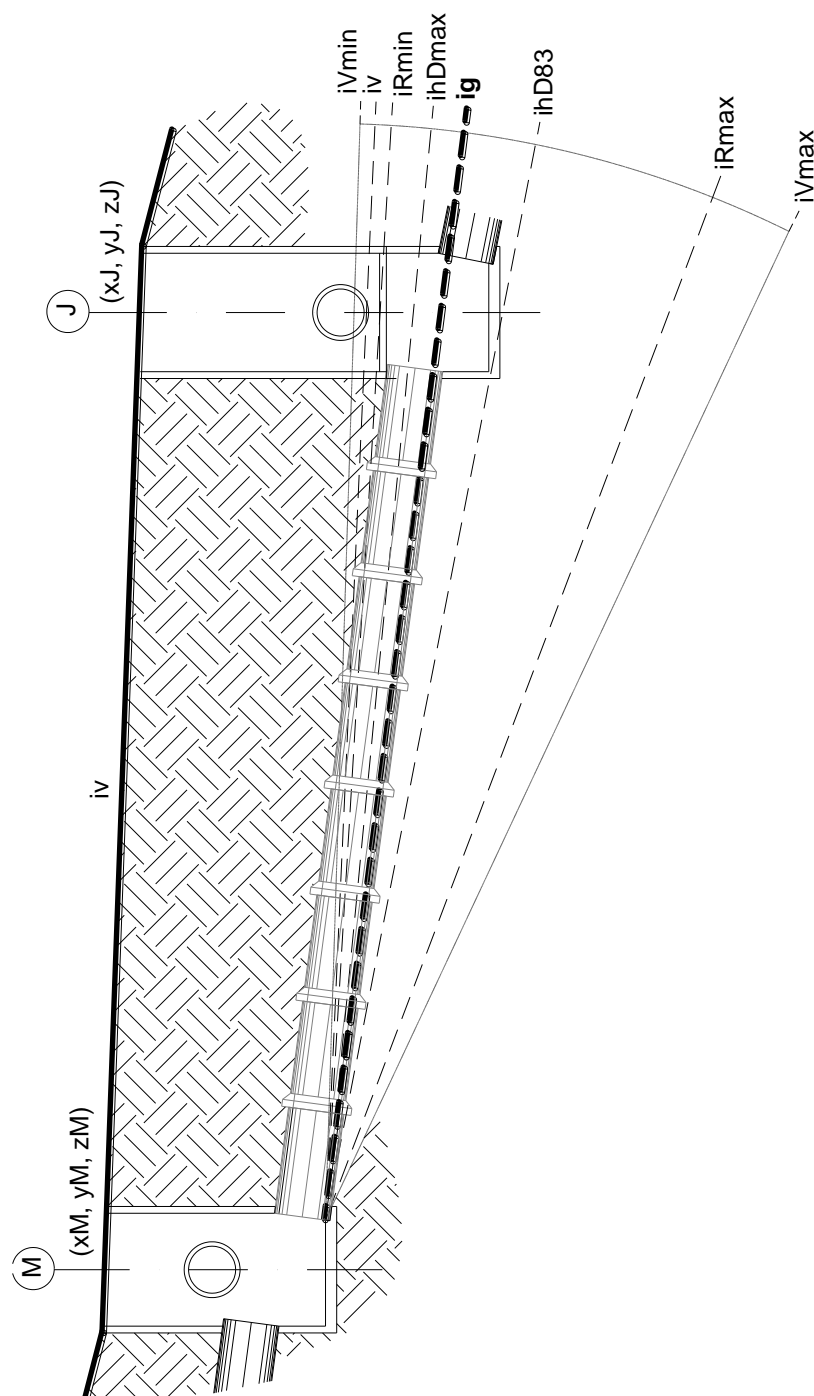


Figura 7 – Faixa de variação da declividade de um trecho de galeria
Fonte: O autor.

Diante desse cenário e considerando uma tomada automática de decisão, a declividade ótima deve ser a mínima possível, i_{gmin} , determinada pela Equação 32. Esta declividade proporciona máximo desempenho hidráulico, atende ao recobrimento e velocidade mínimos, concorrendo para uma economia na execução da rede. O fluxograma

da Figura 8 resume o processo de obtenção automática do par $\{D, ig\}$ para um sistema de galerias.

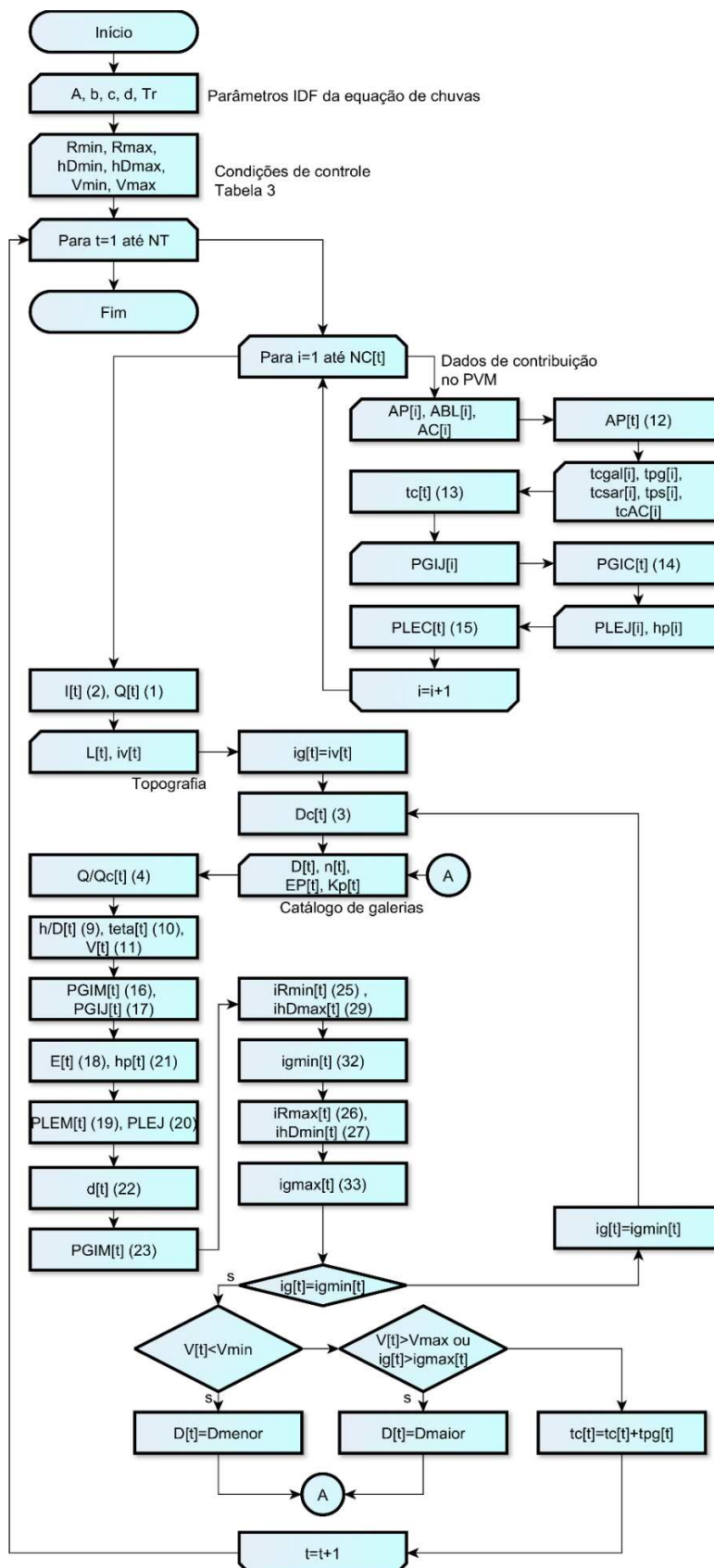


Figura 8 – Fluxograma para o cálculo de $\{D, ig\}$ de uma rede de galerias. Fonte: O autor.

3. APLICAÇÃO DA MODELAGEM DESENVOLVIDA EM UM PROJETO

Com o objetivo de avaliar o grau de eficiência da metodologia desenvolvida neste trabalho, aplicou-se a modelagem proposta num projeto de DU. O mesmo projeto foi resolvido com dois softwares existentes no mercado, o que permitiu comparar os resultados obtidos.

3.1. Softwares para o dimensionamento de redes de DU

São vários os softwares disponíveis no mercado, dentre os quais: SUwin, Pró-Saneamento, Drenar, UFC8, SWMM e StormCAD V8i. O Método Racional pode ser empregado em todos esses softwares e o cálculo hidráulico da rede de galerias é realizado sob o regime de escoamento uniforme como conduto livre. É incomum no nosso meio o dimensionamento na condição de conduto forçado. Na sequência apresenta-se um resumo destes softwares.

3.1.1. SUwin (TOTALCAD, 2019)

Possui plataforma própria (stand alone), permitindo dimensionar as redes urbanas de águas pluviais. A partir da leitura do projeto topográfico, com as curvas de nível, e da definição das áreas de contribuição e da intensidade pluviométrica, calcula os deflúvios e dimensiona a rede. Além de facilitar o cálculo e o traçado da rede, calcula todos os seus parâmetros: Vazões, velocidades, altura das lâminas d'água e etc., dentro de limites mínimos e máximos estabelecidos. Emite um relatório da geometria da tubulação, dos trechos da rede, indicando comprimento, inclinação, cotas da tubulação e do terreno, e quantitativos de material. Quanto ao cálculo da LE, reconhece que a melhor forma de analisar o comportamento hidráulico do sistema é buscar a equalização das LE junto aos coletores confluentes nos PVs, porém o programa SUwinBR não faz esta verificação. Adota a coincidências das LPs a uma altura de 80% do diâmetro das galerias. Segundo TotalCAD (2019), esse equilíbrio definido pela geometria é mais fácil de estabelecer e seu resultado se aproxima da LE. Além da memória de cálculo, também gera as plantas e os perfis longitudinais.

3.1.2. Pró-Saneamento V16 (MULTIPLUS, 2019)

Calcula, verifica e dimensiona redes de esgoto, abastecimento de águas e drenagem pluvial. É um aplicativo do AutoCAD e realiza o reconhecimento das curvas de nível do projeto de topografia. Após o traçado da rede pluvial, com a locação de PVs, sarjetas, BLs, interligados por galerias, pode-se, pelo Método Racional, pré-dimensionar os diâmetros e gerar a planilha de cálculo hidráulico. Não faz menção sobre a metodologia do cálculo dos degraus ou tubos de queda.

3.1.3. Drenar (SANEGRAPH, 2019)

Possui uma interface gráfica com AutoCAD 2016 e o IntelliCAD. Com as plantas topográficas e urbanísticas, pode-se delimitar as áreas de contribuição, inserir PVs, sarjetas, BLs e definir o traçado da rede. Estas informações combinadas com as hidrológicas permitem calcular os deflúvios pelo Método Racional. O software permite definir vários parâmetros trecho a trecho, como a lâmina máxima, declividade mínima e controle de remanso (degraus), considerando LP ou até 100% LE, dentre outros fatores. Após análise dos cálculos, pode-se gerar o perfil longitudinal da rede, listar materiais, levantar quantitativos e demais informações para fins de implantação do projeto.

3.1.4. UFC8 (LAHC/UFC, 2019)

Desenvolvido pelo Laboratório de Hidráulica Computacional da Universidade Federal do Ceará (LAHC/UFC), é implementado em AutoLISP, VBA e Visual Basic, sendo semelhante ao Drenar no que diz respeito à inserção dos elementos do sistema de drenagem. A partir dos parâmetros hidrológicos, além de utilizar o Método Racional, o UFC8 tem uma interface com o SWMM, próprio para calcular e simular o escoamento em redes de DU, com as equações de Saint-Venant, controlando o remanso por intermédio da análise da LP.

3.1.5. SWMM (EPA, 2019)

O Storm Water Management Model foi criado pela Agência de Proteção Ambiental norte-americana (EPA). Por ser um software livre e de fácil utilização, é usado

em todo o mundo para planejamento, análise e dimensionamento de estruturas de drenagem pluvial. O usuário insere os parâmetros de entrada, tais como chuva distribuída temporalmente, as características da bacia e as seções hidráulicas existentes. O modelo fornece dados quantitativos e qualitativos na seção considerada em forma de tabelas ou gráficos. As últimas atualizações incluíram a capacidade de simular o funcionamento de técnicas compensatórias, o que torna o modelo útil para bacias urbanas.

3.1.6. StormCAD V8i (BENTLEY SYSTEMS, 2019)

Ferramenta para o projeto e análise de sistemas de DU. O modelo assume o escoamento permanente uniforme ao longo dos trechos. Calcula todos os perfis de fluxo gradativamente variados e acompanha o gradiente hidráulico do sistema. Permite ao usuário inserir parâmetros de restrição máximos e mínimos, como: velocidade, inclinação e recobrimento. O usuário também pode especificar como será a análise do fluxo junto aos PVs. As estimativas das vazões da bacia hidrográfica contribuinte são realizadas usando o Método Racional. Os dados de precipitação podem ser introduzidos como equações de IDF. Permite usar várias equações para calcular as perdas ao longo do sistema (Manning, Ganguilet-Kutter, Hazen-Williams e Darcy-Weisbach).

Embora seja fundamental avaliar o comportamento da Linha de Energia (LE) ao longo do sistema, para garantir a condição de conduto livre sem a presença de remanso, esta avaliação é realizada de diferentes formas, dependendo da metodologia de cálculo empregada pelos softwares. Normalmente, comparam-se as condições hidráulicas das galerias à montante e à jusante dos PVs, e degraus são introduzidos para promover a coincidência: das geratrizes superiores dos tubos (geométrica), das lâminas d'água ($LP=h$) ou das linhas de energia ($LE=h+v^2/2g$).

A comparação de LE é o procedimento mais adequado, entretanto requer maior esforço computacional, devido aos mecanismos de iteração mais complexos, conforme verificado no fluxograma da Figura 8. Quanto à otimização dos valores resultantes dos cálculos, especialmente do par $\{D, ig\}$, nenhuma menção é feita nesses softwares.

3.2. Dados utilizados no projeto

Com o objetivo de apresentar o potencial de otimização de $\{D, ig\}$, aplicou-se a modelagem proposta num projeto de DU. A planta baixa na Figura 9 apresenta um

loteamento de 11,55ha, com a subdivisão das quadras e suas respectivas áreas contribuintes, os pontos de análise cotados, o sentido de escoamento superficial e o traçado da rede de galerias.

A partir dos pontos de análise (011 a 057), determinam-se os comprimentos e as declividades de cada trecho. A subdivisão das áreas contribuintes, o coeficiente de escoamento superficial, a equação de chuvas e demais parâmetros de projeto permitem calcular os deflúvios (Q) pelo Método Racional até o ponto 057 (lançamento). À montante de cada trecho de galeria, são posicionadas BLs junto aos PVs (não representadas na Figura 9). A rede definida pelos pontos 013 a 057 é denominada “principal” e as redes 023-054 e 033-056 são “secundárias”. Nos pontos 054 e 056, a rede principal recebe as contribuições laterais das redes secundárias.

