

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

CENTRO DE TECNOLOGIA

**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E
AMBIENTAL**

PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

MESTRADO EM SANEAMENTO AMBIENTAL

**COMPARAÇÃO ENTRE DUAS METODOLOGIAS DE
CÁLCULO E PROPAGAÇÃO DE VAZÕES EM
COLETORES DE REDES DE DRENAGEM URBANA: O
MÉTODO RACIONAL E EQUAÇÕES DE SAINT-VENANT**

RENATO CASTELO GUIMARÃES

FORTALEZA – CE

AGOSTO/2009

RENATO CASTELO GUIMARÃES

**COMPARAÇÃO ENTRE DUAS METODOLOGIAS DE
CÁLCULO E PROPAGAÇÃO DE VAZÕES EM
COLETORES DE REDES DE DRENAGEM URBANA: O
MÉTODO RACIONAL E EQUAÇÕES DE SAINT-VENANT**

**Dissertação apresentada ao Curso de
Mestrado em Engenharia Civil – área
de concentração - Saneamento
Ambiental da Universidade Federal do
Ceará como requisito parcial para a
obtenção de grau de Mestre.**

**Orientador: Prof. Marco Aurélio
Holanda de Castro, Ph.D.**

FORTALEZA-CE

AGOSTO/2009

RENATO CASTELO GUIMARÃES

**COMPARAÇÃO ENTRE DUAS METODOLOGIAS DE CÁLCULO E
PROPAGAÇÃO DE VAZÕES EM COLETORES DE REDES DE DRENAGEM
URBANA: O MÉTODO RACIONAL E EQUAÇÕES DE SAINT-VENANT**

Esta Dissertação foi submetida como parte dos requisitos necessários para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil – Área de concentração Saneamento Ambiental, outorgado pela Universidade Federal do Ceará, e encontra-se à disposição dos interessados tanto na Biblioteca Central quanto na Biblioteca de Pós-Graduação da referida Universidade.

A citação de qualquer trecho desta Dissertação é permitida, desde que seja feita de acordo com as normas da ética científica.

Renato Castelo Guimarães

Dissertação aprovada em 21 de Agosto de 2009.

Orientador: Prof. Marco Aurélio Holanda de Castro (orientador), Ph.D.
Universidade Federal do Ceará

Membro: Francisco de Assis de Souza Filho, Dr.
Universidade Federal do Ceará

Membro: Prof. Rogério Campos, Ph.D.
Universidade de Fortaleza

Dedico essa obra aos meus pais, irmãos e filho.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Francisco Roberto Farias Guimarães e Elisa Maria Castelo Guimarães, por tudo.

Ao meu orientador, Prof. Ph.D. Marco Aurélio Holanda de Castro, por dar rumo e orientação à pesquisa e pela paciência e compreensão tidas comigo durante meu mestrado.

À CAPES, pelo recurso financeiro fornecido à pesquisa.

Aos colegas do LaHC – Laboratório de Hidráulica computacional – pela convivência, em especial a: Magno (cadeira e PC imortalizados no LaHC), Luís Henrique (pelo algoritmo desenvolvido, pelas aulas de programação e pelas farras vividas), Alessandro (programador do UFC8), Eriélton (por todos os galhos quebrados), Gustavo Weyne (por encher o saco todo o tempo e não deixar o mal-humor tomar conta do ambiente de trabalho), Marcus Vinícius, Germana Menescal, Mister Charles Weyne (psycou-math), Professor Cláudio, Carlos Leal (psycou-nervous), Mauro César.

Ao Xavier e dona Beth por estarem sempre dispostos a ajudar.

Ao corpo docente do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental que fizeram parte de minha formação acadêmica: Prof. Suetônio, Profa. Marisete, Prof. Eduardo Sávio. Especialmente para: Prof. Marco Aurélio, Prof. Raimundo e Profa. Sandra pelo bom relacionamento cultivado.

Aos colegas de pós-graduação: Vinícius Farias, Germana Paiva, Socorro, Elis, Sarinha, Andréa, Jorge, Adriano, Giovanna, Uinne, Marcelo, Liana pela vivência em sala de aula (e fora dela).

Aos colegas da sede pelos momentos extra-curriculares: Ronner, Giórgio, Marquin, Formiga, Thállasson, Felipe-Coringa, Marcelo-Pão _\|/_.

Aos colegas extra-acadêmicos presentes ao longo do curso: Porkin (o imbatível), Pará-Carol, Felipe (o louco), Daniel, Tiago-Sara, Ivens, Alcides; em especial aos primos Rafael e Saulo.

“Penso 99 vezes e nada descubro. Deixo de pensar, mergulho no silêncio, e a verdade me é revelada”

RESUMO

Sistemas de coleta de águas pluviais e drenagem urbana ainda são precários em muitos municípios brasileiros. Tais sistemas são projetados para proporcionarem, mesmo em chuvas torrenciais, um fluxo de água sem inundações. Projetistas comumente utilizam o Método Racional para o cálculo da vazão e dimensionamento de galerias. Os cálculos para tais dimensionamentos e a confecção de desenhos são feitos por auxílio de ferramentas computacionais. Existem poucos *softwares* no mercado para projetos de sistemas de drenagem urbana. Devido a essa demanda, foi pensado na criação do UFC8, programa desenvolvido para desenho e cálculo de redes de drenagem urbana com interface em AutoCAD®. Em seu módulo de dimensionamento, o UFC8 calcula a rede pela Metodologia Racional enquanto que em seu módulo de simulação, é possível modelar a rede computacionalmente e calcular a propagação da vazão nas galerias utilizando-se das Equações de Saint-Venant, podendo a rede ser dimensionada por tais valores calculados. É feito um comparativo entre as duas metodologias no que concerne à propagação do fluxo no interior das galerias e dimensionamento hidráulico das mesmas para três situações distintas, duas reais e uma fictícia. Os resultados mostram que a diferença dos valores da vazão em um mesmo coletor para as duas metodologias aplicadas variam de uma faixa de 3 a 40%, dependendo da rede e do diâmetro.

ABSTRACT

Urban drainage and collecting storm water systems are still poor in many Brazilian cities. Those systems are projected to provide a flow without inundation. The rational method is generally used to calculate flow rate and pipe diameters. The calculus and technical drawing demanded on project are made using computational tools. UFC8 is a software developed for drawing and calculus of urban drainage systems using an interface with AutoCAD®. On its dimension module, UFC8 calculates the drainage net based on the rational method for the flow rate, while on its modeling module, UFC8 calculates the flow using Saint-Venant equations. A study was made comparing these two methodologies in three different situations: two of them are possible drainage systems and the third one is a fake system. Results show different values of flow rate on a same pipe, depending of the methodology applied. These differences vary from 3% to 40%, depending with the net and diameter.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – hietograma representado de forma contínua	24
Figura 2.2 – hietograma representado em barras	24
Figura 2.3 – exemplo de hietograma na forma adimensional	25
Figura 2.4 – hietograma triangular	26
Figura 2.5 – escoamento uniforme em canais abertos	39
Figura 2.6 – Tipos de posições de bueiros	48
Figura 2.7 – Balanço de massa num escoamento ao longo de uma distância Δx	50
Figura 3.1 – Palheta de desenho do UFC8	62
Figura 3.2 – Formulário para o cálculo da bacia hidrográfica	63
Figura 3.3 – Formulário para calcular a precipitação segundo Pfafstetter	64
Figura 3.4 – Formulário para calcular a precipitação segundo as equações características de cada região	65
Figura 3.5 – Formulário para selecionar quais legendas ocultar ou mostrar	66
Figura 3.6 – Plataforma gráfica do <i>epaswmm</i>	69
Figura 3.7 – Planilha de entrada para os dados de uma série temporal	72
Figura 3.8 – Tela para entrada de dados no módulo de dimensionamento do UFC8	74
Figura 3.9 – Tela do formulário de saída do módulo de dimensionamento do UFC8	75

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores de α (Pfastetter, 1982)	23
Tabela 2.2 – Valores de β , a, b e c para algumas cidades brasileiras (Pfastetter, 1982)	23
Tabela 2.3 – Valores de r (Chow, Maidment e Mays, 1988)	27
Tabela 2.4 – Períodos de retorno para diferentes ocupações da área	34
Tabela 2.5 – Valores do coeficiente C com base em superfícies (ASCE, 1969)	35
Tabela 2.6 – Valor do coeficiente de Manning para diferentes materiais	42
Tabela 2.7 – Fatores de redução de escoamento das sarjetas	42
Tabela 4.1 – Valores obtidos no dimensionamento da rede de Alcântara através do método racional	79
Tabela 4.2 – Resultados de vazão obtidos utilizando as equações de Saint-Venant	80
Tabela 4.3 – Valores obtidos nas duas metodologias	81
Tabela 4.4 – Valores obtidos nas duas metodologias	82
Tabela 4.5 – Resultados obtidos no dimensionamento da rede de Acaraú/CE pelo método Racional	85
Tabela 4.6 – Resultados obtidos pela utilização das equações de Saint-Venant para a propagação das vazões	86
Tabela 4.7 – Valores obtidos para as duas metodologias na rede de Acaraú/CE	87
Tabela 4.8 – Valores obtidos para as duas metodologias na rede de Acaraú/CE	88
Tabela 4.9 – Resultados obtidos utilizando o método racional	89
Tabela 4.10 – Resultados obtidos utilizando-se das equações de Saint-Venant	89