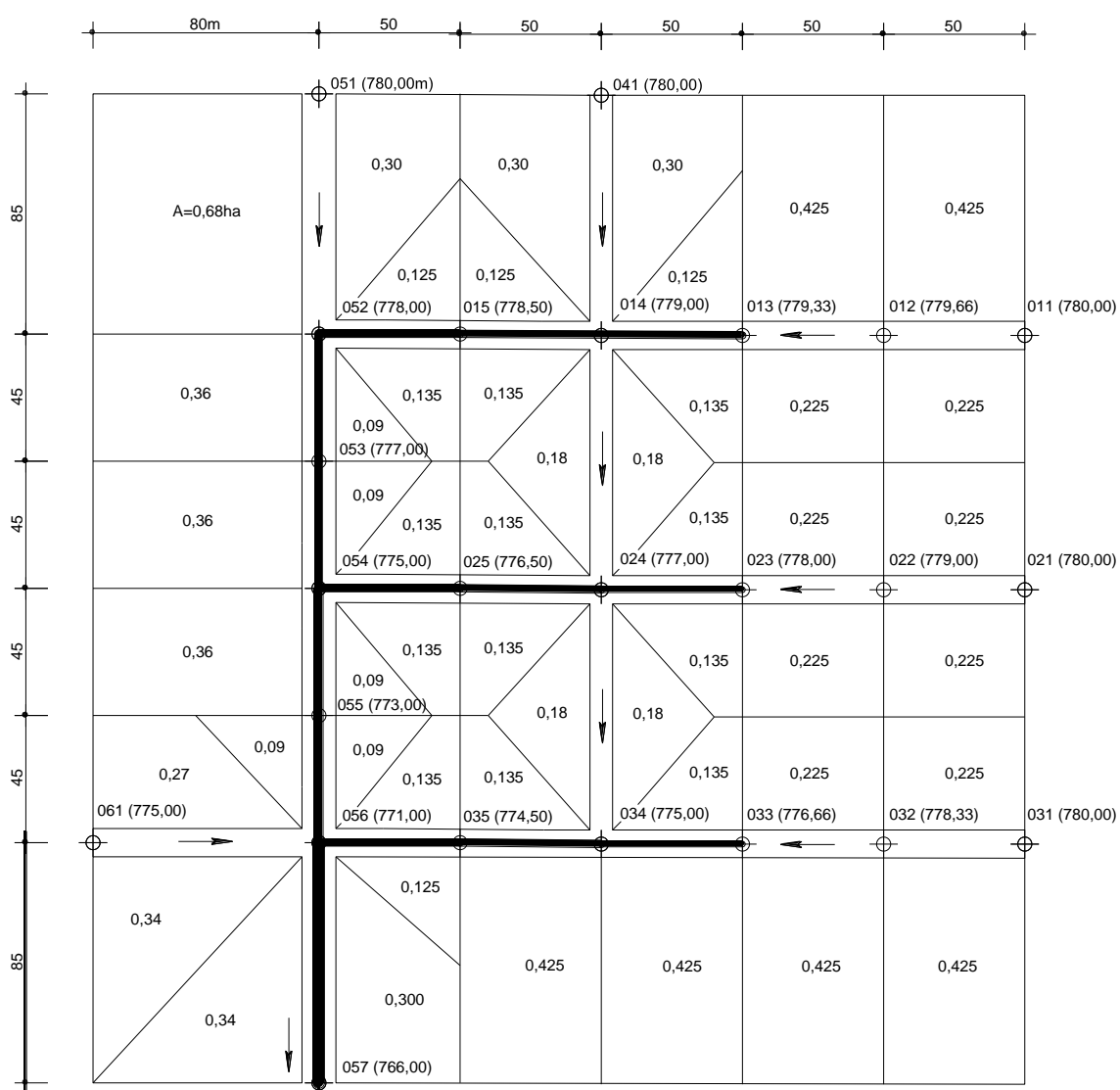


Figura 9 – Planta baixa da área do projeto (loteamento residencial)

Fonte: O autor.

As seguintes considerações de projeto foram estabelecidas:

$$I_t = \frac{3510Tr^{0,227}}{(td_t + 29,32)^{0,995}}$$

Tr = 10 anos (recomendado pela SUDECAP)

td = tc

C = 0,70 (coeficiente de escoamento superficial da área contribuinte)

D = diâmetros nominais das galerias de concreto, NBR 8890 (ABNT, 2007)

η = 0,013 (coeficiente de rugosidade para as galerias de concreto pré-moldadas)

Desconsiderou-se a perda de carga localizada nos PVs.

O tempo de concentração (tc) é calculado a partir de um tempo de escoamento superficial (tes) de 10 minutos, recomendado pela SUDECAP, sendo acrescido o tempo de percurso na sarjeta (tps) e/ou galeria (tpg), calculados trecho a trecho ao longo da rede, com o emprego da expressão de Manning.

O projeto da Figura 9 foi solucionado por três aplicativos, para fins de comparação dos resultados obtidos, utilizando os mesmos parâmetros de projeto supracitados.

Na alternativa A, aplicou-se a planilha MS-Excel implementada pelo autor com base na modelagem proposta. Na alternativa B, o software UFC8 foi utilizado e nas alternativas C e D, utilizou-se o software Drenar. Esta escolha se deu em razão da disponibilidade de licença, da confiabilidade e da longa atuação no mercado nacional.

A Tabela 4 apresenta as condições de controle utilizadas nas diferentes alternativas. O cálculo do degrau foi efetuado com base na verificação de linha de energia (LE) nas alternativas A e D e com a verificação da linha piezométrica (LP) nas alternativas B e C.

Tabela 4 – Condições de controle das alternativas

Alt.	Velocidade (m/s)		Recobrimento (m)		Relação h/D		Permitir D < jusante	Cálculo do degrau
	Vmin	Vmax	Rmin	Rmax	hDmin	hDmax		
A	0,75	7,00	1,00	4,00	0,50	0,94	Sim	LE
B	0,75	7,00	1,00	-	-	1,00	Sim	LP
C	0,80	7,00	1,00	-	-	0,85	Não	LP
D	0,80	7,00	1,00	-	-	0,90	Não	0,75LE

Fonte: O autor.

Nas alternativas A e B, permite-se reduzir os diâmetros à jusante da rede, o que não ocorre em C e D. Quanto às relações h/D, estas variam de 0,85 a 1,00, dependendo da alternativa.

3.3. Principais resultados das alternativas de projeto avaliadas

A Tabela 5 apresenta os resultados do projeto desenvolvido pelo autor (Alt. A), para a rede principal e as secundárias. Os principais resultados obtidos pelos softwares UFC8 (Alt. B) e Drenar (Alts. C e D) foram extraídos das planilhas originais e transcritos na Tabela 5, com o propósito de facilitar a análise, comparação e discussão dos resultados. Nessa tabela, a coluna 2 contém o identificador de cada trecho de galerias das redes principal e secundárias. Já a coluna 3 apresenta a vazão de projeto (Q) calculada pelo Método Racional. Calcula-se o diâmetro necessário (D_c , coluna 4) capaz de conduzir Q , na condição de conduto cheio.

O diâmetro nominal (D , coluna 5) é aquele comercialmente mais próximo ao D_c . Caso $hD_{max} > 0,83$, pode-se empregar um diâmetro nominal inferior a D_c , desde que h/D não ultrapasse a relação máxima estabelecida nas condições de controle (Tabela 4).

As colunas 7 a 13 apresentam a amplitude dos valores das declividades típicas de projeto, referentes: à via, R_{min} e R_{max} , V_{min} e V_{max} , e às relações hD_{min} e hD_{max} . Este espectro (faixa de variação) subsidia a determinação de i_g (coluna 14), que a cada iteração, se aproxima de i_{gmin} ($i_{gótima}$).

Conhecido o binômio $\{D, i_g\}$ otimizado, determina-se a profundidade da geratriz inferior da galeria à montante (PGIM) e à jusante (PGIJ) do trecho (colunas 15 e 16). Obtém-se o recobrimento de montante (coluna 17) e de jusante (coluna 18), que devem atender ao valor estabelecido nas condições de controle. As colunas 19 a 23 destacam os parâmetros hidráulicos calculados que permitem determinar a energia específica do trecho (coluna 24), que quando comparada com a energia das contribuições, permite verificar a necessidade ou não de degrau (coluna 25). Havendo degrau, seu valor será acrescido a PGIC (maior PGIJ das contribuições), de modo que PGIM do trecho em questão seja maior (Tabela 5).

Na penúltima linha de cada alternativa, destacam-se os indicadores de eficiência, relativos ao diâmetro e à declividade médios (ponderados pela distância do trecho), a profundidade média das geratrizes inferiores de montante de jusante, a média das relações h/D , e a soma dos degraus introduzidos ao longo da rede. Na última linha, encontram-se as diferenças dos indicadores de eficiência em relação à alternativa A. Entretanto, a diferença na coluna 16 refere-se à recuperação da profundidade média da geratriz inferior de jusante relativa à de montante, inclusive na alternativa A.

Tabela 5 – Principais resultados do projeto obtidos nas alternativas A, B, C, D

Trecho Id	Rede	PM-PJ	Q l/s	Diâmetro		Dist m	Declividades								Prof Ger Inf		Recobrimento		Parâmetros hidráulicos						Dagru PV de Mont
				Dc mm	D mm		iv %	IRmin %	IRmax %	ivmin %	ivmax %	ihDmin %	ihDmax %	ig %	PGIM m	PGIJ m	M m	J m	Q/Qc	h/D	h m	v m/s	v2/2g m	Energia m	
Alternativa A: Autor (LE)																									
Princ	013-014	364	513	500	50,0	0,66	0,66	16,66	0,12	10,58	3,73	0,81	0,81	1,55	1,62	1,00	1,07	1,07	0,91	0,46	1,94	0,19	0,65	0,15	
	014-015	600	616	600	50,0	1,00	0,77	16,77	0,10	8,29	3,81	0,83	0,83	1,77	1,69	1,11	1,03	1,07	0,91	0,55	2,21	0,25	0,80	0,06	
	015-052	666	617	600	50,0	1,00	0,83	16,83	0,10	8,29	4,70	1,02	1,02	1,75	1,76	1,09	1,10	1,07	0,91	0,55	2,46	0,31	0,85	0,38	
	052-053	999	616	600	45,0	2,22	1,15	18,93	0,10	8,29	10,59	2,30	2,30	2,14	2,18	1,48	1,52	1,07	0,91	0,55	3,68	0,69	1,24	0,18	
	053-054	1117	615	600	45,0	4,44	2,90	20,67	0,09	8,26	13,23	2,87	2,90	2,36	1,66	1,70	1,00	1,07	0,91	0,54	4,15	0,88	1,42	0,81	
	054-055	1794	719	700	45,0	4,44	2,89	20,67	0,08	6,75	15,01	3,26	3,26	2,47	1,93	1,70	1,17	1,07	0,91	0,64	4,86	1,20	1,84	0,17	
	055-056	1909	718	700	45,0	4,44	3,70	21,48	0,08	6,74	16,99	3,69	3,70	2,10	1,77	1,33	1,00	1,07	0,91	0,64	5,19	1,37	2,01	1,03	
	056-057	2931	804	800	85,1	5,88	4,79	14,20	0,06	5,46	19,66	4,27	4,79	2,80	1,87	1,93	1,00	1,01	0,84	0,67	6,55	2,19	2,86		
Sec	023-024	253	378	400	50,0	2,00	2,00	18,00	0,16	14,18	5,88	1,28	2,00	1,45	1,45	1,00	1,00	0,86	0,71	0,28	2,63	0,35	0,63	0,11	
	024-025	426	513	500	50,0	1,00	1,00	17,00	0,12	10,58	5,10	1,11	1,11	1,55	1,60	1,00	1,05	1,07	0,91	0,46	2,26	0,26	0,72	0,21	
	025-054	497	468	500	50,0	3,00	2,47	18,47	0,12	10,62	6,93	1,50	2,47	1,81	1,55	1,26	1,00	0,84	0,69	0,35	3,38	0,58	0,93		
Sec	033-034	363	394	400	50,0	3,32	3,32	19,32	0,16	13,75	12,18	2,64	3,32	1,45	1,45	1,00	1,00	0,96	0,79	0,32	3,44	0,60	0,92	0,22	
	034-035	617	601	600	50,0	1,00	1,00	17,00	0,09	8,01	4,04	0,88	1,00	1,66	1,66	1,00	1,00	1,01	0,83	0,50	2,47	0,31	0,81	0,80	
	035-056	767	479	500	50,1	6,99	5,18	21,18	0,12	10,39	16,50	3,58	5,18	2,46	1,55	1,91	1,00	0,89	0,73	0,37	4,94	1,25	1,61		
Indicadores de eficiência				580		3,08						13,10	2,73	1,95	1,69				0,85					4,12	
Alternativa B: UFC8 (LP)																									
Princ	013-014	366		600	50,0	0,62							0,62	1,84	1,84				0,72		1,69				
	014-015	599		700	50,0	0,98							0,70	1,84	1,70				0,66		2,24			0,07	
	015-052	671		700	50,0	0,96							0,96	1,77	1,77				0,64		2,60			0,40	
	052-053	1004		700	45,0	2,33							1,29	2,17	1,70				0,70		3,48				
	053-054	1117		600	45,0	4,27							4,04	1,70	1,60				0,75		4,95			0,10	
	054-055	1795		700	45,0	4,44							4,44	1,70	1,70				0,77		5,62				
	055-056	1911		700	45,0	4,51							4,51	1,70	1,70				0,80		5,84			0,26	
	056-057	2935		800	85,1	5,61							5,44	1,96	1,81				0,78		6,98				
Sec	023-024	253		400	50,0	1,98							1,48	1,65	1,40				0,82		2,32			0,20	
	024-025	429		600	50,0	1,04							1,04	1,60	1,60				0,61		2,39			0,09	
	025-054	504		500	50,0	2,90							2,64	1,69	1,56				0,73		3,37			0,14	
Sec	033-034	359		500	50,0	3,22							2,44	1,89	1,50				0,56		3,15			0,30	
	034-035	614		600	50,0	1,62							1,22	1,80	1,60				0,75		2,73			0,50	
	035-056	769		500	50,1	6,44							5,77	2,10	1,77				0,78		4,97			0,19	
Indicadores de eficiência				622		3,08						8,50	3,01	1,82	1,66				0,72					2,25	
Alternativa C: Drenar (LP)																									
Princ	013-014	365		600	50,0	0,60							0,60	1,60	1,60				0,66		1,85			0,08	
	014-015	597		600	50,0	1,00							1,04	1,68	1,70				0,78		2,52			0,10	
	015-052	666		700	50,0	1,00							1,00	1,80	1,80				0,63		2,61			0,01	
	052-053	1001		700	45,0	2,33							2,12	1,80	1,71				0,64		3,84				
	053-054	1119		700	45,0	4,28							4,26	1,71	1,70				0,55		5,16			0,14	
	054-055	1799		700	45,0	4,47							4,47	1,84	1,84				0,75		5,77			0,10	
	055-056	1915		800	45,0	4,49							4,39	1,94	1,90				0,61		5,95			0,13	
	056-057	2890		800	85,1	5,71							5,59	2,02	1,93				0,77		6,96			0,10	
Sec	023-024	253		400	50,0	1,95							1,95	1,40	1,40				0,72		2,61			0,20	
	024-025	427		600	50,0	1,02							1,02	1,60	1,60				0,61		2,37				
	025-054	497		600	50,0	2,90							2,90	1,60	1,60				0,49		3,65			0,24	
Sec	033-034	365		400	50,0	3,25							3,31	1,40	1,43				0,79		3,43			0,17	
	034-035	570		600	50,0	1,50							1,50	1,60	1,60				0,65		2,93				
	035-056	721		600	50,1	6,52							6,52	1,60	1,60				0,48		5,43			0,43	
Indicadores de eficiência				634		3,08						0,76	3,01	1,69	1,67				0,65					1,70	
Alternativa D: Drenar (LE)																									
Princ	013-014	365		600	50,0	0,60							0,60	1,60	1,60				0,66		1,85			0,17	
	014-015	597		600	50,0	1,00							1,04	1,77	1,79				0,78		2,52			0,10	
	015-052	666		700	50,0	1,00							0,82	1,89	1,80				0,67		2,42			0,32	
	052-053	1000		700	45,0	2,33							2,11	2,12	2,02				0,64		3,83			0,30	
	053-054	1118		700	45,0	4,28							3,57	2,32	2,00				0,58		4,82			0,75	
	054-055	1797		800	45,0	4,47							4,04	2,74	2,55				0,60		5,68				
	055-056	1913		800	45,0	4,49							2,82	2,55	1,80				0,72		4,97			1,40	
	056-057	2866		800	85,1	5,71							5,12	3,20	2,70				0,79		6,78				
Sec	023-024	253		400	50,0	1,95							1,95	1,40	1,40				0,72		2,61			0,20	
	024-025	427		600	50,0	1,02							1,02	1,60	1,60				0,61		2,37			0,24	
	025-054	497		600	50,0	2,90							2,90	1,84	1,84				0,49		3,65			0,91	
Sec	033-034	365		400	50,0	3,25							3,31	1,40											

3.4. Discussão comparativa dos resultados das alternativas avaliadas

Com base nos resultados apresentados na Tabela 5, para cada uma das quatro alternativas, passa-se a analisar, discutir e comparar os valores obtidos, selecionando alguns trechos relevantes do projeto.

As alternativas B, C e D não consideram a espessura da parede da galeria (EP) para fins de verificação do recobrimento, com reflexos nos custos de movimentação de terra, o que foi considerado na alternativa A.

3.4.1. Trecho 013-014

Na alternativa A, para conduzir $Q=364\text{L/s}$ necessita-se de uma galeria com diâmetro $D_c=513\text{mm}$. Neste caso, normalmente, emprega-se $D=600\text{mm}$. Entretanto, é viável utilizar $D=500\text{mm}$, com $i_g=0,81\%$. Esta declividade corresponde ao maior valor entre aquele referente ao recobrimento mínimo ($i_{Rmin}=0,66\%$) e onde a relação h/D é máxima ($i_{hDmax}=0,81\%$), conforme Equação 32. Q é conduzido na condição $h/D=0,91$, com um acréscimo de 7,5% na capacidade de escoamento da galeria em relação ao conduto cheio.

Nas alternativas B, C e D foram utilizados $D=600\text{mm}$, como prática usual dos aplicativos disponíveis no mercado, em virtude da ausência do processo recursivo de otimização de $\{D, i_g\}$. A declividade utilizada, como era de se esperar, foi $i_g=i_v$, apresentando relações h/D menores: 0,72, 0,66 e 0,66, respectivamente (Tabela 5).

3.4.2. Trechos 014-015 até 053-054

Na alternativa A, em todos estes trechos, o diâmetro empregado foi $D=600\text{mm}$, inferior ao calculado (D_c , coluna 4), e $i_g=i_{hDmax}$, tornando todas as relações $h/D=0,91$. Os degraus introduzidos foram recuperados pela otimização do par $\{D, i_g\}$ em todos os trechos, de modo que o recobrimento de jusante se aproximou do seu limite mínimo.

Os degraus introduzidos, quando se considera LE, são maiores em relação àqueles que levam em conta apenas LP. Entretanto, estes conferem maior segurança quanto ao escoamento sem a presença de remanso, pois a parcela da energia ($v^2/2g$) não deve ser desprezada, principalmente em trechos de maior velocidade.

Nas demais alternativas, o diâmetro utilizado foi novamente superior ($D=700\text{mm}$), e as relações h/D foram mais baixas, variando de 0,55 a 0,78. Mais uma vez fica evidente a subutilização dos diâmetros empregados, devido à ausência de otimização, o que acaba por onerar o sistema.

3.4.3. Trecho 054-055

Neste trecho, a rede principal recebe a contribuição adicional da rede secundária (trecho 025-054). Na alternativa A, com $D=700\text{mm}$ e $i_g=3,26\%$, transporta-se $Q=1.794\text{L/s}$ com $h/D=0,91$.

A Figura 10 ilustra o degrau ($d=0,81\text{m}$), introduzido na saída do PV054, necessário para nivelar as LEs dos trechos 025-054 (0,63m abaixo da superfície do terreno) e 054-055, cujo valor assume 1,84m. Este degrau, acrescido a PGIJ do trecho 053-054 (1,66m), resulta num PGIM=2,47m no trecho 054-055.

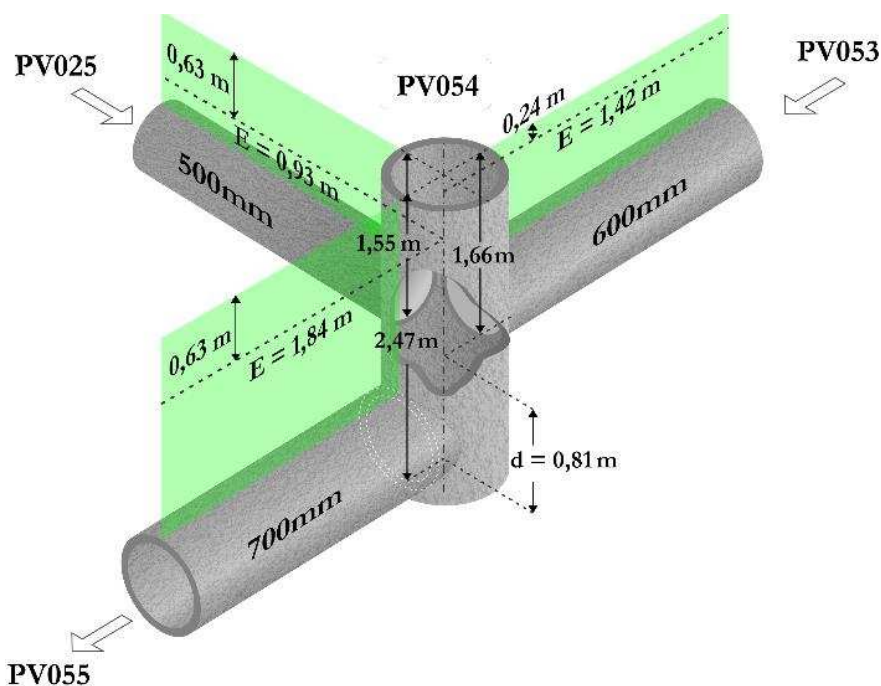


Figura 10 – Análise das linhas de energia no PV054
Fonte: O autor.

Caso este degrau não fosse introduzido, o nível da LE do trecho 054-055 estaria acima da superfície do terreno, provocando não somente um remanso na galeria, mas o alagamento no entorno do PV054. Na alternativa D, que considera apenas 75% de LE, emprega-se $D=800\text{mm}$ e $i_g=4,04\%$ (valores superiores aos da Alt. A), resultando em

$h/D=0,60$ com $\text{degrau}=0,75\text{m}$. Nas alternativas B e C, onde apenas LP é considerado, os degraus são menores, o que era de se esperar.

3.5. Análise dos indicadores de eficiência das alternativas

Os indicadores de eficiência, constantes na última linha das diferentes alternativas da Tabela 5, foram transcritos para a Tabela 6 e permitem comparar os resultados da alternativa A em relação as demais alternativas.

Tabela 6 – Comparação entre os indicadores de eficiência

Alt	DM (mm)	Dif (%)	ig (%)	Recup (%)	h/D	Dif (%)	PGIM/PGIJ (m)	Recup (%)	Degraus (m)
A	580		2,73	11,4	0,85		1,95/1,69	13,1	4,12
B	622	7,2	3,01	2,3	0,72	18,1	1,82/1,66	8,5	2,25
C	634	9,3	3,01	2,3	0,65	30,8	1,69/1,67	0,8	1,70
D	641	10,5	2,77	10,1	0,66	28,8	2,03/1,89	6,7	6,16

Fonte: O autor.

O diâmetro médio (DM) empregado na rede corresponde à média dos diâmetros nominais ao longo da rede, ponderado pelo respectivo comprimento de cada trecho. Na alternativa A, DM assumiu o valor de 580mm, enquanto que nas alternativas subsequentes, apresentou os valores 622, 634 e 641mm, respectivamente, com incrementos de 7,2 a 10,5% no valor do diâmetro utilizado. Isto demonstra que é possível conduzir o mesmo deflúvio com diâmetros menores, em virtude do processo de otimização do par $\{D, ig\}$.

Observa-se ainda que a declividade média ponderada da via (iv) ao longo da rede, é de 3,08% (coluna 7 da Tabela 5), enquanto que a declividade média ponderada da galeria (ig) praticada na alternativa A é de apenas 2,73%. Assim, ig é 11,4% menor do que iv (ver Tabela 6), permitindo implantar uma rede menos profunda, em função do processo de otimização. Nas alternativas B e C, ig assume 3,01%, sendo a rede praticamente paralela à via, não ocorrendo redução significativa em ig.

Da mesma forma, observa-se que a relação h/D média da alternativa A foi 0,85, enquanto que nas alternativas B, C e D, esta relação assume 0,72, 0,65 e 0,66, respectivamente. Isso demonstra que o processo de otimização desenvolvido atingiu seus objetivos ao trabalhar mais próximo de Q_{\max} (Figura 1), maximizando a eficiência

hidráulica dos diâmetros na condução dos deflúvios, por intermédio da elevação das relações h/D ao longo da rede. Nas demais alternativas, verificam-se relações h/D mais baixas, cerca de 18,1 a 30,8% menores quando comparadas com a alternativa A, caracterizando uma subutilização dos diâmetros.

De forma semelhante, a análise dos valores médios de PGIM/PGIJ evidencia uma recuperação de 13,1% da profundidade do sistema na alternativa A, decorrente da otimização de ig. Este valor é superior aos verificados nas demais alternativas (0,8 a 8,5%).

Com relação aos degraus, nas alternativas A e D em que LE foi considerada, houve um sensível incremento no total dos degraus introduzidos (4,12 e 6,16m), quando comparados com as alternativas B e C que consideraram apenas LP no seu cálculo. Na alternativa D, que considerou 75% da LE, os degraus foram mais profundos, o que mais uma vez demonstra o potencial de otimização da alternativa A na recuperação das profundidades.

Nas alternativas B e C que consideraram LP, os degraus são menores (2,25 e 1,70m), com reflexos nas profundidades das geratrizes inferiores das galerias (PGIM e PGIJ). Entretanto, é prudente considerar LE nestes cálculos, para garantir maior segurança, de modo a evitar remansos ao longo da rede.

Conclui-se, portanto, que a modelagem desenvolvida promove um significativo grau de otimização de todo o sistema, com diâmetros menores, redes menos profundas, relações h/D maiores e recuperação dos degraus introduzidos, lembrando que a alternativa A considerou 100% de LE, garantindo assim o escoamento em regime de conduto livre.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base nas especificações do Caderno de Encargos da SUDECAP (PBH, 2017), implementou-se uma planilha eletrônica MS-Excel, para realizar um orçamento expedito do assentamento das redes, sem considerar a implantação dos PVs e BLs. A composição de preços apresentada na Tabela 7, inclui insumos e serviços, sendo elaborada a partir das informações do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), referente a agosto de 2018 (CEF, 2018).

Tabela 7 – Orçamento expedito para implantação da rede de galerias

Alt.	Custos (R\$)									Dif (%)
	Escav.	Escoram.	Apiloam.	Berço	Assentam.	Reaterro	Compac	BF	Total	
A	6.982,40	29.114,20	3.281,44	38.171,99	110.752,09	12.065,30	14.395,18	4.860,14	219.622,74	
B	6.732,55	28.152,41	3.327,08	42.012,17	122.755,14	11.633,56	13.500,84	4.686,23	232.799,99	+6,00
C	6.518,90	27.168,47	3.325,22	42.986,29	125.818,51	11.264,38	12.592,16	4.537,52	234.211,44	+6,64
D	8.065,34	31.570,45	3.462,45	44.033,61	127.144,96	13.936,57	16.721,42	5.613,96	250.518,73	+14,07

Fonte: Elaborada pelo autor, a partir do SINAPI, incluindo insumos e serviços.

O orçamento torna evidente que a alternativa A é mais econômica que as alternativas B, C e D, com diferenças de 6,00, 6,64 e 14,07% no custo total, respectivamente. A Tabela 7 revela ainda, que os custos relativos ao berço e ao assentamento das galerias são significativamente superiores àqueles referentes à movimentação de terra.

Percebe-se que, embora na alternativa A os custos de movimentação de terra tenham sido ligeiramente maiores, estes foram compensados pelos custos do berço e do assentamento, sinalizando mais uma vez que o processo de otimização do par {D, ig} atingiu seus objetivos.

5. CONCLUSÕES

Neste trabalho, apresentou-se uma metodologia para o dimensionamento de redes de galerias de águas pluviais. O método consiste numa modelagem numérica de base vetorial, para o dimensionamento automático e otimizado de uma rede de DU. Esta rede é constituída por trechos subsequentes e contribuições laterais, cujas informações foram identificadas, caracterizadas e sistematizadas.

Foi proposto um polinômio de grau 3, função direta de Q/Q_c , válido no intervalo $0 \leq Q/Q_c \leq 1,076$, para obtenção da relação h/D até 0,94. Este polinômio apresenta precisão suficiente para fins de projeto ($R^2=0,9972$) e abrange uma maior faixa de h/D , usualmente não explorada.

Definiram-se critérios para determinar a profundidade da geratriz inferior de montante (PGIM) e de jusante (PGIJ) de um trecho, com base no recobrimento mínimo adotado, na maior profundidade das geratrizes inferiores de jusante das contribuições (PGIC) e na altura dos degraus (d), provenientes da diferença entre as profundidades das linhas de energia nos PVs.

Identificaram-se as declividades típicas de um trecho de galeria, estabelecendo uma faixa de declividades aceitáveis, que subsidiam a escolha da declividade ótima (ig) de projeto. Desenvolveu-se também um roteiro para o dimensionamento iterativo da rede de galerias, representado no fluxograma da Figura 8, capaz de definir o par {D, ig} otimizado, permitindo a recuperação da profundidade média do sistema, em decorrência dos eventuais degraus introduzidos.

A obtenção do par {D, ig} otimizado proporciona maior eficiência e economia nos projetos de DU, sendo imprescindível que futuros projetos sejam desenvolvidos com a metodologia proposta, devido às limitações financeiras dos municípios brasileiros.

Um projeto foi apresentado e desenvolvido com a metodologia proposta e os resultados comparados com os de dois outros *softwares*. Os resultados obtidos evidenciaram que a modelagem numérica proposta contribui para um ganho de segurança, eficiência hidráulica e economia nos projetos de DU.

Destaca-se que a solução do autor foi a única que levou em consideração 100% da LE no cálculo dos degraus, assegurando uma maior proteção contra a formação de remansos.

REFERÊNCIAS

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8890*: Tubo de concreto de seção circular para águas pluviais e esgotos sanitários: requisitos e métodos de ensaios. Rio de Janeiro, 2007.

ABTC. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DOS FABRICANTES DE TUBOS DE CONCRETO. *Manual técnico de drenagem e esgoto sanitário*. 1ª edição, Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto. São Paulo. 2008.

BATISTA, J. A. N. BOLDRIN, A. J. Avaliação do desempenho hidráulico de um sistema de drenagem de águas pluviais urbanas. *Revista Engenharia Sanitária e Ambiental* (online), v. 23, n. 2, p. 263-273, mar./abr. 2018.
<http://dx.doi.org/10.1590/s1413-41522018170663>.

BEDIANT, P. B.; HUBER, W. C.; VIEUX, B. E.. *Hydrology and floodplain analysis*. Prentice Hall, 4ª edição. Upper Saddle River, New Jersey, 2008.

BENTLEY SYSTEMS. StormCAD. *Projeto de galerias de águas pluviais sem rodeios*. Disponível em: < <https://www.bentley.com/pt/products/product-line/hydraulics-and-hydrology-software/stormcad> > Acesso em: 2 de fevereiro de 2019.

CEF. CAIXA ECONÔMICA FEDERAL. *Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI)*. Brasília, 2018. Disponível em: <http://www.caixa.gov.br/poder-publico/apoio-poder-publico/sinapi/Paginas/default.aspx>. Acesso em: agosto de 2018.

CETESB. COMPANHIA AMBIENTAL DO ESTADO DE SÃO PAULO. *Drenagem urbana: manual de projeto*. DAEE/CETESB, 2ª edição. São Paulo. 1980.

CHANG, F. M.; KILGORE, R.; WOO, D.; MISTICHELLI, M.. *Energy Losses through Junction Manholes*, Volume I: Research Report and Design Guide, FHWA-RD-94-080, Federal Highway Administration, McLean, VA, 1994.