LISTA DE VARIÁVEIS

P – precipitação

a, b, c, d, e, k – constantes relacionadas a postos pluviométricos

α, β – constantes que dependem da duração da chuva

t – tempo de duração da chuva

T – período de retorno

γ – parâmetro adotado como 0,25 para todos os postos pluviométricos

h – altura

t_a – tempo de recessão

t_b – tempo decorrido antes do pico

r – coeficiente de avanço de tormenta

Δt – intervalo de discretização dos dados

A – área

P_{med} – precipitação média

P_o – precipitação registrada no epicentro da tormenta

u, w – parâmetros empíricos de ajuste da região

Q_p – vazão da bacia

C – coeficiente de escoamento

i – intensidade da chuva

m – número inteiro

q – vazão de contribuição lateral por unidade de largura

ρ - massa específica

θ - ângulo

F_g – força de gravidade

F_a – força de atrito

F_e – força de contração / expansão

F_w – força de cisalhamento

τ - tensão de cisalhamento

I_f – declividade da linha de atrito

τ_w – tensão de cisalhamento do vento

k_e – coeficiente de estreitamento ou expansão

c_f – coeficiente de tensão de cisalhamento

v_r – velocidade fluido relativa á fronteira

F_{pl} – força hidrostática do lado esquerdo

F_{pr} – força hidrostática do lado direito

t_c – tempo de concentração

L – comprimento

H – diferença de cotas entre o ponto mais remoto da bacia e a seção principal

V – velocidade

R_h – raio hidráulico

I – declividade

n – número de Manning

t_t – tempo decorrido para percorrer o trecho considerado

y – lâmina d'água

z – cota de escoamento

h_f – perda de energia

A_m – área molhada da seção

D – diâmetro

P_m – perímetro molhado na seção

R – raio

B – base da galeria

F_p – força de pressão não-balanceada

F_{pb} – força de pressão exercida pelos taludes

SUMÁRIO

RESUMO.....	VII
ABSTRACT	VIII
LISTA DE FIGURAS.....	IX
LISTA DE TABELAS.....	X
LISTA DE VARIÁVEIS.....	XI
<u>1. INTRODUÇÃO</u>	<u>17</u>
<u>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</u>	<u>19</u>
2.1 O SANEAMENTO AMBIENTAL E A DRENAGEM URBANA	19
2.2 ENCHENTES EM CENTROS URBANOS	21
2.3 PLANEJAMENTO DO SISTEMA DE DRENAGEM URBANA	22
2.3.1 PLANEJAMENTO DA MACRODRENAGEM	23
2.3.2 PLANEJAMENTO DA MICRODRENAGEM	25
2.4 HIDROLOGIA APLICADA À DRENAGEM URBANA	26
2.4.1 INTRODUÇÃO	26
2.4.2 FORMAÇÃO, DADOS E CÁLCULO DE PRECIPITAÇÕES.....	26
2.4.3 DISTRIBUIÇÃO TEMPORAL DA PRECIPITAÇÃO.....	29
2.4.4 DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DA PRECIPITAÇÃO.....	34
2.4.5 CÁLCULO DA VAZÃO: O MÉTODO RACIONAL.....	35
2.5 HIDRÁULICA EM ESTRUTURAS DE DRENAGEM URBANA	44
2.5.1 ESCOAMENTO EM CANAIS ABERTOS.....	44
2.5.2 HIDRÁULICA EM SARJETAS.....	47
2.5.3 BOCAS-DE-LOBO.....	49
2.5.4 GALERIAS DE ÁGUAS PLUVIAIS	50
2.5.5 BUEIROS.....	54
2.5.6 AS EQUAÇÕES DE SAINT-VENANT	55
<u>3. METODOLOGIA.....</u>	<u>66</u>
3.1. INTRODUÇÃO	66
3.2. TRAÇADO DA REDE DE DRENAGEM PELO UFC8	67
3.3. MODELAGEM HIDRÁULICA.....	73
3.4. MÓDULO DE DIMENSIONAMENTO – MÉTODO RACIONAL	79
3.4.1 O ALGORITMO DE PROPAGAÇÃO DE VAZÕES	81
3.5. EXEMPLOS ANALISADOS	83

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	84
4.1. REDE DE ALCÂNTARA/MA.....	84
4.2. REDE DE ACARAÚ/CE.....	90
4.3. TRECHO DE GALERIA LONGO E CONTÍNUO.....	96
5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	97
5.1 CONCLUSÕES	97
5.2 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	98
6. BIBLIOGRAFIA	99
APÊNDICES	102
APÊNDICE A	103
APÊNDICE B	108
ANEXOS.....	111
ANEXO I – PLANTA DA REDE PROJETADA DE ALCÂNTARA/MA	112
ANEXO II – PLANTA DA REDE PROJETADA DE ACARAÚ/CE	114

1. INTRODUÇÃO

Sistemas de drenagem urbana são projetados para proporcionar à população beneficiada, mesmo em dias de chuvas torrenciais, uma tranquilidade no que se diz respeito à ocorrência de enchentes ou formação de poças.

Os projetos de drenagem são geralmente feitos com o auxílio de um computador, tanto para o traçado da rede e suas singularidades quanto para o cálculo das vazões e conseqüente dimensionamento do sistema.

A ferramenta computacional desempenha papel fundamental para a engenharia, pois mecaniza os cálculos e facilita o desenho das plantas de projeto. O principal software usado em desenho técnico e mais difundido acadêmico e profissionalmente é o AutoCAD® da AutoDesk®.

Existem poucos softwares no mercado para o dimensionamento de sistemas de drenagem urbana, sendo o mais conhecido no Brasil o CDREN da Tigre®.

A *EPA* (Environmental Protection Agency), agência de proteção ambiental americana, desenvolveu um software, o *epaswmm* capaz de simular sistemas de esgoto sanitário e de drenagem urbana, a partir de dados pré-inseridos pelo usuário.

É comum engenheiros utilizarem, em projetos, o Método Racional no dimensionamento da rede de galerias em um sistema coletor de águas pluviais.

O *epaswmm* utiliza as equações de Saint-Venant (Barré de Saint-Venant) para a propagação das cheias dentro da rede de drenagem urbana. As equações de Saint-Venant são resultados da aplicação das equações da hidrodinâmica aos escoamentos em canais (equações da continuidade e quantidade de movimento).

Foi feita uma comparação entre a utilização do método racional para o cálculo das vazões de projeto em um sistema de drenagem urbana e a utilização das equações de Saint-Venant para a obtenção das mesmas.

Tal análise foi realizada com a ajuda do *epaswmm*, *MSExcels*®, *AutoCAD*® e *UFC8*.

O UFC8 é um software componente do sistema UFC, conjunto de programas computacionais destinados a sistemas hidráulicos. O UFC8 foi desenvolvido para sistemas de drenagem urbana.

Os principais objetivos durante o estudo foram:

- desenvolver um software capaz de dimensionar redes de drenagem urbana;
- tornar o programa computacional desenvolvido de fácil manuseio ao usuário;
- comparar duas metodologias para o cálculo de vazões em sistemas de drenagem urbana.

O capítulo 2 indica os principais conceitos de engenharia utilizados no estudo e mostra uma resumida explanação sobre cada tópico.

No capítulo 3 é mostrada a metodologia utilizada, indicando inclusive como manusear o software UFC8 em alguns de seus comandos.

No capítulo 4 são indicados os resultados obtidos nas comparações feitas e quais parâmetros foram analisados.

O capítulo 5 traz as conclusões obtidas e algumas recomendações para trabalhos futuros na mesma área de pesquisa.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 O SANEAMENTO AMBIENTAL E A DRENAGEM URBANA

O saneamento básico é fundamental para proporcionar às populações uma condição ambiental ideal. Ele está dividido em 5 tipos de serviços: abastecimento de água potável, esgotamento sanitário, drenagem, coleta e destino final adequado do lixo e controle de vetores (ratos, mosquitos etc.).

A drenagem de águas pluviais contribui significativamente para a melhoria na qualidade de vida da população que vive na região beneficiada, diminuindo inclusive o risco de contaminação de diversas doenças de veiculação hídrica.

Existem drenos subterrâneos de águas pluviais que foram construídos há pelo menos 3000 anos atrás (no Antigo Egito) (WALESH, 1989).

“No início, a drenagem era basicamente um complemento da irrigação, mas depois evoluiu para uma técnica com objetivos bem definidos, como recuperar grandes extensões de terrenos inundados” (FERNANDES,2002).

A drenagem urbana compreende o conjunto de todas as medidas a serem tomadas que visem à diminuição dos riscos e dos prejuízos, decorrentes de inundações, aos quais a sociedade está sujeita.

Uma vez que a água precipitada atinja o solo, irá escoar, infiltrar ou ficar armazenada na superfície.

Portanto, a urbanização, por si só, já exige um projeto de drenagem de águas pluviais; isso porque quando uma região é urbanizada, sempre há o aumento de áreas impermeáveis do solo, gerando um aumento no escoamento superficial de águas pluviais e, conseqüentemente, um possível risco de enchentes ou empoçamentos.

Conforme Tucci et al., 2001, À medida que a cidade se urbaniza, em geral, ocorrem os seguintes impactos:

- aumento das vazões máximas devido ao aumento da capacidade de escoamento através de condutos e canais e impermeabilização das superfícies;
- aumento de produção de sedimentos devido à desproteção das superfícies e a produção de resíduos sólidos (lixo);
- deterioração da qualidade da água, devido à lavagem das ruas, ao transporte de material sólido e à ligações clandestinas de esgoto cloacal e pluvial.

Dentre as doenças de veiculação hídrica nas quais uma falta de drenagem correta das águas de chuvas podem causar, destacam-se:

- Dengue, febre amarela urbana, malária (transmitidas por vetores dotados de asas que podem se ploriferar em empoçamentos);
- Esquitossomose (agente etiológico utiliza-se de um hospedeiro aquático que pode se ploriferar em empoçamentos ou alagadiços);
- Lepstopirose (transmitida em contato direto com a água ou solo contaminado; o ambiente torna-se um meio favorável à contaminação quando alagado);
- Febre tifóide, Cólera, Hepatite A (podem ser transmitidos por contato direto com a água; águas contaminadas muitas vezes de alagadiços muitas vezes penetram na rede de abastecimento).

Empoçamentos formam pequenos acúmulos de água devido à falta de drenagem de águas pluviais; as *inundações* são entendidas como situações temporárias e corriqueiras (tempos de recorrência bastante reduzidos), decorrentes do mau funcionamento, precariedade ou inexistência do sistema de drenagem; os *alagadiços* correspondem a águas paradas, geralmente em canais de drenagem natural, como também em canais artificiais, ambos componentes do sistema de macrodrenagem, caracterizados por baixa

velocidade de escoamento e freqüentemente obstruídos por resíduos sólidos (Tucci et al., 1995).

A poluição das galerias pluviais com resíduos sólidos também gera um problema urbano muito sério. Além de causar inundações devido ao entupimento do sistema de drenagem, a água empoçada em vias urbanas estará sujeita à contaminação fácil, haja vista que a mesma estará poluída com lixo urbano.