CHANG, M. M.; PINHEIRO, H. D.; LOPES, D. D. Simulação do Escoamento Superficial de uma Área Pré e Pós Urbanização. *Revista Ciência e Natura*, v. 37, n. 4, p. 198-209, Santa Maria, set./dez. 2015. <http://dx.doi.org/105902/2179460X17276>

CHIN, D. A. *Water Resources Engineering*. Pearson Prentice Hall, 2ª edição. Upper Saddle River, New Jersey, 2006.

DIOGO, F. J. D. Galerias de águas pluviais (GAP). *Revista da Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv)*. Número 41. Rio de Janeiro, jul/set de 2016.

DIOGO, F. J. D.; SCIAMMARELLA, J. C. *Manual de Pavimentação Urbana: Drenagem: Manual de Projetos*. Volume II, ABPv, Rio de Janeiro, 2008.

EPA. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. *Storm Water Management Model (SWMM)*. Washington, D. C., 2019. Disponível em: <<https://www.epa.gov/water-research/storm-water-management-model-swmm>> Acesso em: 30 de janeiro de 2019.

FHWA. FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. *Urban drainage design manual: Hydraulic engineering, circular 22*. Third Edition, revised in August 2013.

INOUYE, K. P. Drenagem – terminologia e aspectos relevantes ao entendimento de seu custo em empreendimentos habitacionais horizontais. *Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP*. São Paulo, 2009.

MACEDO, M. B.; LAGO, C. A. F.; MEDIONDO, E. M.; SOUZA, V. C. B. Performance de dispositivos experimentais de biorretenção: comparação entre escala de laboratório e de campo a partir de experimentos controlados. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 23, e3, Porto Alegre, 2018. <http://dx.doi.org/10.1590/2318-0331.0318170038>.

MENEZES FILHO, F. C. M; COSTA, A. R. Sistemática de cálculo para o dimensionamento de galerias de águas pluviais: uma abordagem alternativa. *Revista Eletrônica de Engenharia Civil*, v.1, n.4, p.12-22, Goiás, 2012. <https://doi.org/10.5216/reec.v4i1.18162>.

MULTIPLUS. *Pró-Saneamento*. Software para Projeto de Saneamento. São Paulo, 2019. Disponível em: <<https://www.multipius.com/software/pro-saneamento/?gclid=>

EAIaIQobChMI-4COooDB4AIVAwRCh0d3QKsEAAYASAAEgKho_D_BwE>
Acesso em: 10 de fevereiro de 2019.

PBH. PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE. Superintendência de Desenvolvimento da Capital (SUDECAP). *Caderno de Encargos*. Capítulo 19 - Drenagem, 3ª edição. Belo Horizonte, 2017.

PBH. PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE. Superintendência de Desenvolvimento da Capital (SUDECAP). *Procedimento para elaboração e apresentação de projetos de infraestrutura*. 7ª edição. Belo Horizonte, 2017.

PCRJ. PREFEITURA DA CIDADE DO RIO DE JANEIRO. Secretaria Municipal de Obras, Subsecretaria de Gestão de Bacias Hidrográficas – *Rio Águas*. Instruções técnicas para elaboração de estudos hidrológicos e dimensionamento hidráulico de sistemas de drenagem urbana. Rio de Janeiro, 2010. 60 p.

PMG. PREFEITURA MUNICIPAL DE GOIÂNIA. *Drenagem Pluvial Urbana: Memorial Justificativo*. Anexo IV. Goiânia, 2005.

PMJ. PREFEITURA MUNICIPAL DE JOINVILLE. Secretaria de Administração. *Plano diretor de drenagem urbana da bacia hidrográfica do rio cachoeira: manual de drenagem*. Joinville, 2011.

PMPA. PREFEITURA MUNICIPAL DE PORTO ALEGRE. Departamento de esgotos pluviais (DEP). *Plano diretor de drenagem urbana: manual de drenagem urbana*. Porto Alegre, 2005.

PMSP. PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO. Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. *Manual de drenagem e manejo de águas pluviais. Aspectos Tecnológicos: Diretrizes para projeto*. Volume III. São Paulo, 2012b.

SAATÇI, A. Velocity and depth of flow calculations in partially filled pipes. *ASCE Journal of Environmental Engineering*, vol. 116, n. 6, p.1202- 1208, Cincinnati, nov/dec. 1990.

SANEGRAPH. *Consultoria em Sistemas de Informática e Saneamento*. Curitiba, 2019. Disponível em: <<http://www.sanegrph.com.br>> Acesso em: 14 de fevereiro de 2019.

SILVA JÚNIOR, M. A. B.; SILVA, S. R.; CABRAL, J. J. S. P. Compensatory alternatives for flooding control in urban areas with tidal influence in Recife – PE. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 22, e19, Porto Alegre, 2017. <http://dx.doi.org/10.1590/2318-0331.011716040>

SMITH, M. B. Comment on ‘Analysis and modeling of flooding in urban drainage systems’. *Journal of Hydrology*, v. 317, p. 355-363, 2006. <http://doi:10.1016/j.jhydrol.2005.05.027>

SUDERSA. SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS E SANEAMENTO AMBIENTAL. *Programa de Saneamento Ambiental*

da Região Metropolitana de Curitiba. Manual de Drenagem Urbana: Região Metropolitana de Curitiba- PR. ed 01. Curitiba, 2002. 150 p.

TOTALCAD. *Softwares Técnicos – Suwin*. Disponível em: <<https://totalcad.com.br/suwin/>> Acesso em: 14 de fevereiro de 2019.

UDFCD. URBAN DRAINAGE AND FLOOD CONTROL DISTRICT. *Urban Storm Drainage Criteria Manual (USDCM)*, v. 1. Denver, CO, 2016. 372 p.

UFC. UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ. *Sistema UFC – Manual – UFC8*. LAHC/UFC, Fortaleza, 2019. Disponível em: <<http://www.lahc.ufc.br/manuais/manual-UFC8.pdf>> Acesso em: 30 de janeiro de 2019.

CAPÍTULO 2 – MODELAGEM NUMÉRICA PARA O DIMENSIONAMENTO DE SARJETAS

Resumo

As sarjetas empregadas no meio urbano normalmente assumem seções de configuração triangular e sua capacidade de escoamento depende da largura do tirante molhado, da declividade transversal, da rugosidade e da declividade longitudinal da via. Essas sarjetas apresentam baixa capacidade de escoamento e a abordagem existente pouco coopera para a proposição de perfis mais eficientes. A contribuição científica deste artigo consiste na apresentação de um modelo numérico de base vetorial para o dimensionamento da capacidade de escoamento de um sistema de sarjetas a partir de uma seção transversal parametrizada. O modelo proposto permite, por meio da combinação de suas variáveis, compor uma variedade de configurações, subsidiando a concepção de novos protótipos, com o propósito de avaliar seu desempenho, cujo cálculo da capacidade de escoamento é realizado por intermédio das expressões de *Manning* ou *Izzard*.

Palavras-chave: Drenagem Urbana; *Manning*; *Izzard*.

Abstract

The gutters used in the urban areas normally use triangular cross-sections and their capacity of flow depends on the wet tie rod width, its transversal slope, the roughness and the road longitudinal slope. These gutters shapes have low flow capacity and the existing approach does not cooperate to propose more efficient shapes. The scientific contribution of this paper is the presentation of a numerical vector base model for the sizing of the flow capacity of a gutter system from a parameterized cross section. The proposed model allows, through the combination of its variables, to compose a variety of configurations, subsidizing the design of new prototypes, with the purpose of evaluating its performance, whose calculation of the flow capacity is done through the expressions of *Manning* or *Izzard*.

Keywords: Urban Drainage; *Manning*; *Izzard*.

1. INTRODUÇÃO

Nos sistemas de drenagem urbana (DU), as sarjetas são responsáveis por conduzir o deflúvio superficial decorrente de uma chuva inicial de projeto até as bocas de lobo (BLs). Conceitualmente, a sarjeta é a faixa da via pública paralela e vizinha à guia do meio-fio, resultante do encontro do passeio com a pista de rolamento. Sua configuração geométrica normalmente apresenta um formato triangular, simples ou composto.

O cálculo da capacidade de escoamento das sarjetas é necessário, pois permite: avaliar a eficiência de sua seção transversal na condução dos deflúvios; definir a largura da lâmina d'água (tirante) sobre o pavimento; e posicionar adequadamente as BLs.

A proposição de seções transversais distintas das triangulares cria oportunidades para ampliar o estudo de sua capacidade de escoamento. Este capítulo tem por objetivo apresentar uma modelagem numérica de base vetorial para a verificação das condições de escoamento de uma rede integrada de sarjetas, a partir de um perfil transversal parametrizado.

A formulação desenvolvida permite definir e solucionar uma variedade de seções transversais em dois cenários distintos:

- Fixado um tirante molhado (T), calcular os valores de área molhada (AM), perímetro molhado (PM), altura da lâmina d'água (y), a velocidade de escoamento (V), a capacidade de escoamento (Q_{adm}) e o tempo de percurso do deflúvio na sarjeta (tps);
- Conhecido o deflúvio (Q) proveniente da área contribuinte, a ser escoado pela sarjeta, calcular os valores de AM, PM, y, T, V e tps.

1.1. Capacidade de escoamento das sarjetas

A capacidade de escoamento de uma sarjeta (Q_{adm} , em m^3/s) é o deflúvio que a seção transversal comporta para um determinado tirante molhado (T, em metros) atribuído, podendo ser calculada por intermédio da equação de *Manning* (eq. 34).

$$Q_{adm} = \frac{1}{\eta} AM \cdot R H^{2/3} \sqrt{i l} \quad (34)$$

Onde η coeficiente de rugosidade de *Manning*, em $m^{1/3}/s$ (valor tabelado),
 AM área molhada da seção transversal, em m^2 ,
 PM perímetro molhado da seção transversal, em m,
 RH raio hidráulico, relação entre AM/PM, em m,
 i/l declividade longitudinal da sarjeta, em m/m

De acordo com UDFCD (2016) é necessário modificar a Equação 34 para calcular a vazão em sarjetas triangulares, porque o raio hidráulico não descreve de modo adequado a seção transversal, principalmente quando a relação entre a altura d'água junto à guia do meio fio (y) e o tirante se acentuam. A modificação introduzida, resultante da integração da Equação 34 para um incremento do tirante ao longo da seção transversal, é conhecida como expressão de *Izzard*, conforme expressa a Equação 35 (FHWA, 2013).

$$Q_{adm} = 0,375 \frac{y^{8/3}}{it \cdot \eta} \sqrt{il} \quad (35)$$

Onde:

y altura da lâmina d'água (em m), função do deflúvio ou do tirante T
 it declividade transversal da seção, em m/m

As instruções para a elaboração de projetos de microdrenagem da SUDECAP (PBH, 2017) atribui diferentes tirantes máximos de inundação sobre o pavimento, em função da classe das vias públicas do município de Belo Horizonte–MG. Estes tirantes condicionam a capacidade de escoamento das sarjetas; interferem na locomoção de veículos e pedestres; e orientam o posicionamento adequado das BLs.

Diogo e Sciammarella (2008) recomendam a expressão de *Izzard* para calcular Q_{adm} das sarjetas do tipo A, B e C adotadas pela SUDECAP (modelos TS1 E TC1 da Figura 18), sendo os resultados apresentados na forma de tabelas, em função da declividade longitudinal da via, de acordo com o modelo adotado.

A Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano do Estado de São Paulo (PMSP, 2012b) recomenda utilizar a Equação de *Manning* e sugere implantar BLs em pontos baixos, nas esquinas e a cada 60 metros ao longo das vias com declividade longitudinal contínua, quando a capacidade de escoamento da sarjeta não for calculada.

A recomendação de espaçar as BLs em 60 m não é adequada, pois ignora os fatores que determinam o deflúvio. Deste modo, estas BLs poderão estar sub ou super alocadas, com consequências econômicas no projeto, devendo-se, do ponto de vista de engenharia, calcular sua capacidade.

Fattori e Benetti (2007) calcularam Q_{adm} para um modelo de sarjeta triangular simples proposto pela PMPA (2005), demonstrando que a capacidade de escoamento calculada com as equações 34 e 35 divergem em cerca de 31%, o que altera o posicionamento das BLs, com consequências econômicas nos projetos.

Em todas as situações, destaca-se a necessidade de implantar técnicas compensatórias capazes de reduzir o escoamento superficial, minimizando sua transferência para jusante, evitando deflúvios crescentes (TASSI, *et al*, 2016; MELO, *et al*, 2016).

1.2. Cálculo do deflúvio (Q)

O deflúvio (Q , em m^3/s), calculado pelo Método Racional (eq. 36), decorre do produto da intensidade de chuva (I , em mm/h) com a área ponderada contribuinte do trecho (AP , em ha) descrita detalhadamente no 2.1. Este deflúvio percorre a sarjeta com valores de V , y , AM , PM e T , que dependem da sua geometria.

$$Q_t = \frac{I_t AP_t}{360} \quad (36)$$

A intensidade de chuva I (mm/h) é calculada conforme Equação 37, para um tempo de duração (td) igual ao tempo de concentração (tc) à jusante do trecho.

$$I_t = \frac{A \cdot Tr^b}{(td_t + c)^d} \quad (37)$$

Onde A , b , c , d são os parâmetros IDF da equação de chuvas da localidade.
 Tr é o tempo de retorno do projeto, em anos.
 td é o tempo de duração da chuva, em min.

O tempo de concentração (tc , eq. 38), resulta da soma do tempo de escoamento superficial (tes , eq. 39) e do tempo de percurso na sarjeta (tps , eq. 40), expressos em minutos.

$$t_c = t_{es} + t_{ps} \quad (38)$$

t_{es} é o tempo necessário para o deflúvio percorrer a distância entre o fundo do lote e a sarjeta:

$$t_{es} = 0,65(1,1 - C) \frac{\sqrt{L_{lote}}}{\sqrt[3]{i_{lote}}} \quad (39)$$

Onde C coeficiente de escoamento superficial dos lotes
 L_{lote} profundidade do lote, em m
 i_{lote} declividade do lote, em m/m

t_{ps} é o tempo necessário para o deflúvio percorrer a extensão da sarjeta no trecho:

$$t_{ps} = \frac{L}{V} \quad (40)$$

Onde L comprimento do trecho, em m
 V velocidade de escoamento na sarjeta, em m/s

2. METODOLOGIA

2.1. Caracterização de um sistema integrado de sarjetas

A Figura 11 ilustra um segmento do espaço urbano, envolvendo quadras, divisão das áreas contribuintes, vias, passeios e sarjetas.

Um trecho é caracterizado por dois pontos de análise interligados, passando pela crista da via. Estes pontos são identificados através de suas coordenadas, a exemplo dos trechos 003-33a e 33a-013, de onde obtém-se a distância relativa e o desnível destes trechos.

Cada trecho t apresenta as seguintes áreas contribuintes, medidas em hectares (ha):

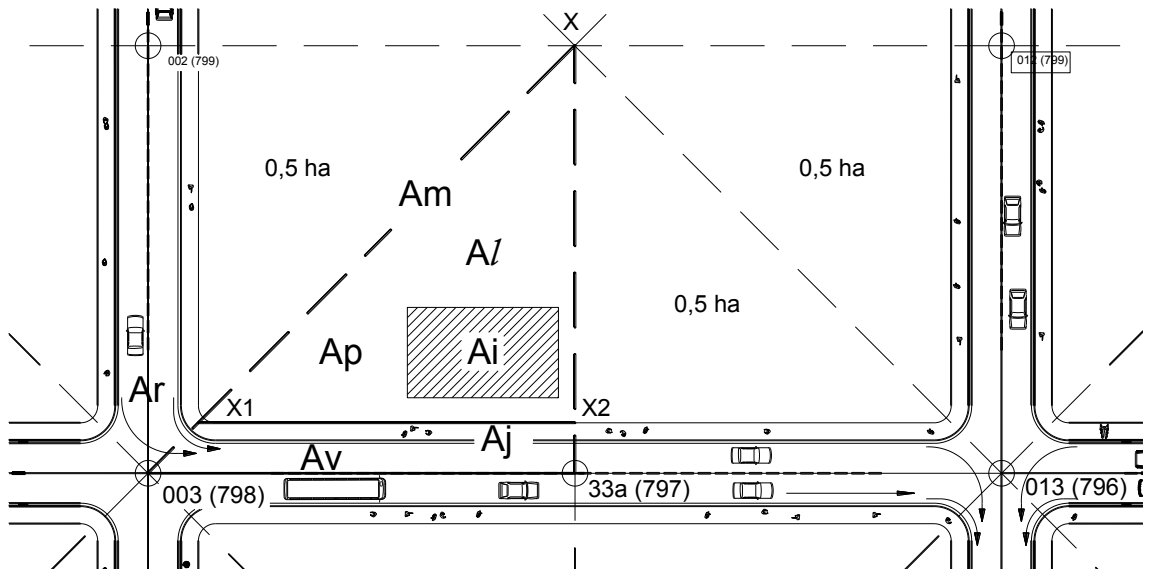


Figura 11 – Ilustração detalhada do espaço urbano
 Fonte: O autor.

- Am** Área contribuinte medida, delimitada pelo projetista, inclui lotes, passeio, sarjeta e via até a crista.
- Av** Área da via, produto da faixa compreendida entre a guia do meio fio e a crista da via e o comprimento do trecho.
- Aj** Área do passeio, produto da faixa compreendida entre a divisa do lote e a guia do meio fio e o comprimento do trecho.
- Al** Área dos lotes, parcela de *Am*, que exclui *Av* e *Aj*.
- $$Al = Am - Av - Aj$$
- Ai** Área impermeabilizada (edificada), parcela de *Al*, definida pela taxa de ocupação (*TxOc*, em %), ou taxa de impermeabilização, conforme as leis de uso e ocupação do solo urbano.
- $$Ai = TxOc . Al$$
- Ap** Área permeável, correspondente ao percentual de *Al* que não pode ser impermeabilizada.
- $$Ap = Al - Ai$$
- Ar** Áreas remanescentes. São as áreas ponderadas oriundas de trechos de montante, que convergem para o trecho em análise, que tenham sido desviadas, ou que não foram captadas por BLs.

As áreas da Figura 11 podem ter coeficientes de escoamento superficial distintos, que retratam o grau de impermeabilização de sua superfície. Enquanto que em A_v pode-se aplicar um $C_v=0,90$ (próprio do pavimento), no caso de passeios que incluam uma área ajardinada maior, pode-se utilizar $C_j=0,30$, sendo a área ponderada contribuinte (AP) do trecho t determinada conforme Equação 41.

$$AP_t = Ar_t + C_v \cdot Av_t + C_j \cdot Aj + C \cdot Al_t \quad (41)$$

Onde: C é o coeficiente de escoamento superficial aplicado em Al .

Quando a taxa de ocupação ($TxOc$, em %) for definida, C é obtido conforme Equação 42.

$$C = C_i \cdot TxOc + C_p(1 - TxOc) \quad (42)$$

Sendo: $C_i \rightarrow$ é o coeficiente de escoamento superficial das áreas impermeáveis.

$C_p \rightarrow$ é o coeficiente de escoamento superficial das áreas permeáveis.

Alternativamente, pode-se aplicar um coeficiente de escoamento superficial (C_m), que reflita as especificidades da área contribuinte medida (A_m , em ha), conforme Equação 43.

$$AP_t = Ar_t + C_m \cdot A_m \quad (43)$$

Quando $Ar > AP$, deve-se considerar o valor do tempo de concentração da área remanescente (t_{cr} , em min) no cálculo de t_c (eq. 44). Dessa forma, o sistema é avaliado ao longo da rede.

$$t_{c_t} = t_{p_s_t} + \begin{cases} t_{c_r_t} \rightarrow Ar_t > AP_t \\ t_{e_s_t} \end{cases} \quad (44)$$

A Figura 12 apresenta um fluxograma para o cálculo do deflúvio de um sistema de sarjetas. Destaca-se que o tempo de percurso na sarjeta (t_{ps} , em min) é função da velocidade de escoamento (V , em m/s), que está condicionada ao valor da altura da lâmina

d'água (y , em m), que por sua vez é função de Q , voltando a depender de I , caracterizando um processo recursivo de cálculo.

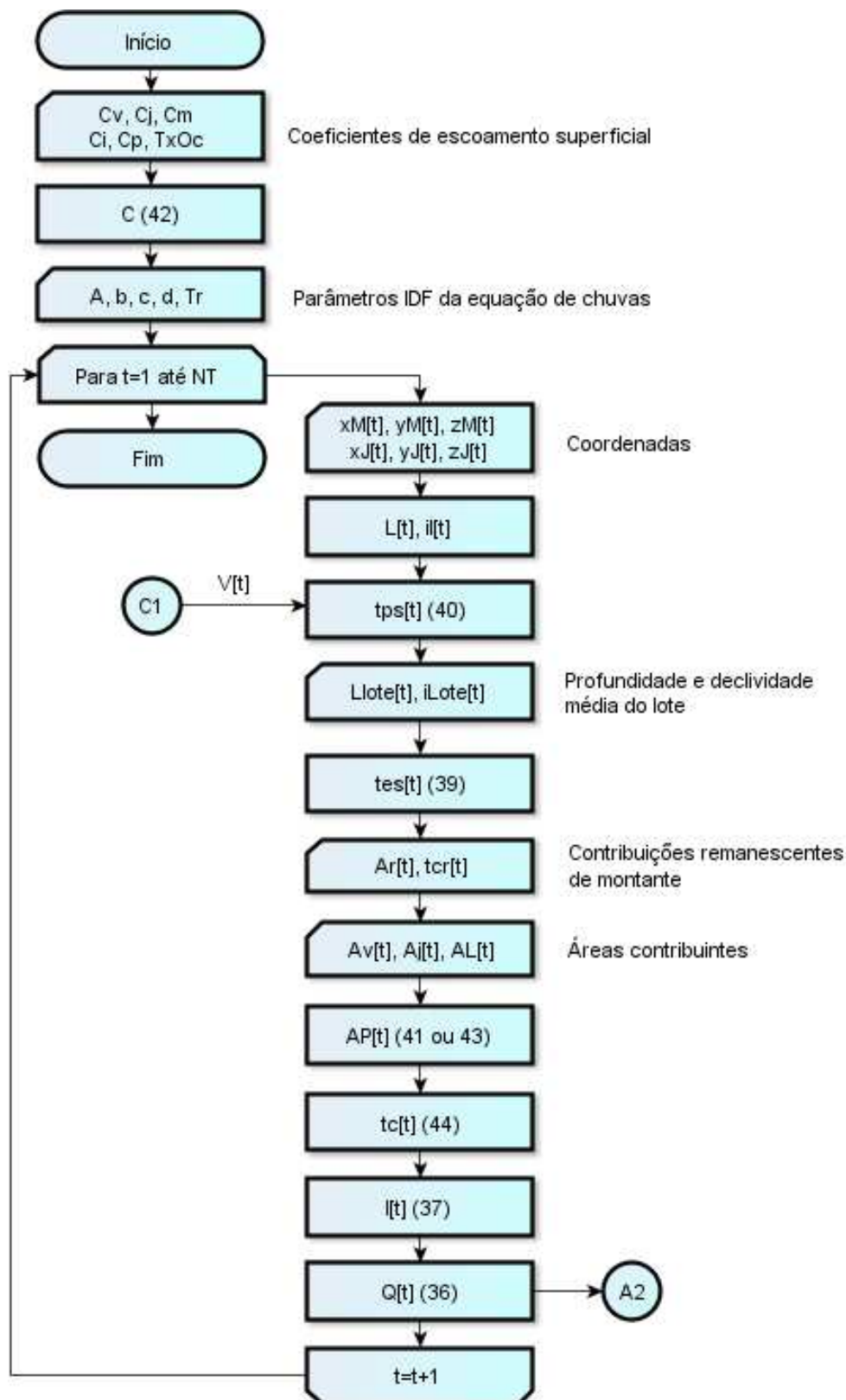


Figura 12 – Fluxograma para o cálculo do deflúvio Q num sistema de sarjetas
Fonte: O autor.

2.2. Proposta de uma seção transversal parametrizada de sarjeta (STP)

A Figura 13 apresenta modelo da seção transversal parametrizada (STP) de uma sarjeta proposta pelo autor. A STP abrange sete setores, que têm início no passeio (setor 1), passa pela sarjeta (setores 2 a 6) e termina na via (setor 7).

Nesta proposta, o tirante T sempre corresponde à distância, em projeção horizontal, entre o topo da guia do meio-fio (GMF) e o ponto onde a lâmina d'água encontra a sarjeta ou a via. Este tirante condiciona a altura da lâmina d'água (y , em m) na STP.

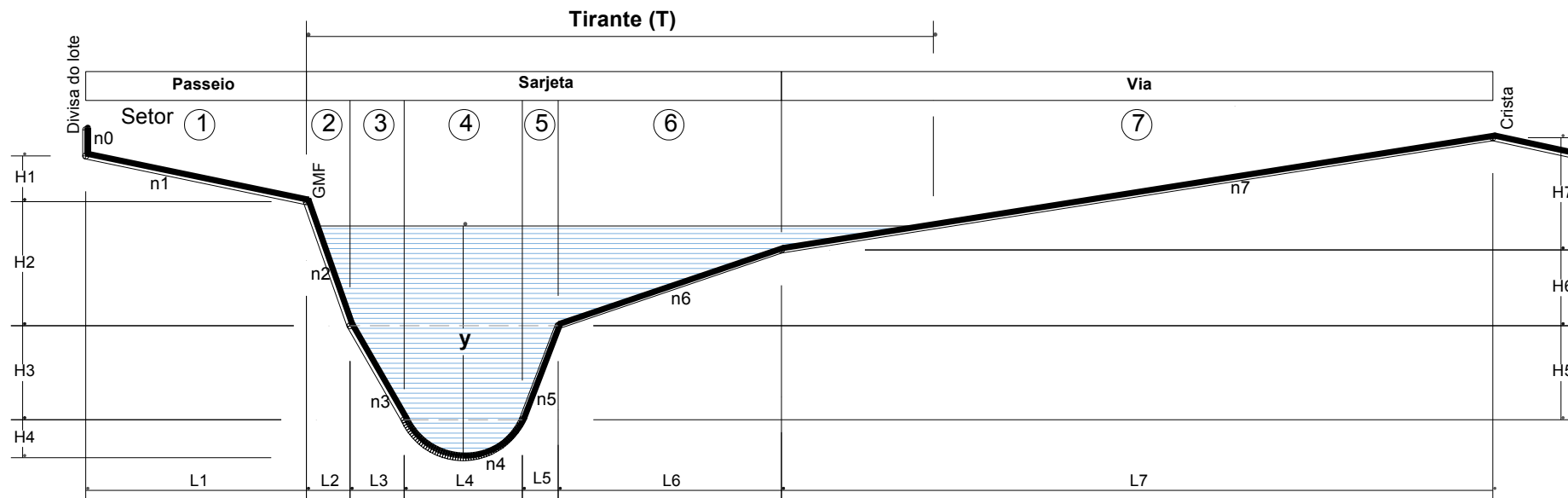
Combinações distintas dos parâmetros atribuídos a esta STP permitem conceber diferentes seções transversais. Algumas destas possibilidades são ilustradas nas Figuras 14 e 18.

Na Figura 14, o perfil triangular simples (A), comumente encontrado no meio urbano, ocorre quando o pavimento da via se estende até a GMF com a mesma declividade transversal.

O perfil triangular composto (B), denominado “*V-shape*” (FHWA, 2013), é normalmente encontrado nas rodovias. O perfil trapezoidal (C) apresenta uma seção composta de uma canaleta ou canal.

A seção D esboça um perfil proposto neste trabalho, com potencial para substituir as galerias convencionais no meio urbano, conforme modelagem de dimensionamento proposta por Jang, Chang e Chen (2018). Este modelo pode ser pré-fabricado e integrado com a GMF, podendo tornar o sistema de DU mais simples e econômico, sem BLs e PVs.

Os benefícios deste sistema, propício para implantação em novos empreendimentos, deve, porém, ser avaliado por critérios de engenharia.



- Passeio** Segmento reto de largura L_1 , altura H_1 e rugosidade η_1 , que tem início na divisa do lote (com rugosidade η_0) e termina na guia do meio-fio (GMF).
- Sarjeta** Engloba o setor 2, relativo a guia do meio-fio (GMF) com L_2 , H_2 , η_2 , o setor 3 com L_3 , H_3 , η_3 , o setor 4 com L_4 , H_4 , η_4 , o setor 5 com L_5 , H_5 , η_5 , e o setor 6 (sarjeta convencional) com L_6 , H_6 , η_6 .
- Via** Pista de rolamento com L_7 , H_7 , η_7 , que se estende até a crista da via, normalmente situada no eixo da pista, podendo ocorrer a parede de um canteiro central (com rugosidade η_8).

Figura 13 – Seção transversal parametrizada (STP) de uma sarjeta
 Fonte: O autor.

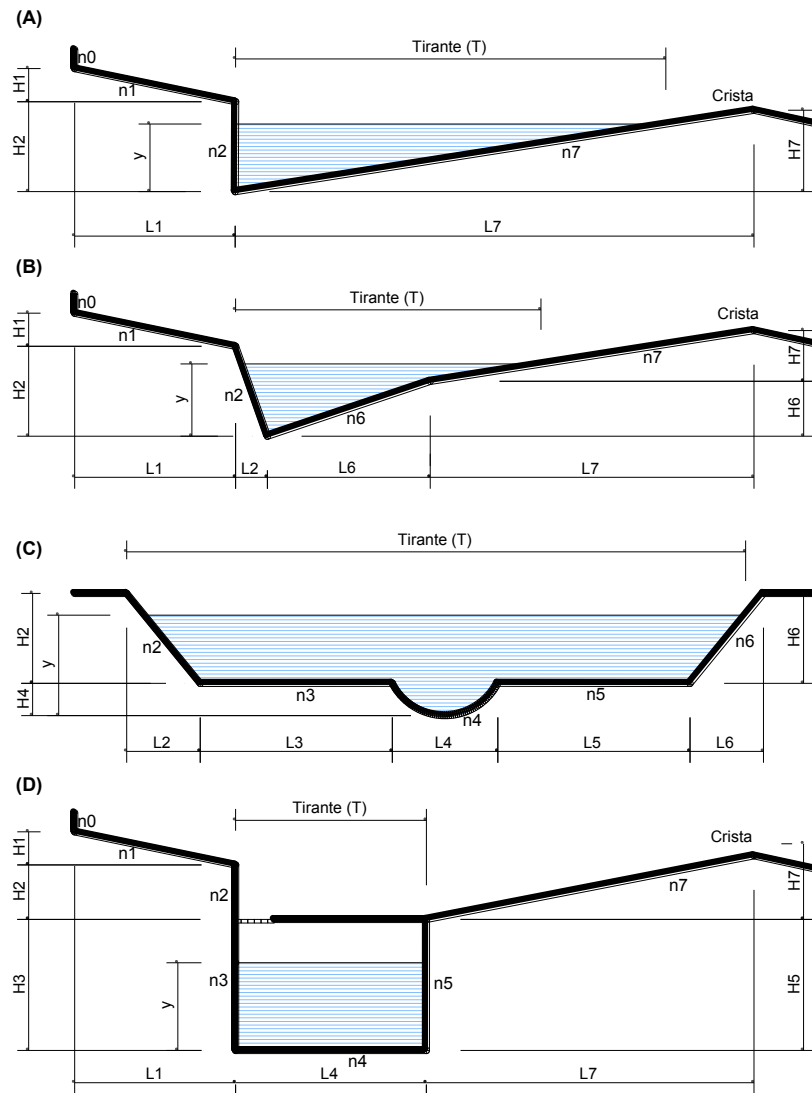


Figura 14 – Seções transversais decorrentes da parametrização da STP
 Fonte: O autor

2.3. Cálculo da capacidade de escoamento da STP

Conhecida a seção transversal de um trecho de sarjeta e fixado o valor de T , pode-se calcular a capacidade de escoamento da sarjeta (Q_{adm}). O cálculo de Q_{adm} (m^3/s) num trecho t , é feito conforme Equação 45, por *Manning* e/ou *Izzard*, função da declividade longitudinal da sarjeta (i_l , em m/m). A STP é dividida em partes definidas, indexadas de 0 a 7 (Figura 13), sendo K a variável representativa da vazão em qualquer dos métodos.

$$Q_{adm}_t = K_t \sqrt{i_l}_t \quad (45)$$

2.3.1. Expressão de *Manning*

De acordo com Bousmar e Zech (1999), pode-se empregar a expressão de *Manning* para determinar a capacidade de escoamento em canais de seção composta de três modos distintos, sendo dois deles pertinentes às sarjetas:

- **SCM – Single Channel Method**

Neste método, assume-se que a distribuição de velocidades é uniforme ao longo da seção transversal do canal, embora estas sejam diferentes em cada setor da STP. Calculam-se AM, PM e a rugosidade equivalente (η) da seção como um todo, obtendo-se K (eq. 46), e a vazão, pela Equação 45.

$$K_t = \frac{AM_t \left(\frac{AM_t}{PM_t} \right)^{\frac{2}{3}}}{\eta e_t} \quad (46)$$

Sendo:

$$AM_t = \sum_{s=1}^7 A_s$$
$$PM_t = \sum_{s=0}^7 P_s$$

Quando a rugosidade das paredes varia ao longo do perímetro da seção transversal, é necessário calcular a rugosidade equivalente (η). Na STP, isto é realizado nos setores de 0 a 7, onde cada setor pode possuir rugosidade própria (η_s), perímetro molhado P_s e raio hidráulico RH_s .