Segundo dados da FUNASA, nos últimos dois anos, cerca de 1.200 municípios brasileiros sofreram inundações, causando inúmeros prejuízos urbanos, muitas vezes irreparáveis e resultantes em morte. O primeiro levantamento nacional feito sobre o tema mostrou que 78% dos municípios têm serviço de drenagem urbana, sendo que destes 85% dispõem de rede subterrânea para captação e transporte das águas de chuva.

Porém não são os fatores hidrológicos e hidráulicos os únicos fatores que influenciam nos projetos de drenagem urbana. Os fatores não-hidrológicos mais importantes no que diz respeito a projetos de drenagem urbana são o uso e ocupação do solo e o comportamento político dos governantes, entrando em jogo os interesses políticos locais.

2.2 ENCHENTES EM CENTROS URBANOS

As enchentes fazem parte de um fenômeno natural, climático, ou seja, ocorre em período chuvoso. Porém, em regiões metropolitanas as enchentes ganham grandes dimensões. Elas são decorrente da substituição da vegetação original por edificações urbanas (edifícios, residências, prédios públicos, indústrias, asfaltos, calçadas, muros etc.), essas construções impedem a absorção da água solo, causando incremento no volume e velocidade do fluxo superficial.

O fluxo de cursos d'água gerados por chuvas torrenciais através de áreas urbanas consiste em um dos maiores problemas urbanos (LAZARO, 1990).

Para agravar a situação, o lixo deixado em lugares inadequados não permite o escoamento, as galerias pluviais ficam entupidas devido à quantidade de lixo. Tais resíduos também são lançados nos rios e córregos que cortam as cidades; os detritos e dejetos depositados dentro e nas margens dos mananciais acabam voltando para ruas e avenidas.

Fica evidente que é impossível uma cidade crescer sem um correto planejamento da drenagem de águas pluviais; isso geraria problemas urbanos enormes com prejuízos muitas vezes incalculáveis, inclusive de doenças e enchentes citados acima.

2.3 PLANEJAMENTO DO SISTEMA DE DRENAGEM URBANA

É de extrema importância que o crescimento sócio-demográfico de uma cidade acompanhe o planejamento das unidades de infra-estruturas: sistema de transporte urbano, de energia elétrica, de infra-estrutura viária, etc.

Assim como os citados, o projeto de drenagem de águas pluviais deve ser sempre feito de forma integrada com o crescimento urbano. Um plano diretor de drenagem mal-projetado pode causar sérios prejuízos à cidade, como enchentes incontroláveis e possíveis perdas de vidas humanas.

Tal plano, quando feito levando em consideração todos os fatores (supracitados) de forma integrada, traz benefícios maiores que os de projetos de drenagem isolados. No plano diretor, mais importante que o detalhamento, é a concepção do sistema, com a locação das estruturas hidráulicas e o estudo de suas interferências com as outras unidades de infra-estrutura.

O planejamento da drenagem urbana envolve desde a concepção inicial até o cronograma final de obras a serem executadas.

O sistema de drenagem é formado por dois sistemas distintos, que são planejados e calculados de forma diferenciada. Um é o projeto sistema de macro-drenagem e o segundo é o do sistema de micro-drenagem.

2.3.1 Planejamento da Macro drenagem

As estruturas responsáveis pela macro drenagem urbana recebem águas oriundas das sarjetas, galerias e valas. Elas são as últimas estruturas de um sistema de drenagem e cabe a elas dar destino final à água captada, sendo também responsáveis por uma vazão muito grande. O projeto adequado de macro-drenagem condiciona a população a uma tendência de bom desenvolvimento urbano, evitando grandes enchentes ou indesejáveis acúmulos de água, que são possíveis focos para organismos patogênicos. Em áreas urbanas, um mal-planejamento deste sistema é o responsável pelas inundações mais graves e conseqüentemente por prejuízos em estruturas de galerias. O Manual de Projeto de Drenagem Urbana organizado pela CETESB e DAEE (1986) chama a atenção para o fato de, na ausência de tal planejamento, as águas pluviais escorrerem por depressões topográficas e pelos canais naturais, de forma desordenada, colocando em risco vidas humanas.

O processo de urbanização mantém uma interdependência com as galerias pluviais. O aumento de áreas urbanas diminui a infiltração, incrementa o escoamento superficial e diminui o tempo de concentração das cheias.

As estruturas de macro-drenagem conduzem as águas captadas pela micro-drenagem e mantém o fluxo em direção ao seu destino final. A macro-drenagem em uma área urbana pode ser considerada como uma rede de drenagem natural pré-existente, formada pelos córregos, riachos e rios (Martins et al. 1995).

Como a vazão afluente no sistema de macro drenagem aumenta com o aumento das estruturas de micro-drenagem, é importante prever sempre uma ampliação para os canais principais. Portanto, em muitas vezes, tais canais são projetados em etapas, deixando-se um revestimento em concreto para o futuro, prevendo um aumento de urbanização e conseqüente aumento na vazão afluente.

As obras de macro drenagem normalmente são formadas por reformas em canais naturais, construção de novos, construção de galerias em

grandes dimensões, ou ainda algum elemento especial de projeto, como por exemplo, degraus para dissipação de energia.

Martins et al. (1995) chama a atenção para manuais de projetos de drenagem da década de 40 e 50, os quais orientam projetistas a calcularem os canais de macrodrenagem considerando um escoamento permanente e uniforme (como em estruturas de microdrenagem (sarjetas, galerias, etc.)), o que é inadequado para nossa época, com problemas diferentes dos daquele tempo. Recomenda-se o desenvolvimento de técnicas de modelagem matemática de escoamento livres para a solução de canais de tal magnitude.

Em canais artificiais de macrodrenagem, muitas vezes não é possível utilizar o critério de máxima eficiência hidráulica em seu dimensionamento. Geralmente, tais canais são dimensionados conforme o critério de velocidades mínimas e máximas permissíveis, sendo os valores 0,50m/s e 0,90m/s recomendados respectivamente. Há ainda alguns autores que consideram uma velocidade de fluxo mínima de 0,75m/s para que não haja formação de vegetação no fundo do canal (Martins et al. (1995)).

Ao final do dimensionamento, é desejável que se projete uma borda livre (folga de nível) a fim de se evitar transbordo devido à ação de ventos, marés, ondulações provindas de ressalto hidráulico ou outro fenômeno do tipo.

Em galerias subterrâneas, a função da borda livre é a de se evitar a propagação de ondas e alguma eventual incorporação de ar que possa causar afogamento da galeria.

Martins et al. (1995) divide um projeto do sistema de macrodrenagem em três etapas distintas:

- 1) Projeto preliminar: são levantadas alternativas de solução para o problema apresentado (dados disponíveis);
- 2) Projeto básico: as alternativas menos viáveis são descartadas mediante estudos topográfico, geológico e econômico-financeiro. A melhor alternativa é então escolhida e detalhada. São apresentados memoriais de cálculos, dimensionamentos, orçamentos e desenhos;

- 3) Projeto executivo: são elaborados cálculos estruturais, desenhos de formas e documentos necessários para a execução das medições.

2.3.2 Planejamento da Microdrenagem

A microdrenagem constitui o sistema de condutos responsáveis por escoar as águas oriundas de precipitações até o sistema de macrodrenagem. O seu dimensionamento hidráulico é feito conforme a vazão afluyente decorrente da chuva e é explicado com detalhes no tópico sobre hidráulica no sistema de drenagem urbana.

Os principais dados necessários para o projeto de uma rede de microdrenagem são (Tucci et al., 1995):

- 1) Plantas:
 - a) Planta de situação da localização dentro do Estado;
 - b) Planta geral da bacia contribuinte: escalas 1:5000 ou 1:10.000;
 - c) Planta plani-altimétrica da área de projeto na escala 1:2.000 ou 1:1.000 com os pontos de esquinas e pontos notáveis cotados;
- 2) Levantamento topográfico da região;
- 3) Cadastro de redes de esgoto ou outros serviços de infra-estrutura que possa gerar interferências no projeto;
- 4) Características de Urbanização:
 - a) Tipo de ocupação (residências, praças, etc.);
 - b) Porcentagem de ocupação dos lotes;
 - c) Ocupação e recobrimento do solo nas áreas não urbanizadas pertencentes à bacia;
- 5) Características do corpo de água receptor:

- a) Indicações sobre o nível de água máximo do rio que irá receber o lançamento final;
- b) Levantamento topográfico do local de descarga final.

2.4 HIDROLOGIA APLICADA À DRENAGEM URBANA

2.4.1 Introdução

As estruturas hidráulicas projetadas para um sistema de drenagem são dimensionadas de acordo com a chuva de projeto. Portanto, um estudo hidrológico na região torna-se imprescindível para os cálculos, pois as vazões de projeto são geralmente obtidas através de modelos chuva-vazão.

Existem diferentes formas de precipitação na natureza: geada, orvalho, chuvisco, chuva, neve, saraiva e granizo. Para a cidade de Fortaleza, a precipitação na forma líquida, a chuva, é a que nos interessa para projetos de redes de drenagem urbana.

2.4.2 Formação, Dados e Cálculo de Precipitações

Uma quantidade consideravelmente grande de vapor d'água encontra-se em suspensão no ar formando um reservatório em potencial de água que, ao se condensar, pode vir a formar precipitações.

A precipitação ocorre quando o peso formado pelo volume de água contido em uma determinada nuvem supera as forças eletrostáticas que o mantêm suspenso.

As precipitações são classificadas em três tipos, conforme qual o mecanismo origina o deslocamento do ar:

1) Convectivas: é o tipo de chuva que acontece quando uma massa de ar passa sobre uma superfície bastante quente. Acontece uma rápida ascensão do ar menos denso, que se condensará com formação de nuvens e

possíveis precipitações. Tais chuvas são conhecidas por serem “torós”, “pancadas de chuvas”, que podem causar inundações em pequenas bacias;

2) Orográficas: Acontece quando os ventos quente-úmidos, soprando normalmente do oceano para o continente, encontram em seu caminho uma região montanhosa; tais correntes de ar são então obrigadas a elevarem-se, e se resfriam em condições adiabáticas, com conseqüente condensação de vapor e formação de nuvens com possível precipitação;

3) Frontais: Esse tipo de chuvas ocorre na interação de massas de ar quentes e frias. Ocorre nas regiões da atmosfera onde há convergência de massas. O ar quente é impulsionado para cima, onde resfria-se e condensa o vapor d’água e produz a chuva.