Yen (2002) apresentou uma série de 17 expressões para calcular η . Estas dependem do modo da subdivisão da seção transversal e da parcela do perímetro molhado considerada em cada um dos setores. Os resultados encontrados nessas expressões são divergentes, dificultando a avaliação de qual é a mais promissora. Alguns métodos para a ponderação de η são apresentados, sendo utilizados no desenvolvimento deste artigo:

Horton:
$$\eta_e = \left(\frac{\sum_{s=0}^7 P_s \eta_s^{3/2}}{PM} \right)^{2/3} \quad (47)$$

Pavlovsky:
$$\eta_e = \sqrt{\frac{\sum_{s=0}^7 P_s \eta_s^2}{PM}} \quad (48)$$

Yen:
$$\eta_e = \frac{\sum_{s=0}^7 \eta_s P_s \left(\frac{A_s}{P_s} \right)^{1/3}}{PM \left(\frac{AM}{PM} \right)^{1/3}} \quad (49)$$

Lotter:
$$\eta_e = \frac{PM \left(\frac{AM}{PM} \right)^{5/3}}{\sum_{s=0}^7 \frac{P_s \left(\frac{A_s}{P_s} \right)^{5/3}}{\eta_s}} \quad (50)$$

Krishnamurthy:
$$\eta_e = e^{\left(\frac{\sum_{s=0}^7 P_s \left(\frac{y_s + y_{s+1}}{2} \right)^{3/2} \ln(\eta_s)}{\sum_{s=0}^7 P_s \left(\frac{y_s + y_{s+1}}{2} \right)^{3/2}} \right)} \quad (51)$$

Onde P_s perímetro molhado do setor s , em metros.

A_s área molhada do setor s , em m^2 .

η_s rugosidade do setor s , em $m^{1/3}/s$.

y_s altura d'água no setor, em metros.

Os dados disponíveis na literatura são limitados para justificar a adoção de quaisquer das equações apresentadas (Yen, 2002), sendo prudente aplicar vários métodos e eleger o valor mais representativo da rugosidade ou mesmo considerar a média dos resultados encontrados.

- **DCM – Divided Channel Method**

A solução clássica para problemas de canais compostos consiste em decompor a seção transversal em subseções homogêneas, de modo que a velocidade em cada subseção

é considerada uniforme e apresenta uma descarga calculada em função de cada K_s (eq. 52). Assim, a capacidade de escoamento (K) deste canal é obtida pelo somatório de K_s , e a vazão, pela Equação 45. Este procedimento é idêntico à ponderação da rugosidade equivalente apresentada por Lotter na Equação 50.

$$K_t = \sum_{s=1}^7 K_{s_s}$$

$$K_{s_s} = \frac{A_s \left(\frac{A_s}{P_s}\right)^{2/3}}{\eta_s} \quad (52)$$

Os resultados obtidos por DCM são diferentes daqueles obtidos por SCM. Se de um lado SCM utiliza uma velocidade média uniforme para toda a seção transversal, subestimando as vazões, por outro, DCM superestima as vazões, pois desconsidera as perdas que ocorrem nas interfaces das paredes líquidas entre as seções, devido ao gradiente de velocidade.

2.3.2. Expressão de Izzard

O valor de K para *Izzard* (eq. 53) é obtido a partir dos valores de y (m), its (declividade transversal da seção em m/m), e η de cada setor, proveniente da decomposição da STP em triângulos ou trapézios.

$$K_t = 0,375 \sum_{s=1}^7 \frac{|y_s^{8/3} - y_{s+1}^{8/3}|}{its \eta_s} \quad (53)$$

A aplicação da Equação 53 permite calcular Q_{adm} pela soma das vazões nos 7 setores da STP, sempre que $its > 0$ e as paredes não forem verticais.

Quando $L4 > 0$ e $H4 > 0$, tem-se um setor semicircular que pode ser discretizado, dividindo o ângulo interno (β) em n faixas (Figura 15), o que permite calcular its de cada faixa (eq. 54). Este artifício não compromete o valor obtido para Q_{adm} , além daquele inerente aos métodos, conforme Fattori e Benetti (2007).

$$it_s = \frac{|y_s - y_{s+1}|}{\Delta L} \quad (54)$$

Onde ΔL é a largura da faixa, em m

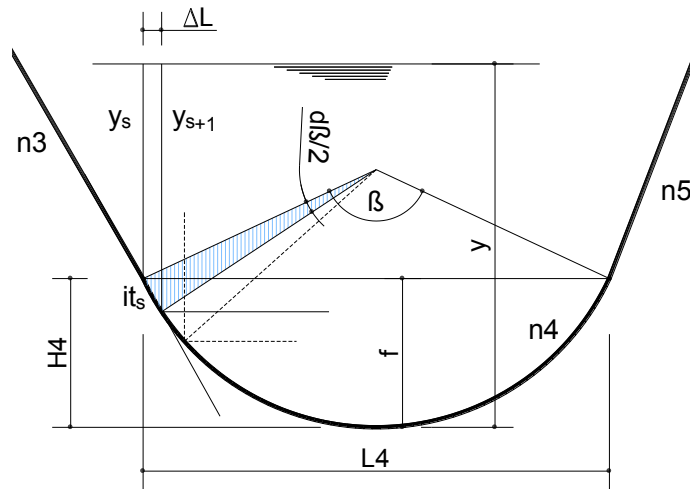


Figura 15 – Detalhe do setor 4 da STP para o cálculo de it_s
Fonte: O autor.

2.4. Cálculo da altura da lâmina d'água (y) em função do tirante (T)

Tendo em vista a natureza parametrizada da STP, há a necessidade de calcular os parâmetros AM, PM e y , que irão possibilitar a aplicação das expressões de *Manning* e *Izzard* para determinar Q_{adm} , e verificar os parâmetros hidráulicos decorrentes do escoamento na STP.

Desenvolveu-se a modelagem apresentada na Tabela 8, para obter y parcial (y_s) de cada setor a partir do tirante (T). Observa-se que y só ocorre quando T ultrapassar a soma $L_2+L_3+L_4/2$ (quando $H_4>0$) ou $L_2+L_3+L_4$ ($H_4=0$), conforme Figura 13.

Portanto, a altura da lâmina d'água (y) de um trecho, correspondente ao tirante T , é a soma dos valores de y , a partir do setor 4:

$$y_t = \sum_{s=4}^8 y_s$$

O tirante (T) pode ser especificado em função da classe da via e das restrições dos órgãos normativos (PBH, 2017), permitindo controlar a interferência do deflúvio no tráfego de veículos (aquaplanagem) e pedestres (locomoção). Uma vez definido T , pode-se determinar y e Q_{adm} .

Tabela 8 – Valores de y_s , função de T

Condição	Formulação	Setor(es)
$T \geq \sum_{s=2}^3 L_s + \frac{L_4}{2}$ $H_4 > 0$ $L_4 > 0$	$r = \frac{4H_4^2 + L_4^2}{8H_4}$ $\beta = 2 \cdot \text{asen} \left(\frac{\min \left(T - L_2 - L_3 - \frac{L_4}{2}, \frac{L_4}{2} \right)}{r} \right)$ $y_{s_4} = r - r \cdot \cos \left(\frac{\beta}{2} \right)$	4
$T \geq \sum_{s=2}^3 L_s + \frac{L_4}{2}$ $H_4 = 0$ $L_4 > 0$	$y_{s_4} = 0$	4
$T \geq \sum_{f=2}^{s-1} L_f$ $L_s > 0$	$y_{s_s} = \min \left(\left(T - \sum_{f=2}^{s-1} L_f \right) \frac{H_s}{L_s}, H_s \right)$	5 a 8
$T \geq \sum_{f=2}^{s-1} L_f$ $L_s = 0$	$y_{s_s} = H_s$	5 a 8

Fonte: O autor.

2.5. Cálculo da área molhada (AM) em função da altura da lâmina d'água (y)

Uma função espelho (e) é utilizada para determinar a posição de um setor, à esquerda ou à direita do meio (eixo) da STP no setor 4. Assume os valores -1 e 1, onde s corresponde ao setor em análise:

$$e = \frac{4 - s}{|4 - s|}$$

As áreas parciais de cada setor (A_s), função de y, podem ser calculadas conforme a Tabela 9.

Tabela 9 – Valores de AM, função de y

Condição	Formulação	Setor(es)
$H_4 > 0$ $L_4 > 0$	$\beta = 2 \operatorname{acos} \left(\frac{r - \min(y, H_4)}{r} \right)$ $As_4 = \frac{r^2}{2} (\beta - \operatorname{sen} \beta) + (y - H_4) L_4 \cdot u(y - H_4, 0)$	4
$H_4 = 0$ $L_4 > 0$	$As_4 = y \cdot L_4$	4
$y > \sum_{f=4}^s Hf$ $L_s > 0$ $H_s > 0$	$As_s = Ls \left(\left(y - \sum_{f=4}^s Hf \right) + \frac{Hs}{2} \right)$	1 a 7 (exceto 4)
$\sum_{f=4}^s Hf \geq y > \sum_{f=4}^{s+e} Hf$ $L_s = 0$ $H_s > 0$	$As_s = \left(y - \sum_{f=4}^{s+e} Hf \right)^2 \frac{Ls}{2Hs}$	1 a 7 (exceto 4)
$y \leq \sum_{f=4}^{s+e} Hf$	$As_s = 0$	1 a 7 (exceto 4)

Fonte: O autor.

A área molhada (AM) é definida por:

$$AM_t = \sum_{s=1}^7 As_s$$

2.6. Cálculo do perímetro molhado (PM) em função da altura da lâmina d'água (y)

O perímetro parcial (PP) do setor s depende das condições geométricas da STP e da altura da lâmina d'água (y) na seção, podendo ser calculado conforme a Tabela 10, que apresenta a formulação e as condições para sua aplicação.

Adicionalmente, eventuais contribuições de paredes verticais (f) podem incidir sobre o perímetro de um setor. Considere a função espelho (w):

$$w = \frac{f - s}{|f - s|}$$

O perímetro correspondente à contribuição da parede vertical f sobre a seção s pode ser obtido da seguinte forma:

$$Pc_{s,f} = \min \left(y - \sum_{g=4}^{f-w} Hg, Hf \right)$$

Tabela 10 – Valores de PP, função de y

Condição	Formulação	Setor(es)
$H_4 > 0$ $L_4 > 0$	$PP_4 = \beta r$	4
$H_4 = 0$ $L_4 > 0$	$PP_4 = L_4$	4
$y > \sum_{f=4}^s Hf$	$PP_s = \sqrt{Hs^2 + Ls^2}$	0 a 7 (exceto 4)
$\sum_{f=4}^s Hf \geq y > \sum_{f=4}^{s+e} Hf$ $H_s > 0$	$PP_s = \left(y - \sum_{f=4}^{s+e} Hf \right) \sqrt{1 + \left(\frac{Ls}{Hs} \right)^2}$	0 a 7 (exceto 4)
$y \leq \sum_{f=4}^{s+e} Hf$	$PP_s = 0$	0 a 7 (exceto 4)

Fonte: O autor.

Válida quando as seguintes condições forem atendidas:

$$Ls > 0$$

A largura do setor s é maior que 0.

$$f \neq 4$$

Em qualquer setor, não ocorre contribuição da parede 4.

$$\sum_{p=s+w}^f Lp = 0$$

A soma das larguras dos setores compreendidos entre o setor s (inclusive) e a parede de contribuição f deve ser igual a 0.

$$\sum_{m=4}^f Hm \geq \sum_{n=s+w}^4 Hn$$

O ponto mais alto da parede f deve estar acima do ponto mais baixo do setor s.

$$y > \sum_{q=4}^{f-w} Hq$$

A lâmina d'água deve tocar a parede f.

A expressão que determina a soma do perímetro total de um setor é:

$$PM_t = \sum_{f=1}^7 PP_s + \sum_{f=0}^8 Pc_{s,f}$$

Para o cálculo da rugosidade equivalente (eq. 47 a 51), quando as paredes possuírem rugosidades distintas, o vetor abaixo expressa o perímetro de cada setor, o que permite calcular a rugosidade equivalente (n_e).

$$P_S = \sum_{s=1}^7 P_{C_{s,f}}$$

A Figura 16 apresenta um fluxograma para o cálculo de Q_{adm} da STP para um trecho de sarjetas, por *Manning* ou *Izzard*.

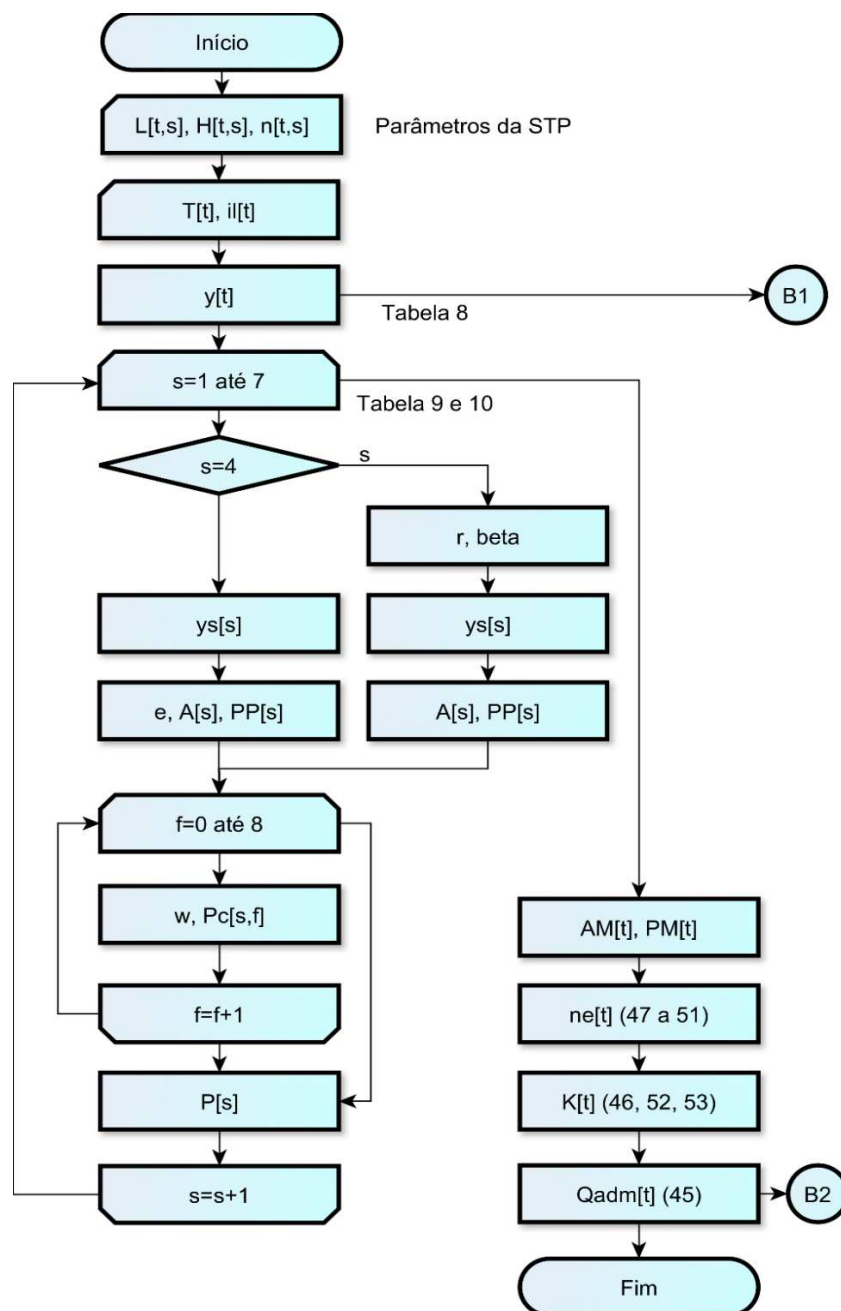


Figura 16 – Fluxograma para o cálculo de $Q_{adm}=F(T)$ por *Manning* e/ou *Izzard*
Fonte: O autor.