As precipitações em forma líquida (chuvas) são medidas por dois tipos de instrumentos: pluviômetros e pluviógrafos. Ambos usam a mesma metodologia: medem o volume de água precipitado em uma área unitária.

A diferença é que os pluviômetros registram os dados como valores de altura (unidade de comprimento), representando a altura de lâmina d’água que cobriria a área com aquele volume.

Já os pluviógrafos, registram o volume precipitado continuamente no tempo e a intensidade da chuva é representada pela relação entre a altura total precipitada naquele intervalo de tempo e o próprio intervalo de tempo.

É de extrema importância uma coleta de dados hidrológicos correta. Os dados coletados serão utilizados nos cálculos hidrológicos e conseqüentemente nos cálculos hidráulicos da rede.

Tucci (1995) recomenda que, em toda a área urbana seja instalado, pelo menos, um pluviógrafo para melhorar a qualidade dos estudos hidrológicos que irão apoiar os projetos de controle de inundação. Quando pesado o custo-benefício, o custo de instalação e operação de um instrumento é desprezível quando comparado à economia e à segurança que seus dados podem transmitir.

Quanto mais complexo tornar-se o projeto em questão, maior a necessidade de utilizar registros históricos de precipitação local, porém tais

dados nem sempre estão disponíveis. Em último caso, utiliza-se dados de locais próximos, o que pode comprometer a confiabilidade dos dados.

Quando estudamos precipitações estamos interessados principalmente em: o volume total precipitado, sua distribuição ao longo do tempo e espaço e a frequência de ocorrência daquela chuva.

As relações intensidade-duração-frequência de uma chuva são obtidas por uma série de dados de chuvas intensas que sejam representativas para o local em estudo. A precipitação máxima pontual na região é então assim obtida.

Tucci (1995) chama atenção para o estudo apresentado por Pfafstetter para diferentes regiões brasileiras na caracterização das relações intensidade-duração-frequência para os 98 postos pluviográficos espalhados pelo Brasil.

As relações apresentadas seguem a seguinte expressão empírica (usada para definir a precipitação máxima em um posto, em função de sua duração e período de retorno):

$$P = T^{\left(\alpha + \frac{\beta}{T^\gamma}\right)} \cdot [a \cdot t + b \cdot \log(1 + c \cdot t)] \quad (2.1)$$

Onde,

P -> precipitação total máxima em mm;

a, b e c -> constantes relacionadas a cada posto;

α e β -> valores que dependem da duração da chuva;

t -> tempo de duração da chuva em minutos;

T -> tempo de retorno, em anos;

γ -> parâmetro adotado como 0,25 para todos os postos.

As tabelas 2.1 e 2.2 apresentam valores de α para os diferentes tempos de duração e de a, b, c e β para algumas cidades brasileiras respectivamente.

Tabela 2.1 – Valores de α (Pfastetter, 1982)¹

Duração	α	Duração	α	Duração	α
5 min.	0,108	15 min.	0,122	30 min.	0,138
1 h.	0,156	2 h.	0,166	4 h.	0,174
8 h.	0,176	14 h.	0,174	24 h.	0,170
48 h.	0,166	3 dias	0,160	4 dias	0,156
6 dias	0,152				

Tabela 2.2 – Valores de β , a, b e c para algumas cidades brasileiras (Pfastetter, 1982)²

POSTOS	β						
	5 min.	15 min.	30 min.	1 h – 6 dias	A	b	c
Fortaleza – CE	0,04	0,04	0,08	0,08	0,2	36	20
B. Horizonte - MG	0,12	0,12	0,12	0,04	0,6	26	20
Natal – RN	-0,08	0,00	0,08	0,12	0,7	23	20
Maceió – AL	0,00	0,04	0,08	0,20	0,5	29	10
João Pessoa - PB	0,00	0,00	0,04	0,08	0,6	33	10
Manaus – AM	0,04	0,00	0,00	0,04	0,1	33	20
Cuiabá – MT	0,08	0,08	0,08	0,04	0,1	30	20
Goiânia	0,08	0,08	0,08	0,12	0,2	30	20
Florianópolis - SC	-0,04	0,12	0,20	0,20	0,3	33	10

2.4.3 Distribuição Temporal da Precipitação

Além de conhecer o total precipitado, é de fundamental importância saber a correta distribuição desse volume durante o tempo da precipitação.

A distribuição temporal do volume precipitado nos indicará a forma do hidrograma de escoamento superficial direto causado pela chuva excedente.

Nos estudos hidrológicos voltados à drenagem urbana, normalmente são adotados modelos matemáticos do tipo chuva x vazão para definição dos hidrogramas de projeto (CANHOLI, 2005).

¹ Fonte: Tucci (1995)

² Fonte: Adaptada de Tucci (1995)

O hietograma de projeto é um gráfico onde se mostra a intensidade da chuva ao longo de sua duração. Ele é capaz de informar a maior precipitação para a qual a obra deve estar projetada.

Ele pode ser representado geralmente em três formas diferentes: a) de uma forma contínua com o tempo (Figura 2.1); b) dividindo a duração da chuva em intervalos de tempos iguais e registrando, em cada intervalo, a intensidade média da chuva num gráfico de barras (Figura 2.2); c) relacionando a chuva acumulada total desde o início com a duração da chuva, gerando um gráfico de forma adimensional (Figura 2.3).

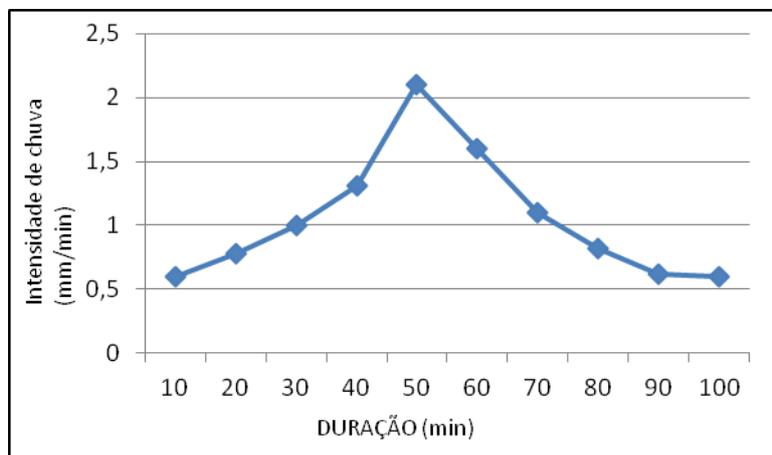


Figura 2.1 – hietograma representado de forma contínua

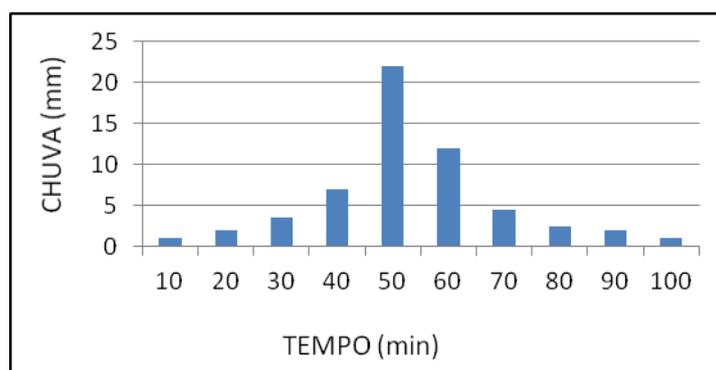


Figura 2.2 – hietograma representado em barras.

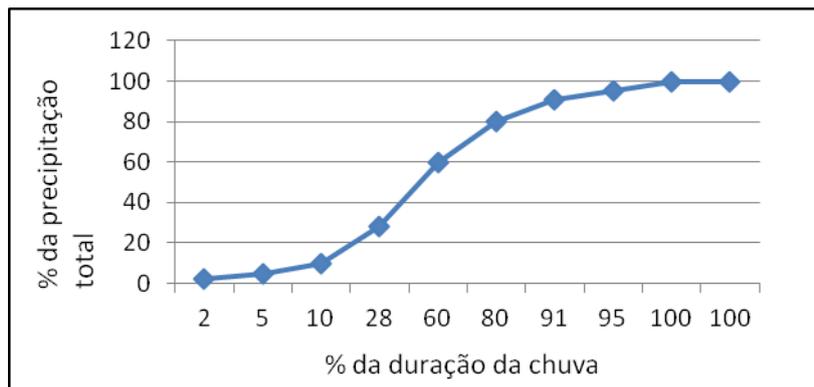


Figura 2.3 – exemplo de hietograma na forma adimensional

Zahed et al. (1995) chama a atenção para a necessidade da interação da distribuição temporal da chuva e o tempo de resposta da bacia hidrográfica àquela precipitação, pois é tal análise que determinará a vazão máxima do hidrograma gerado por uma curva e em qual instante ela ocorreu.

Como a elaboração do hietograma de projeto depende de vários fatores, e não é possível estimar um padrão de hietograma para diferentes precipitações de mesma duração. Isso é explicado pelo fato de envolver elementos físicos e fenômenos naturais complexos.

Mesmo não podendo prever um hietograma-padrão, é possível, através de dados históricos, observar que algumas tendências para as precipitações (Zahed et al., 1995):

- 1) para chuvas de curta duração (menores que meia hora), o hietograma é caracterizado por grandes intensidades no início da precipitação;
- 2) para chuvas de duração média (menores que dez horas), o hietograma é representado por intensidades maiores na primeira metade da duração;
- 3) para chuvas de grande duração, acima de dez horas, o hietograma apresenta intensidades mais uniformes.

Os dados de origem para a elaboração do hietograma e conseqüente distribuição temporal da chuva de projeto são oriundos de postos pluviográficos ou pluviométricos, ou de radar meteorológico, ou então, na falta

de dados pluviométricos medidos de forma direta, pode-se utilizar-se das relações intensidade-duração-freqüência para a região de interesse.

Dentre os métodos existentes para a distribuição temporal de uma precipitação, um dos mais simples é o mostrado por Yen e Chow (1980), o método do hietograma triangular, descrito brevemente a seguir.

O método do hietograma triangular é a forma mais simples de se apresentar um hietograma. Possui a forma geométrica de um triângulo, onde sua base é representada (figura 2.4) por t_d (duração da chuva), e sua altura é dada por h (altura precipitada).