2.7. Cálculo da altura da lâmina d'água (y) em função do deflúvio (Q)

Os problemas relativos à verificação da capacidade de escoamento das sarjetas são normalmente solucionados a partir do conhecimento do deflúvio Q (eq. 36) a ser escoado ao longo de um trecho.

O deflúvio (Q) a ser escoado na sarjeta, combinado com a geometria da STP, condiciona o valor da altura da lâmina d'água (y). Entretanto, não há expressão para o cálculo direto de $y=F(Q)$, sendo o problema resolvido por tentativas e comparação, num processo iterativo, onde arbitra-se y, calcula-se Q_{calc} correspondente e compara-o com o deflúvio Q, conforme o fluxograma ilustrado na Figura 17.

Havendo diferença entre os valores de Q_{calc} e Q, novo valor de y é proposto, repetindo-se o ciclo até que se verifique a igualdade. Neste caso, os valores encontrados de y, AM e PM conduzirão o deflúvio Q. A velocidade média pode ser calculada conforme Equação 55.

$$V_t = \frac{Q_t}{AM_t} \quad (55)$$

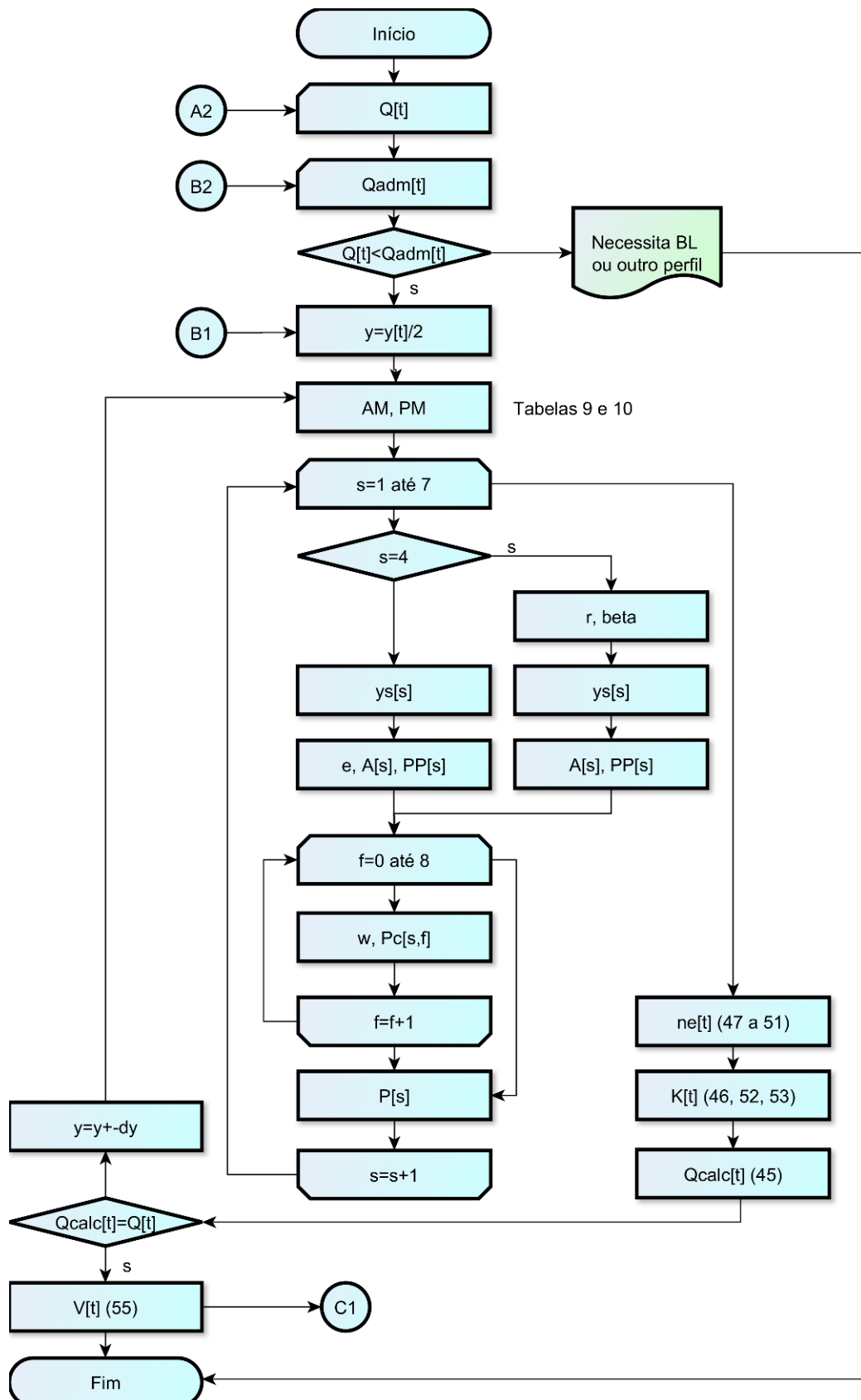


Figura 17 – Fluxograma para o cálculo de y , AM e PM, função de Q
 Fonte: O autor.

3. APLICAÇÃO DA MODELAGEM DA STP PROPOSTA

Com o objetivo de avaliar o potencial da STP e a modelagem numérica desenvolvida, apresentam-se na Figura 18 algumas seções transversais que serão analisadas.

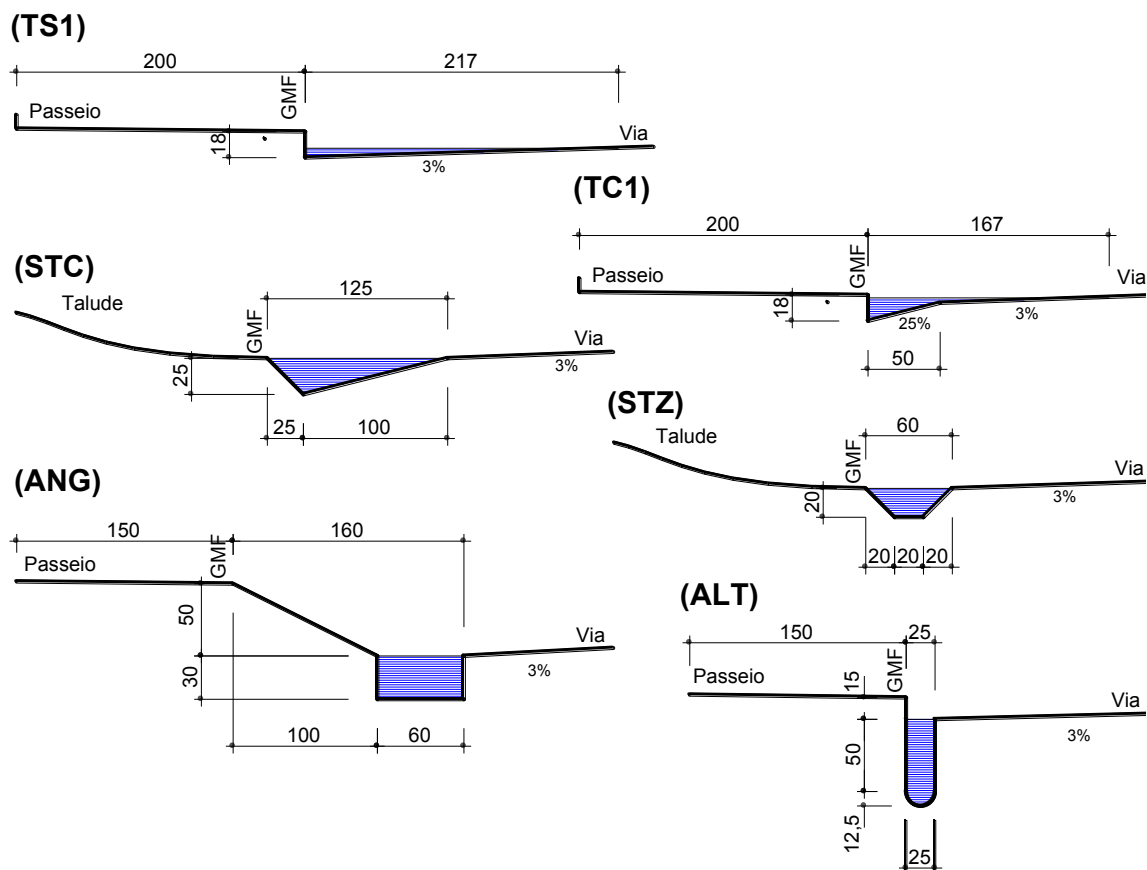


Figura 18 – Seções transversais da STP avaliadas (medidas em cm)

Fonte: O autor.

As sarjetas triangulares TS1 e TC1, simples e composta, respectivamente, são modelos adotados pela SUDECAP em Belo Horizonte (PBH, 2017). As seções STC e STZ são empregadas pelo DNIT (2007) em canaletas de concreto (triangulares e trapezoidais), nas rodovias brasileiras.

A seção ANG é uma sarjeta implantada num condomínio residencial em Angola (Figura 19), na qual $T=1,60\text{m}$ corresponde à distância entre a guia do meio-fio e o final da área retangular (Figura 18). A seção ALT apresenta um $T=0,25\text{m}$, porém com excelente capacidade de escoamento. Estes dois últimos perfis exigem a proteção com grade na sua parte superior, a fim de se evitar acidentes.



Figura 19 – Sarjeta de um condomínio em Angola

Fonte: Arquivo pessoal do Eng. Fabio Poltronieri.

As dimensões das seções apresentadas na Figura 18 constam na Tabela 11, acrescidas dos valores da rugosidade (η) dos setores. A largura do setor 7 é variável, resultante da diferença entre 5,0m (distância entre a GMF até o eixo da via) e o respectivo tirante (T).

Tabela 11 – Dados de entrada das seções transversais avaliadas

Perfil	Passeio			Sarjeta												Via					
	Setor 1			2			3			4			5			6			7		
	L ₁ m	H ₁ m	η_1	L ₂ m	H ₂ m	η_2	L ₃ m	H ₃ m	η_3	L ₄ m	H ₄ m	η_4	L ₅ m	H ₅ m	η_5	L ₆ m	H ₆ m	η_6	L ₇ m	H ₇ m	η_7
TS1	2,00		0,016		0,180	0,016													5,00	0,150	0,016
TC1	2,00		0,016		0,180	0,016										0,50	0,125	0,016	4,50	0,135	0,016
STC				0,25	0,250	0,013										1,00	0,250	0,013	3,75	0,113	0,016
STZ				0,20	0,200	0,013				0,20		0,013	0,20	0,200	0,013				4,40	0,132	0,016
ANG	1,50		0,016	1,00	0,500	0,013		0,300	0,013	0,60		0,013		0,300	0,013				3,40	0,102	0,016
ALT	1,50		0,016	0,15		0,013		0,500	0,013	0,25	0,125	0,013		0,500	0,013				4,75	0,143	0,016

Fonte: O autor.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Tabela 12 apresenta os resultados obtidos para Q_{adm} , calculados por *Izzard* e *Manning*, de acordo com o tirante (T) da Figura 18. Em todos os casos, a declividade longitudinal (i_l) da sarjeta foi de 1%, podendo, entretanto, variar de acordo com a topografia local. As seções STZ, ANG e ALT, em função de sua geometria, foram calculadas apenas por *Manning*. Apresenta-se uma discussão comparativa dos resultados obtidos.

Na seção TS1, para um $T=2,17\text{m}$ e $i=1\%$, tem-se: $Q_{adm}=53\text{L/s}$ e $V=0,76\text{m/s}$ calculados por *Izzard*, sendo $Q_{adm}=44\text{L/s}$ e $V=0,62\text{m/s}$ calculados por *Manning*. Os demais parâmetros AM, PM, RH e y, também foram lançados na Tabela 12.

Tabela 12 – Parâmetros hidráulicos para um tirante (T) atribuído

Perfil	Dados		Qadm			Parâmetros				Velocidade		
	T m	i/ %	Izzard L/s	Manning		AM m^2	PM m	RH m	y m	Izzard m/s	Manning	
				SCM L/s	DCM L/s						SCM m/s	DCM m/s
TS1	2,17	1,00	53	44	44	0,0704	2,2330	0,0315	0,0650	0,76	0,62	0,62
TC1	1,67	1,00	80	49	58	0,0692	1,8459	0,0375	0,1600	1,15	0,70	0,84
STC	1,25	1,00	358	281	283	0,1563	1,3843	0,1129	0,2500	2,29	1,80	1,81
STZ	0,60	1,00		137	158	0,0800	0,7657	0,1045	0,2000		1,71	1,97
ANG	1,60	1,00		391	391	0,1800	1,2000	0,1500	0,3000		2,17	2,17
ALT	0,25	1,00		260	260	0,1495	1,3927	0,1074	0,6250		1,74	1,74

Fonte: O autor.

Para a seção TC1, atribuído $T=1,67\text{m}$ e $i=1\%$, tem-se $Q_{adm}=80\text{L/s}$, por *Izzard*, e, por *Manning*, $Q_{adm}=49\text{L/s}$ (SCM) e $Q_{adm}=58\text{L/s}$ (DCM), com valores distintos de velocidade.

Em TC1, percebe-se que a parte triangular referente à via apresenta um incremento significativo de PM, sem o conseqüente ganho de AM. Isso faz com que o RH decresça em SCM e, por conseguinte, a velocidade média e a vazão também diminuam. Ao se decompor esta seção, as diferenças de Q_{adm} entre *Izzard* e *Manning* (DCM) são menores.

O perfil STC, utilizado pelo DNIT, tem capacidade de conduzir $Q_{adm}=358\text{L/s}$ (*Izzard*), com o tirante especificado de $1,25\text{m}$, enquanto que, por *Manning* (DCM), conduz 283L/s . A diferença verificada neste caso (27%) mantém-se dentro do esperado, conforme demonstrado por Fattori e Benetti (2007).

Os resultados encontrados para Q_{adm} com o emprego da Equação de *Manning* para as três seções triangulares são inferiores aos valores calculados pela expressão de *Izzard*. Estas diferenças, apresentadas na Tabela 13, variam de 20 a 38%, o que leva à reflexão sobre a pertinência de qual método de cálculo a ser adotado nas seções triangulares.

As demais seções foram calculadas apenas por *Manning*. Na seção trapezoidal STZ, para $T=0,60\text{m}$ e $y=0,20\text{m}$, tem-se $Q_{adm}=137\text{L/s}$ (SCM) e $Q_{adm}=158\text{L/s}$ (DCM), sendo $V=1,71\text{m/s}$ e $1,97\text{m/s}$, respectivamente.

Tabela 13 – Valores de Q_{adm} calculados por *Izzard* e *Manning* (DCM)

Seção	Qadm		Diferença %
	<i>Izzard</i> L/s	<i>Manning</i> L/s	
TS1	53	44	20
TC1	80	58	38
STC	358	283	27

Fonte: O autor.

A seção retangular ANG, para $T=1,60\text{m}$ e $y=0,30\text{m}$, é capaz de conduzir um deflúvio $Q_{adm}=391\text{L/s}$. Destaca-se a eficiência hidráulica dessa seção, capaz de substituir uma galeria convencional. Ressalta-se que este modelo deve ser protegido com uma grade na sua parte superior, para minimizar riscos de acidentes.

Em ALT, com $T=0,25\text{m}$ e $y=0,625\text{m}$, pode-se conduzir um deflúvio de 260L/s . Isto a coloca como uma alternativa viável para ser utilizada no meio urbano, pois apresenta pouca interferência na via e boa capacidade de escoamento. Assim como a seção ANG, exige a instalação de uma grade de proteção na sua parte superior para evitar acidentes e para que essa substituição seja realmente eficiente, deve-se pensar também em mecanismos de limpeza e de retenção de resíduos sólidos.

A modelagem proposta no fluxograma da Figura 17 apresenta, como dados de entrada, o deflúvio a ser escoado na sarjeta e a sua declividade longitudinal, que condicionam os valores dos parâmetros hidráulicos. Além disso, admitiu-se $Q > Q_{adm}$ nos exemplos que se seguem, contrariando a situação imposta pelo fluxograma.

Deste modo, deve-se verificar a altura d'água (y), para que esta não ultrapasse a altura da GMF e invada o passeio. Da mesma forma, deve-se verificar o valor do tirante (T), para que este não inunde demasiadamente a via, de modo a prevenir a aquaplanagem e facilitar a locomoção dos pedestres. Os valores de y e T permitem, ainda, orientar o posicionamento das BLs ao longo do sistema.

Na Tabela 14, a seção TS1, conduzindo 62L/s , apresenta um $T=2,46\text{m}$ que ocupa quase a metade da largura da via, enquanto $y=0,074$, atinge apenas a metade da altura da GMF. Como pode ser constatado, seções deste tipo apresentam uma baixa capacidade de escoamento, devendo ser substituída por perfis mais eficientes.

Em TC1, para conduzir $Q=80\text{L/s}$, tem-se $T=2,28\text{m}$ com $y=0,178\text{m}$, quando calculados por *Manning* (SCM). Esta altura d'água praticamente se iguala a altura da

GMF (0,18m) e qualquer obstáculo ou interferência seria capaz de promover a inundação do passeio.

Nas demais seções, devido a sua configuração e ao tirante atribuído na Tabela 12, a vazão conduzida já assume seu valor máximo. Tirantes superiores provocariam a inundação do acostamento ou da via, sem que ocorresse um ganho significativo na sua capacidade de escoamento.

Tabela 14 – Parâmetros hidráulicos obtidos por *Manning* (SCM) para um deflúvio Q

Perfil	Dados		Parâmetros					
	Q L/s	i/ %	AM m ²	PM m	RH m	y m	T m	V m/s
TS1	62	1,00	0,0913	2,5418	0,0359	0,074	2,46	0,68
TC1	80	1,00	0,1050	2,4677	0,0426	0,178	2,28	0,76
STC	281	1,00	0,1563	1,3843	0,1129	0,250	1,25	1,8
STZ	80	1,00	0,0537	0,6312	0,0851	0,152	0,55	1,49
ANG	391	1,00	0,1800	1,2000	0,1500	0,300	1,60	2,17
ALT	260	1,00	0,1495	1,3927	0,1074	0,625	0,25	1,74

Fonte: O autor.

Todos os valores geométricos calculados foram testados e validados, utilizando-se ferramentas de consultas (*Inquiry*) do *software BricsCAD* (v.19.2.03) (BRICSYS, 2019). A Figura 20 ilustra a seção STZ conduzindo um deflúvio de 80L/s com T=55cm, conforme Tabela 14. Aplicando o comando MASSPROP na região hachurada, obtém-se os valores de *Area*=537,41cm² e *Perimeter*=113,62cm, do qual se deve descontar o valor da linha d'água (50,50cm), resultando em PM=63,12cm.

Calcula-se o raio hidráulico (RH=AM/PM=8,51cm) e, por conseguinte, a velocidade (V=Q/A=1,49m/s). Os valores assim obtidos conferem com àqueles calculados e apresentados na Tabela 14. Essa técnica permite validar os parâmetros hidráulicos, neste caso, referentes ao deflúvio de 80L/s.

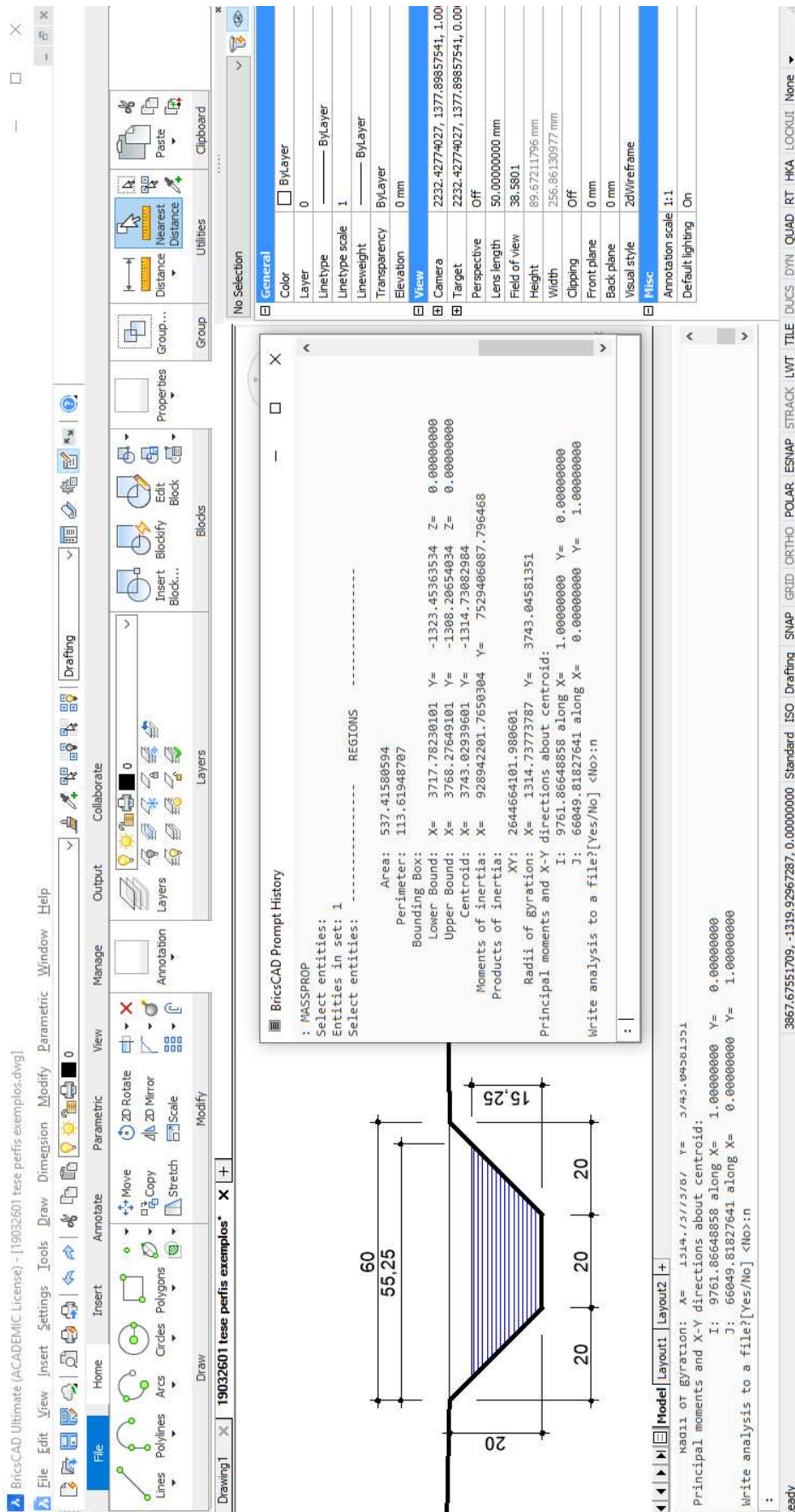


Figura 20 – Seção STZ conduzindo um deflúvio de 80L/s (medidas em cm).
Fonte: O autor.

5. CONCLUSÕES

O modelo da seção transversal paramétrica proposta neste artigo é capaz de atender boa parte das demandas de possíveis sarjetas urbanas. A parametrização de suas variáveis abre a possibilidade de propor novas seções transversais hidraulicamente mais eficientes.

Pode-se confeccionar um catálogo de sarjetas (biblioteca) e aplicar estes modelos nas vias, com o intuito de verificar a capacidade de escoamento, a fim de se melhorar a eficiência na condução dos deflúvios.

Tomando-se como princípio de dimensionamento o valor do tirante (T,) a formulação apresentada possibilita o cálculo da área molhada (AM), do perímetro molhado (PM) e a altura da lâmina d'água (y) de seções transversais complexas de sarjetas. A partir desses valores, calcula-se a capacidade de escoamento da seção parametrizada, por *Manning* ou *Izzard*, dispensando a utilização de tabelas ou nomogramas (comumente apresentados na literatura).

Na situação inversa, tendo-se como parâmetro de entrada o deflúvio (Q) a ser escoado na seção transversal proposta, as variáveis: área molhada (AM), perímetro molhado (PM), a altura da lâmina d'água (y) e tirante (T) são calculadas por iteração, conforme fluxograma apresentado na Figura 17, tornando a solução ágil e precisa.

REFERÊNCIAS

BOUSMAR, D; ZECH, Y. Open Channel Flow Resistance. *Journal of Hydraulic Engineering*. V. 125. N. 7, Reston, VA, 1999.

BRICSYS. [Software]. Disponível em: https://www.bricsys.com/pt_BR/bricscad/index.jsp Acesso em: 08 de abril de 2019.

CETESB. COMPANHIA AMBIENTAL DO ESTADO DE SÃO PAULO. *Drenagem urbana: manual de projeto*. DAEE/CETESB, 3ª edição. São Paulo. 1980. 486p.

DIOGO, F. J. D'Almeida; SCIAMMARELLA, J. C. *Manual de Pavimentação Urbana: Drenagem: Manual de Projetos*. Volume II, ABPv, Rio de Janeiro, 2008.

DNIT. DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. *Álbum de Projetos - tipos de dispositivos de drenagem*. Publicação IPR-725, Ministério dos Transportes. Rio de Janeiro, 2007.

FATTORI, G. F.; BENETTI, A. D. O impacto do modelo de cálculo na capacidade de descarga de sarjetas em sistemas de drenagem urbana. Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, 24. Belo Horizonte, 2007. *Anais...* Belo Horizonte, 2007.

FHWA. FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. *Urban drainage design manual*: Hydraulic engineering, circular 22. Third Edition, revised in August 2013.

JANG, H. J.; CHANG, T. H.; CHEN, W. B. Effect of inlet modelling on surface drainage in coupled urban flood. *Journal of Hydrology*. 2018. <http://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2018.05.010>

MELO, T. A. T.; COUTINHO, A. P.; SANTOS, J. B. F. dos; CABRAL, J. J. C. P.; ANTONINO, A. C. D.; LASSABATERE, L. Trincheira de infiltração como técnica compensatória no manejo de águas pluviais urbanas. *Ambiente Construído*, v. 16, n. 3, p. 53-72, Porto Alegre, jul./set. 2016.

PBH. PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE. Superintendência de Desenvolvimento da Capital (SUDECAP). *Caderno de Encargos*. Capítulo 19 - Drenagem, 3ª edição. Belo Horizonte, 2017.

PMPA. PREFEITURA MUNICIPAL DE PORTO ALEGRE. Departamento de esgotos pluviais (DEP). *Plano diretor de drenagem urbana*: manual de drenagem urbana. Porto Alegre, 2005.

PMSP. PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO. Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. *Manual de drenagem e manejo de águas pluviais*. Aspectos Tecnológicos: Diretrizes para projeto. Volume III. São Paulo, 2012b.

TASSI, R.; PICCILLI, D. G. A.; BRANCHER, S. C.; ROMAN, C. A. *Ambiente Construído*, Porto Alegre, v. 16, n. 3, p. 39-52, jul./set. 2016.

UDFCD. URBAN DRAINAGE AND FLOOD CONTROL DISTRICT. *Urban Storm Drainage Criteria Manual* (USDCM), v. 1. Denver, CO, 2016. 372 p.

YEN, B. C. *Open channel flow resistance*. Journal of Hydraulic Engineering. Vol 128, n. 1, jan. 2002. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2002)128:1(20).

CONCLUSÕES GERAIS

1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho, apresentou-se uma metodologia para o dimensionamento de redes de galerias de águas pluviais. O método consiste numa modelagem numérica de base vetorial, para o dimensionamento automático e otimizado de uma rede de drenagem urbana.

Foi proposto um polinômio de grau 3, função direta de Q/Q_c , válido no intervalo $0 \leq Q/Q_c \leq 1,076$, para obtenção da relação h/D até 0,94. Este polinômio apresenta precisão suficiente para fins de projeto ($R^2=0,9972$) e abrange a relação h/D até o seu limite superior, faixa esta, usualmente não explorada.

Identificaram-se as declividades típicas de um trecho de galeria, estabelecendo uma faixa de variação destas declividades, que subsidiam a escolha da declividade ótima (ig) de projeto. Desenvolveu-se um roteiro para o dimensionamento iterativo da rede de galerias, representado no fluxograma da Figura 8, capaz de definir o par $\{D, ig\}$ otimizado.

Um projeto foi apresentado e desenvolvido com a metodologia proposta e os resultados comparados com dois *softwares*. Os resultados obtidos evidenciaram que a modelagem numérica proposta contribui para um ganho de segurança, eficiência hidráulica e economia nos projetos de DU.

Quanto à proposição da seção transversal parametrizada da sarjeta (STP), esta abre possibilidades de propor novas seções transversais hidráulicamente mais eficientes. Permite ainda confeccionar um catálogo de sarjetas (biblioteca) e aplicar estes modelos nas vias públicas, no intuito de verificar suas capacidades de escoamento, melhorando sua eficiência.

Tomando-se como princípio de dimensionamento o valor atribuído do tirante (T), a formulação apresentada possibilita o cálculo da área molhada (AM), do perímetro molhado (PM) e a altura da lâmina d'água (y) de seções transversais complexas de sarjetas. A partir daí, calcula-se a capacidade de escoamento da seção parametrizada, por *Manning* ou *Izzard*, dispensando a utilização de tabelas ou nomogramas.

Na situação inversa, tendo-se como parâmetro de entrada o deflúvio (Q) a ser escoado na seção transversal proposta, as variáveis: área molhada (AM), perímetro molhado (PM), a altura da lâmina d'água (y) e tirante (T) são calculadas por iteração,

conforme fluxograma proposto na Figura 17, tornando a solução ágil e precisa. Os valores geométricos calculados foram testados e validados utilizando-se ferramentas de consultas (*Inquiry*) do *software BricsCAD* (v.17.2) (BRICSYS, 2019).

2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Durante a realização desta pesquisa, tornou-se possível identificar questões que podem servir de base para futuros estudos. Dentre elas, destacam-se:

Desenvolver um projeto de drenagem urbana utilizando o modelo apresentado na Figura 14 (D), em substituição ao sistema convencional de galerias, sem a utilização de bocas de lobo e de poços de visita, com o propósito de tornar o sistema simples e de fácil manutenção.

Desenvolver um protótipo do modelo da Figura 14 (D) pré-fabricado, para aplicação em escala real num empreendimento (loteamento) na área urbana. Avaliar seu desempenho hidráulico, aspectos de manutenção e limpeza, bem como realizar uma análise econômica.

Implementar a modelagem proposta em ambiente CAD ou BIM.