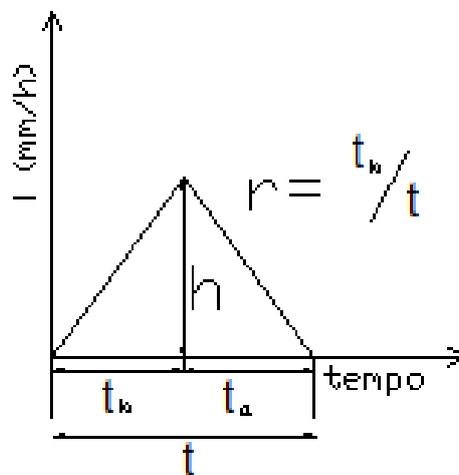


Fig. 2.4 – Hietograma triangular

O total da precipitação, P , no hietograma é dado por:

$$P = \frac{t \cdot h}{2} \quad (2.2)$$

Ou ainda:

$$h = \frac{2 \cdot P}{t} \quad (2.3)$$

Sendo:

h -> altura do triângulo (precipitação) [L / T];

t -> tempo de duração da chuva [T] ;

t_a -> tempo de recessão [T];

t_b -> tempo decorrido antes do pico [T].

O fator r , coeficiente de avanço de tormenta, caracteriza a porcentagem do tempo que ocorre antes do pico t_b do hietograma em relação à duração total da chuva. Temos então:

$$r = \frac{t_b}{t} \quad (2.4)$$

A Tabela 2.3 mostra alguns valores de r :

Tabela 2.3 – Valores de r (Chow, Maidment e Mays, 1988)³

Local	r
Baltimore	0,399
Cincinnati	0,325
Cleveland	0,375
Gauhati, Índia	0,416
Ontário	0,480
Philadelphia	0,414
Urbana, Illinois	0,32 – 0,43
Boston	0,35 – 0,42

Outra metodologia simples para distribuição temporal de uma precipitação é a utilizada pelo método dos blocos alternados. Neste método, a distribuição temporal é obtida através das relações intensidade-duração-freqüência. A distribuição de totais de chuva é feita em intervalos de tempo contidos na duração total da mesma. Zahed et al. (1995) descreve 5 passos para a aplicação do método:

1) definir o tempo da precipitação (t_d) e o intervalo de discretização dos dados (Δt);

³ Fonte: Adaptada de Tucci et al. (1995)

- 2) obter a intensidade da chuva para cada duração discretizada através da relação intensidade-duração-freqüência;
- 3) as intensidades obtidas são então transformadas em alturas de chuvas e acumuladas até o último intervalo de tempo;
- 4) calculam-se os incrementos (diferença) dos totais acumulados;
- 5) os incrementos (ou blocos) obtidos são rearranjados numa seqüência tal que, no centro da duração da precipitação, esteja o bloco maior, e, em seguida, os demais blocos são dispostos em ordem decrescente, um à direita e o outro, alternadamente.

2.4.4 Distribuição Espacial da Precipitação

Além do estudo da distribuição temporal da precipitação, é necessário também fazer uma análise em relação a sua distribuição no espaço, pois dependendo da topografia da região, essa área pode variar de 1 a 30km². Portanto, a distribuição espacial da tormenta é um elemento de projeto importantíssimo.

O método mais simples para a distribuição espacial da precipitação máxima é o da média aritmética. Neste método, a média das precipitações registradas nos postos é considerada como a média precipitada na área.

Como este método depende dos registros nos postos, ele é de boa aplicabilidade em regiões onde existe uma grande quantidade de postos e que não haja grandes variações de medidas entre os mesmos.

Outros dois métodos são bastante utilizados para realizar a distribuição espacial da chuva são o dos polígonos de Thiessen e o método das isoietas.

No método utilizando os polígonos de Thiessen, o projetista considera que a chuva em um determinado ponto é igual à que foi medida no posto mais próximo. As áreas de influência de cada posto são feitas traçando mediatrizes das linhas que unem os postos (traça-se linhas unindo postos

vizinhos e retas dividindo cada linha dessa ao meio, demarcando as áreas de influência).

Pelo método das isoietas, o projetista considera uma variação linear de precipitação entre os valores medidos em dois postos consecutivos. As áreas de influência desse método são demarcadas por duas isoietas consecutivas (linhas de mesma precipitação).

Zahed et al. (1995) alerta ainda para algumas relações empíricas, como por exemplo:

$$P_{méd} = P_0 \cdot e^{-u \cdot A^w} \quad (2.5)$$

Onde:

$P_{méd}$ -> chuva média sobre uma área A ;

P_0 -> chuva registrada no epicentro da tormenta;

u e w -> parâmetros empíricos de ajuste da região.

Segundo Occhipinti (1989), pesquisas realizadas sobre diversas chuvas extremas em diferentes pontos da Terra mostram que as alturas pluviométricas máximas variam com o inverso do quadrado da área sobre a qual a precipitação se distribui (Zahed et al., 1995).

2.4.5 Cálculo da vazão: o método racional

Um método vastamente usado no cálculo da vazão máxima de projeto em pequenas bacias hidrológicas (< 2 km²) é o método racional. Este método foi introduzido nos Estados Unidos e logo difundido em outros países, embora criticado por alguns acadêmicos devido à sua simplicidade.

A limitação desse método quanto à área da bacia está no fato de que, normalmente, esse método fornece apenas um ponto no hidrograma. Quando a bacia estudada for extensa, com várias sub-bacias, a tendência

(quando utilizado essa metodologia) é superestimar as descargas e conseqüentemente ocasionar um superdimensionamento nas estruturas de drenagem.

Quando adequadamente aplicado, fornece resultados satisfatórios em projetos de Drenagem Urbana (Manual de Projeto, CETESB e DAEE (1986)). Tucci (1995) aponta os três princípios fundamentais dessa metodologia, listados abaixo:

- 1) A duração da precipitação máxima de projeto é igual ao tempo de concentração da bacia. Admite-se que a bacia é pequena para que essa condição aconteça;
- 2) O método racional adota um coeficiente único de perdas, chamado de C , que é estimado com base nas características da bacia;
- 3) Não avalia o volume da cheia e a distribuição temporal das vazões.

A equação do modelo do método racional é:

$$Q_p = 0,278 \cdot C \cdot i \cdot A \quad (2.6)$$

Onde:

Q_p -> Vazão da bacia obtida em m^3/s ;

C -> Coeficiente de escoamento;

i -> Intensidade da chuva em mm/h ;

A -> Área da bacia considerada, em km^2 ;

É de grande importância, na aplicação do Método Racional a avaliação de alguns fatores: tempo de concentração, tempo de retorno coeficiente de escoamento e intensidade da chuva. Os cálculos destes parâmetros serão brevemente explicados a seguir.

Existem várias equações para o cálculo do tempo de concentração em uma determinada bacia. Uma das equações mais utilizadas em estudos de bacias rurais é a equação de Kirpich (1940), lembrada por Tucci et al. (2001) :

$$t_c = 57 \cdot \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.28} \quad (2.7)$$

Onde:

t_c -> tempo de concentração em minutos;

L -> comprimento do maior talvegue, em km;

H -> diferença de elevação entre o ponto mais remoto da bacia e a seção principal (m).

Nas superfícies urbanas e/ou condutos do sistema de drenagem urbana, o tempo de concentração consiste no tempo requerido pelo escoamento superficial para fluir, sobre a superfície até atingir a primeira boca-de-lobo (tempo de entrada) e também o tempo do percurso na galeria até atingir algum ponto de estudo (Ex.: um poço de visita).

O segundo tempo supracitado (tempo de escoamento no interior das galerias) pode ser obtido através das características hidráulicas do fluxo. Aplicando a equação de Manning no interior de uma galeria estudada, fazendo

$V = \frac{Q}{A}$ (velocidade igual à razão entre vazão e área transversal do fluxo) e isolando a velocidade, temos:

$$V = R_h^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \cdot n^{-1} \quad (2.8)$$

Onde:

V -> velocidade do fluxo em m/s;

R_h -> raio hidráulico (m);

I -> declividade no trecho do canal em questão;

n -> número de Manning do material do conduto ($s/m^{1/3}$).

Calculada a velocidade no trecho, e sabendo o comprimento L do mesmo, é possível facilmente obter o tempo de escoamento no percurso através da equação do movimento retilíneo e uniforme:

$$V = \frac{L}{t_t} \quad (2.9)$$

Sendo,

V -> velocidade de escoamento (L / T);

t_t -> tempo decorrido para percorrer o trecho considerado (T);

L -> comprimento do trecho (L);

Já o primeiro tempo citado (tempo de entrada), aquele em que corresponde ao tempo da água pluvial escorrer sobre a superfície até a primeira boca-de-lobo, varia segundo diversos fatores, como: declividade da superfície na região, armazenamento de água em depressões ao longo do caminho de fluxo, tipo de revestimento do solo, chuva anterior à estudada, capacidade de infiltração do solo e comprimento da superfície de escoamento (Manuela de Projeto, CETESB e DAEE, 1986).

Normalmente, quanto maior a intensidade da chuva, menor é o seu tempo de entrada. É de prática em projetos de drenagem urbana utilizar um tempo de entrada de 10 a 30 minutos. Para Fortaleza, normalmente é utilizado como tempo de concentração da bacia (tempo de entrada) mínimo o valor de 15 minutos.

Portanto, o tempo de concentração na bacia é calculado. Se seu valor for inferior a 15 (quinze) minutos, é utilizado esse valor como tempo de entrada. Caso contrário, o valor calculado é utilizado.

O tempo de entrada pode ser também estimado como função da distância de escoamento superficial e a da velocidade de percurso, ambas medidas do ponto mais distante da bacia.

O Manual de Projeto de Drenagem (CETESB e DAEE, 1986) chama a atenção para dois erros muito comuns cometidos por projetistas no que concerne a estimar o tempo de entrada de uma bacia. O primeiro deles é a adoção de velocidades muito baixas para áreas próximas dos coletores. O segundo erro freqüente é o de não rever o valor do deflúvio superficial direto, calculada para uma determinada parte da bacia, quando este apresentar-se maior que o calculado para a bacia inteira.

Esse segundo erro normalmente ocorre em regiões de bacias longas ou então em bacia em que sua porção superior contém terrenos em gramados, enquanto que a inferior possui terrenos com características urbanas. Assim, as áreas mais a montante tem velocidades de escoamento muito baixas, não podendo ser calculada por expressões que regem canais (ex.: Manning), devendo ser aplicado o estudo do escoamento superficial propriamente dito, sem um talvegue definido (CETESB e DAEE, 1986).

Entende-se como período de retorno ou intervalo de ocorrência em hidrologia como o inverso da probabilidade de ocorrência de um evento hidrológico. Isso significa que se um determinado evento hidrológico tem a probabilidade de ser atingida ou excedida igual 5% em um ano qualquer, seu período de retorno será $T = 1/0,05 = 20$ anos.

Em cálculo de obras hidráulicas, é através do período de retorno do evento em questão que se decide o grau de proteção conferido à população (Porto, 1995). Temos, portanto, que escolher o “risco” da obra.

Na escolha do período de retorno para uma determinada cheia, é necessário considerar o custo-benefício de algumas variáveis difíceis de serem quantificadas e que, muitas vezes impossíveis de serem alocados seus valores monetários, como por exemplo, a possibilidade de uma enchente inundar uma comunidade inteira.

É evidente que a escolha de um período de retorno em um cálculo hidráulico está associada a um risco de aquela obra falhar, ao menos uma vez, durante sua vida útil. Diante dos inúmeros fatores que dificultam a escolha do período de retorno, projetistas recorrem sobre valores aceitos no meio técnico

e acadêmico. Os valores mostrados na tabela 2.4 mostram valores de períodos de retorno que são freqüentemente encontrados na literatura para diferentes tipos de ocupação.

Tabela 2.4 – Períodos de retorno para diferentes ocupações da área⁴

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

As dificuldades na escolha de um período de retorno não se encontram apenas nos fatores citados (econômicos, sociais e políticos), mas também, a fatores hidrológicos. Basta lembrar que as chuvas de projeto são calculadas segundo uma relação intensidade-relação-freqüência e essas relações nos fornecem uma intensidade média de precipitação ao longo de sua duração, mas não nos mostram a variação da intensidade instantânea ao longo do tempo.

Podemos então, ter uma intensidade média calculada pelas relações intensidade-duração-freqüência menor que uma determinada intensidade instantânea ocorrida ao longo da duração da precipitação.

É importante frisar que o coeficiente de escoamento superficial adotado no método racional envolve vários fatores que influem no fluxo. Ele depende dos seguintes aspectos:

- 1) Solo;

⁴ Fonte: Tucci et al. (1995)

- 2) Cobertura vegetal;
- 3) Tipo de ocupação da área;
- 4) Tempo de retorno da precipitação;
- 5) Intensidade da precipitação.

O coeficiente de escoamento escolhido para o cálculo varia de acordo com cada região. A tabela 2.5 apresenta alguns valores do coeficiente de escoamento C conforme a superfície local.

Tabela 2.5 – Valores do coeficiente C com base em superfícies (ASCE, 1969)⁵

Superfície	C	
	Intervalo	valor esperado
Pavimento:		
Asfalto	0,70 – 0,95	0,83
Concreto	0,80 – 0,95	0,88
Calçadas	0,75 – 0,85	0,80
Telhado	0,75 – 0,95	0,85
Cobertura: grama, arenoso		
Plano (2%)	0,05 – 0,10	0,08
Médio (2 a 7%)	0,10 – 0,15	0,13
Alta (7%)	0,15 – 0,20	0,18
Grama, solo pesado		
Plano (2%)	0,13 – 0,17	0,15
Médio (2 a 7%)	0,18 – 0,22	0,20
Declividade alta (7%)	0,25 – 0,35	0,30

Dentre os diversos fatores citados para o dimensionamento de um projeto de drenagem, é preciso ter um cuidado especial com a intensidade da chuva de projeto, pois um cálculo errado pode induzir a previsão de cheias erradas e conseqüentemente um sub-dimensionamento do sistema com efeitos drásticos (colapso no sistema, enchentes, etc.).

Villela e Mattos (1975) cita a equação mais utilizada para expressar a intensidade da precipitação pela relação intensidade-duração-freqüência, que é mostrada a seguir (Tucci et al., 1995):

⁵ Fonte: Tucci et al.(1995)

$$i = \frac{k \cdot T^a}{(t + b)^c} \quad (2.10)$$

Que é adaptada e reescrita da seguinte forma para alguns municípios brasileiros:

$$i = \frac{a \cdot T^b}{(t + c)^d} \quad (2.11)$$

Ou ainda para outros, da seguinte forma:

$$i = \frac{a \cdot T^b}{(t + c)^{a \cdot T^e}} \quad (2.12)$$

Sendo:

i -> intensidade máxima da chuva, em mm/h;

k, a, b, c, d, e e -> coeficientes para ajuste de acordo com o local estudado;

t -> tempo de duração da chuva, em minutos;

T -> período de retorno, em anos.

A seguir, as equações de chuvas para alguns locais brasileiros, juntamente com os valores das constantes para aqueles locais (Tucci et al. 1995).

1) Fortaleza/CE:

$$i = \frac{506,99 \cdot T^{0,181}}{(t + 8)^0} \cdot 61$$

(2.12a)

2) Salvador/BA:

$$\hat{i} = \frac{1.578,61 \cdot T^{0,244s}}{(t + 22)^{0,94 \cdot T^{0,022s}}}$$

(2.12b)

3) São Carlos/SP:

$$\hat{i} = \frac{1.519 \cdot T^{0,23s}}{(t + 16)^{0,93s}}$$

(2.12c)

4) João Pessoa/PB:

$$\hat{i} = \frac{369,4 \cdot T^{0,1s}}{(t + 5)^{0,56s}}$$

(2.12d)

5) Natal/RN:

$$\hat{i} = \frac{502,47 \cdot T^{0,1431}}{(t + 10,8)^{0,60s}}$$

(2.12e)

6) Rio de Janeiro/RJ:

$$i = \frac{3.463 \cdot T^{0.172}}{(t + 22)^{0.761}} \quad (2.12f)$$

2.5 HIDRÁULICA EM ESTRUTURAS DE DRENAGEM URBANA

As galerias de águas pluviais, sarjetas e bueiros são estruturas hidráulicas projetadas para trabalharem como condutos livres (canais), ou seja, apresentam uma parte de sua superfície em contato com a atmosfera (há casos de galerias projetadas para trabalharem como condutos forçados, porém não são comuns). Seus respectivos dimensionamentos devem ser feitos de modo que o sistema hidráulico trabalhe sem causar inconvenientes urbanos de nenhum tipo (CETESB e DAEE, 1986).

Os cálculos hidráulicos são realizados normalmente considerando as vazões da chuva inicial de projeto. Atenção cuidadosa deve ser dada também às condições de escoamento, que podem interferir na velocidade, seja não atingindo a velocidade mínima (prejudicando assim o fluxo), seja ultrapassando a máxima (causando assim possível assoreamento nas galerias).

2.5.1 Escoamento em canais abertos

O escoamento em condutos livres pode ser classificado segundo dois critérios: variação das características do fluido no tempo ou sua variação ao longo do canal (espaço).

No que se diz respeito às características do fluxo ao longo do tempo, o escoamento pode ser classificado como permanente ou não-permanente. Se o vetor velocidade não se alterar em direção e intensidade em qualquer ponto do líquido em movimento, o escoamento é classificado como permanente (características hidráulicas constantes ao longo do tempo, porém podem variar de uma seção para outra do canal).

Quanto às características do líquido ao longo do espaço, o regime de escoamento pode ser classificado uniforme ou variado (sendo este último retardado ou acelerado).

No caso do estudo do regime permanente e uniforme, isolando um trecho de um canal e aplicando sobre o mesmo a equação da continuidade e o teorema de Bernoulli (resultante da ação da gravidade, pressão e resistência), resulta-se no que segue.

Na figura 2.5 nos mostra um perfil longitudinal de um trecho de um canal aberto (superfície da água sujeito à pressão atmosférica). Temos que a carga hidráulica total do fluxo será dada pela somas de suas energias de cota e de velocidade.

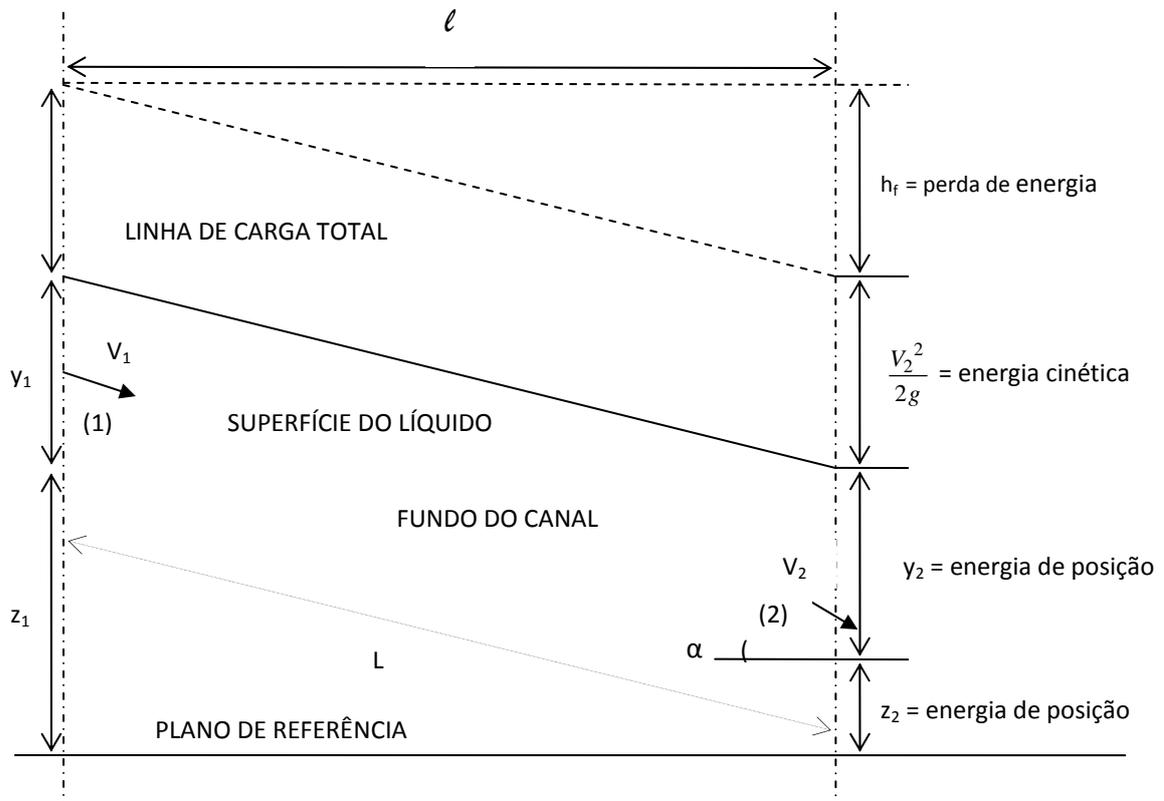


Figura 2.5 – escoamento uniforme em canais abertos⁶

Aplicando a Equação de Bernoulli entre os pontos (1) e (2) da figura acima, temos:

⁶ Fonte: Rodrigues, 2006

$$\frac{V_1^2}{2g} + y_1 + z_1 = \frac{V_2^2}{2g} + y_2 + z_2 + h_f \quad (2.13)$$

Onde:

V_1 -> velocidade média do fluido no ponto (1) ([L] / [T]);

V_2 -> velocidade média do fluido no ponto (2) ([L] / [T]);

y_1 -> Lâmina d'água do escoamento no ponto (1) ([L]);

y_2 -> Lâmina d'água do escoamento no ponto (2) ([L]);

z_1 e z_2 -> Cota do escoamento em relação a algum plano de referência ([L]);

h_f -> perda de energia no trecho estudado ([L]);

Para o escoamento permanente, temos $v_1 = v_2$ e, sendo o mesmo uniforme, $y_1 = y_2$.

Portanto, a Equação 2.13 passa a:

$$z_1 = z_2 + h_f \quad (2.14)$$

Que, isolando o termo da perda de energia, é escrita:

$$h_f = z_1 - z_2 \quad (2.15)$$

Analisando os elementos geométricos da figura 2.5, observamos que:

$$\sin \alpha = \frac{h_f}{L} \quad (2.16)$$

E ainda que (para ângulos pequenos):

$$\tan \alpha = \frac{h_f}{L} \quad (2.17)$$

Sendo:

L -> comprimento do trecho ([L]);

Para α suficientemente pequeno, com valores inferiores a 5° , temos que o seno do ângulo confunde-se com sua tangente. Sendo I a declividade do trecho, matematicamente temos:

$$h_f = z_2 - z_1 = L \tan \alpha = L \cdot I = \Delta h \quad (2.18)$$

2.5.2 Hidráulica em Sarjetas

Sarjetas são estruturas projetadas como canais, geralmente de seção triangular, limitadas lateralmente pela guia de passeio, com leito de concreto ou do próprio material do pavimento.

Em ruas de paralelepípedo reajuntados com areia, as sarjetas podem ser também de paralelepípedos mas aplicados com argamassa (areia e cimento) (Botelho, 1985).

Para o dimensionamento hidráulico das sarjetas, os projetistas brasileiros usam comumente a equação de Manning, onde:

$$Q = A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \cdot n^{-1} \quad (2.19)$$

Sendo:

Q = Vazão do canal (no caso, sarjeta) (m^3/s);

A = Área molhada na da seção do canal (m^2);

R = Raio Hidráulico (razão entre área molhada do canal e seu perímetro molhado) (m);

I = Declividade do canal (sarjeta);

n = Número de Manning considerado (normalmente 0,013 para concreto).

A tabela 2.6 apresenta diferentes valores de 'n' para materiais usuais.

Tabela 2.6 – Valor do coeficiente de Manning para diferentes materiais⁷

Material da sarjeta	n de Manning (s/m ^{1/3})
Asfalto suave	0,013
Asfalto rugoso	0,016
Concreto suave com pavimento de asfalto	0,014
Concreto rugoso com pavimento de asfalto	0,015
Pavimento de concreto	0,014-0,016
Pedras	0,016

Como temos a vazão obtida através dos cálculos hidrológicos, o cálculo da área da sarjeta é feito pela equação (2.18) escolhendo a lâmina d'água de projeto. É então calculada a área útil da sarjeta (A_m) e suas dimensões são determinadas.

É comum adotar como parâmetro de velocidades máxima e mínima de escoamento em projetos de ruas e avenidas os valores de 3,0m/s e 0,75m/s respectivamente (Tucci et al. (1995)). A largura da sarjeta, em ruas com estacionamento, usualmente é 0,90m, enquanto que seu valor usual em ruas sem estacionamento é de 0,60m.

Tucci et al. (1995) chama a atenção para fatores de redução de escoamento. Tais fatores, se bem estimados, representa melhor o que acontece na realidade. Em sarjetas, calculada sua capacidade, multiplica-se seu valor por um fator de redução. Tal parâmetro leva em consideração a possibilidade de obstrução no escoamento de sarjetas de pequenas

⁷ Fonte: Tucci, 1995

declividades por alguma espécie de sedimento. A tabela 2.7 apresenta fatores de redução de escoamento das sarjetas.

Tabela 2.7 – Fatores de redução de escoamento das sarjetas⁸

Declividade da sarjeta - %	Fator de redução
0,4	0,50
1-3	0,50
5,0	0,50
6,0	0,40
8,0	0,27
10	0,20

2.5.3 Bocas-de-lobo

Tucci et al. (1995) classifica as bocas coletoras (bocas-de-lobo) em três grupos: bocas de guias, ralos de sarjetas (grelhas) e ralos combinados. Os dimensionamentos das bocas de guias e grelhas seguem princípios diferentes, como explanados abaixo.

Segundo Netto (1998), a boca-de-lobo do tipo guia pode ser considerada como um vertedor, e sua capacidade de engolimento dar-se-á por:

$$Q = 1,7 \cdot L \cdot y^{\frac{3}{2}} \quad (2.20)$$

Onde:

Q -> vazão de engolimento da boca-de-lobo em m³/s;

L -> Comprimento da soleira, em m;

y -> altura da lâmina d'água próxima à abertura, na guia (m).

⁸ Fonte: DAEE/CETESB, 1980

Já as bocas-de-lobo com grelhas trabalham como um vertedor de soleira livre para alturas de lâminas d'água de até 12 cm. Sua vazão é calculada, segundo Tucci et al. (1995), pela equação (2.20), substituindo-se L por P, onde P é o perímetro do orifício em m. Se nós tivermos alturas de lâmina d'água maiores que 42cm, Tucci et al. (1995) recomenda a utilização da equação:

$$Q = 2,91 \cdot A \cdot y^{\frac{1}{2}} \quad (2.21)$$

Sendo:

Q -> Vazão de engolimento da boca com grelhas;

A -> Área da grade (excluídas as áreas ocupadas pelas barras);

y -> Altura de água na sarjeta sobre a grelha;

Segundo o engenheiro responsável por projetos de drenagem na Prefeitura Municipal de Fortaleza, Sr. Assis Bezerra, é comum utilizar como capacidade de engolimento de uma boca-de-lobo tipo guia e simples (única) o valor de 20L/s.

2.5.4 Galerias de Águas Pluviais

O dimensionamento hidráulico das galerias é feito com base nos princípios que regem o movimento uniforme de um fluido. O projetista adotará o coeficiente de rugosidade adequado de acordo com o material escolhido para a galeria.

Netto (1998) aponta oito critérios mais comuns a serem observados em projetos durante o dimensionamento das galerias.

- 1) Em seções circulares, adotar o diâmetro mínimo (300mm);
- 2) Em seções retangulares, dimensão mínima (altura = 0,50m);

- 3) As seções circulares são dimensionadas para trabalharem à seção plena ou $y = 0,95 \cdot D$ (onde y é a lâmina d'água e D o diâmetro da galeria);
- 4) Velocidade máxima (5,0m/s);
- 5) Velocidade mínima (0,75m/s);
- 6) A declividade econômica é a do terreno natural;
- 7) Os diâmetros (ou dimensões, no caso de retangular) não devem decrescer de montante para jusante;
- 8) Em mudanças de dimensões, as geratrizes superiores internas devem estar alinhadas.

- Galerias de seções circulares

Para o dimensionamento de galerias em seções circulares, estamos interessados em determinar qual o diâmetro a ser usado uma vez conhecida a vazão de projeto (correspondente a um determinado período de retorno).

Tal cálculo pode ser feito através da fórmula de Manning:

$$Q = A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \cdot n^{-1} \quad (2.22)$$

Mas como:

$$R = \frac{A_m}{P_m} \quad (2.23)$$

Onde R é o raio hidráulico do escoamento, A_m a área molhada na seção do canal e P_m o seu perímetro molhado, temos para o caso de um tubo trabalhando à seção plena (sendo R o raio da galeria):

$$A = \pi R^2 \quad (2.24)$$

E ainda:

$$P = 2\pi R \quad (2.25)$$

A equação 2.23 pode ser escrita como:

$$R_{\square} = \frac{\pi R^2}{2\pi R} \quad (2.26)$$

Resultando em:

$$R_{\square} = R/2 = D/4 \quad (2.27)$$

Portanto, a equação de Manning, escrita em (2.19) como:

$$Q = A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{3}} \cdot n^{-1} \quad (2.28)$$

Torna-se, para tubos trabalhando à seção plena ($R_h = D/4$) e isolando o D:

$$D = (3,208 \cdot Q \cdot n \cdot I^{-0,5})^{0,375} \quad (2.29)$$

- Galerias em seções retangulares

No dimensionamento de canais em seções retangulares, é de boa aplicação o método apresentado por Quintela (1985), que consiste num processo iterativo apresentado abaixo.

Temos, em uma seção de um canal retangular:

$$A = B \cdot y \quad (2.30)$$

E ainda:

$$P = B + 2 \cdot y \quad (2.31)$$

Onde:

y -> profundidade (lâmina) de escoamento [L];

B -> base da galeria [L].

Assim, obtemos uma equação resultante da aplicação de Manning em um canal com as características acima descrita, mostrada a seguir:

Fazendo $K = 1/n$ (k = coeficiente da fórmula de Gauckler-Manning), temos (de Manning):

$$Q = KA \left(\frac{A}{P} \right)^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{3}} \quad (2.32)$$

Substituindo (2.30) e (2.31) em (2.32), Quintela (1985) nos apresenta:

$$y = \left(\frac{Q}{K\sqrt{I}} \right)^{0.6} \cdot \frac{(B + 2 \cdot y)^{0.4}}{B \cdot y} \quad (2.33)$$

Que cuja resolução pode ser feita por um processo iterativo através da equação:

$$y_{0m+1} = \left(\frac{Q}{K\sqrt{I}} \right)^{0.6} \cdot \frac{(B + 2 \cdot y_{0m})^{0.4}}{B \cdot y_{0m}} \quad (2.34)$$

Onde \underline{m} é um número inteiro. O processo iterativo supra-exposto é explicado a seguir.

- 1) Fixando a base do canal a ser dimensionado, arbitra-se um valor inicial para y_0 ($m=0$);
- 2) Calcula-se y_1 (y_{0+1});
- 3) O cálculo termina quando se obtém dois valores sucessivos, y_m e y_{m+1} , tão próximo quanto se deseja (ex.: precisão (diferença entre os dois) de 10^{-6}).

2.5.5 Bueiros

Em um projeto de bueiro, é preciso preocupar-se, além do bueiro propriamente dito, com outros fatores limitantes de projeto, como por exemplo: suas estruturas de entrada e saída e as grades.

Os materiais dos tubos em bueiros de pequenas dimensões normalmente são de concreto pré-moldado, ferro fundido, tubos de aço ou ainda manilhas vitrificadas. Bueiros de grande porte são normalmente projetados em arcos de aço conjugado, concreto armado, galerias de concreto ou alvenaria de pedra.

Sua declividade é recomendada que seja o mais paralelo à do terreno natural quanto possível. Porém, sua direção pode ser na horizontal também, assumindo duas condições distintas: com sua entrada no nível do leito natural ou com a mesma em um plano superior, com a intenção de diminuir o comprimento do bueiro no talude.

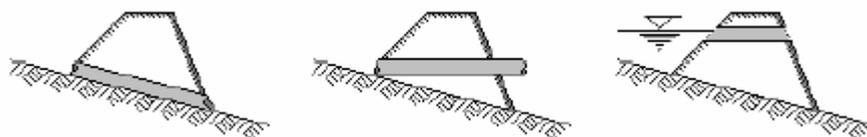


Fig. 2.6 – Tipos de posições de bueiros.⁹

A disposição de um bueiro em um nível superior à do terreno natural é utilizada geralmente em bueiros pequenos, feitos em aço. Quando tal opção é escolhida, o aterro funciona como uma barragem, represando a água montante.

⁹ Fonte: Neto, Cardoso (2000)

Grades de proteção nos bueiros são projetadas com a função de evitar a entrada de materiais sólidos que possam causar obstrução do escoamento no seu interior.

O dimensionamento hidráulico de um bueiro é realizado de acordo com as características de escoamento:

- 1) Havendo afogamento de ambas as extremidades do conduto;
- 2) Havendo afogamento na entrada;
- 3) Escoamento à seção plena;

Seu cálculo é realizado conforme as equações de Chèzy com o coeficiente de Manning. É achada a carga necessária a montante para o escoamento fluir conforme o projeto e, a partir da carga hidráulica necessária, é dimensionado o diâmetro do bueiro.

Os detalhes no dimensionamento hidráulico de um bueiro não são objetivos principais deste trabalho e serão abstridos do mesmo.

2.5.6 As equações de Saint-Venant

Como comentado anteriormente, o estudo de fluxo em canais abertos (sob pressão atmosférica) é vastamente aplicado na engenharia. As equações aplicadas nesse tipo de escoamento (equações da quantidade de movimento e da continuidade) são também conhecidas como Equações de Saint-Venant.

Tais equações foram desenvolvidas por Barré de Saint-Venant em meados do século XIX. Tratam-se de equações diferenciais parciais que permite ao projetista calcular a taxa de escoamento e o nível de água como funções do tempo.

2.5.6.1 A Equação da continuidade

Uma das equações fundamentais no escoamento em canais é a equação da continuidade. Essa equação é deduzida através do estudo da massa líquida e sua conservação ao longo de um volume de controle. Este princípio estabelece que não existe “ganho” nem “perda” de água durante o escoamento.

Dessa forma, temos que a diferença entre o volume de água afluente e o volume efluente em um determinado trecho é exatamente igual à variação de volume dentro desse trecho no mesmo intervalo. Quando aplicado a rios, como o princípio originalmente se refere à massa, o volume de controle é multiplicado por ρ , obtendo assim o balanço em termos de massa.

Na forma diferencial, a equação da continuidade pode ser obtida por meio do balanço de massa em um volume de controle elementar, como ilustrado na Figura 2.7.

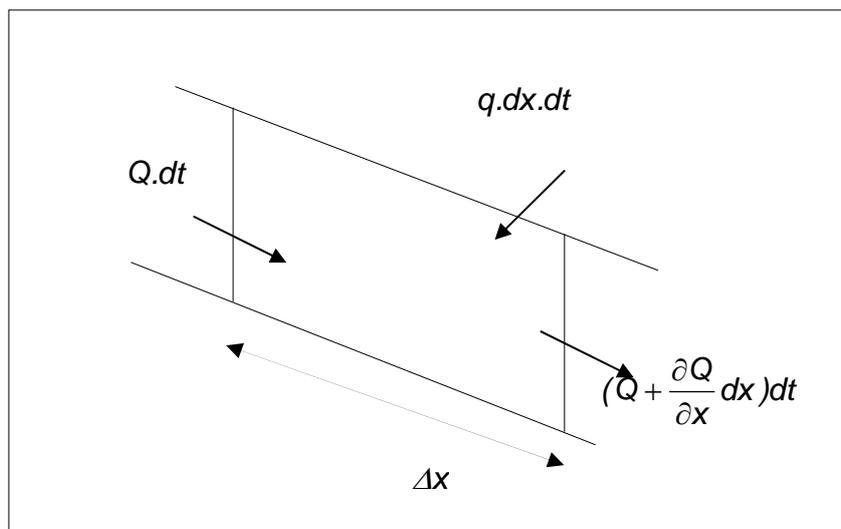


Figura 2.7 - Balanço de massa num escoamento ao longo de uma distância Δx

Considere um trecho dx com escoamento na superfície livre (Figura 2.7), entende-se que a lei da conservação da massa exprime a relação entre o fluxo de massa através de uma superfície de controle e a variação de massa no interior do volume de controle, e tem-se que o volume que entra na seção

de montante, no intervalo de tempo dt é igual a Qdt . O volume que entra por contribuição lateral no mesmo período é $qdxdt$. O volume que sai na seção de jusante é $(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} dx) dt$. O volume armazenado no trecho infinitesimal no intervalo dt é $\frac{\partial A}{\partial t} dxdt$, sendo assim, a equação de continuidade fica:

$$Qdt = (Q + \frac{\partial Q}{\partial x} dx) dt + \frac{\partial A}{\partial t} dxdt + qdxdt \quad (2.35)$$

Cancelando-se os termos e dividindo esta expressão por dt e dx , resulta a equação da continuidade:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (2.36)$$

Onde:

Q -> vazão em m^3/s ;

A -> área da seção molhada em m^2 ;

q -> a vazão por unidade de largura de contribuição lateral (na unidade $m^3/s/m$.)

A Equação (2.36) é a forma mais conhecida da equação da continuidade dos escoamentos em rios e canais, é válida para um canal prismático ou não prismático, e tem como variáveis dependentes, A e Q .

Quando existem áreas de inundação laterais que atuam apenas armazenando volumes durante o escoamento, este processo pode ser considerado através do termo de contribuição lateral da equação da continuidade, ou seja, o termo q , da Equação (2.36), é composto pela vazão

por unidade de comprimento de contribuição da bacia e pela vazão de troca com a área de armazenamento.

A contribuição lateral só pode ser considerada como variável dependente do escoamento quando a mesma representar um transbordamento ou um retorno de escoamento para o canal, pois assim ela estará sendo função da profundidade e da vazão.

2.5.6.2 A Quantidade de movimento

Outra equação fundamental dos escoamentos em rios denomina-se equação dinâmica e representa o princípio da conservação da quantidade de movimento aplicado ao elemento de controle considerado.

Temos, pela segunda lei de Newton, que a soma das forças aplicadas a um volume de controle é igual à taxa de variação da quantidade de movimento armazenada dentro do volume de controle, mais o efluxo líquido da quantidade de movimento, através da superfície de controle, existindo assim a influência de cinco forças externas.

A variação da quantidade de movimento em um volume de controle VC pode ser expressa de forma simplificada, onde a preservação da quantidade de movimento de um volume infinitesimal previamente definido é obtida considerando que a soma dos vetores na direção longitudinal da quantidade de movimento que entra no volume, menos a quantidade de movimento que sai, mais a quantidade de movimento das forças que atuam no volume de água é igual a variação da quantidade de movimento no intervalo de tempo considerado.

A variação de quantidade de movimento no trecho, o que entra menos o que sai (vide dedução em Chow, 1959), é:

$$\rho \cdot v^2 A - [\rho \cdot v^2 A + \frac{\partial(\rho v^2 A)}{\partial x} dx] = \frac{\partial}{\partial x} (\rho v^2 A) = \frac{\partial}{\partial x} (\rho \frac{Q^2}{A}) \quad (2.37)$$

As cinco principais forças atuando no volume de controle são:

$$\sum F = F_g + F_a + F_e + F_w + F_p \quad (2.38)$$

Onde:

F_g -> força de gravidade ao longo do canal devido ao peso da água no volume de controle;

F_a -> força de atrito ao longo do fundo e dos lados do volume de controle;

F_e -> força de contração / expansão (estreitamento / alargamento) produzida por mudanças abruptas na seção transversal do canal;

F_w -> força de cisalhamento do vento na superfície da água, e F_p é a força de pressão não balanceada.;

A força devido à gravidade é a projeção do peso P do elemento de controle, no sentido do escoamento, e é dada pela expressão:

$$F_g = \rho \cdot g \cdot A \cdot \text{sen} \theta \cdot dx \quad (2.39)$$

sendo:

ρ -> a massa específica

θ -> o ângulo que a força de gravidade faz com a normal na direção do escoamento.

Como a declividade $I = \text{tg} \theta$ e para ângulos pequenos, a aproximação $\text{sen} \theta = \text{tg} \theta$ pode ser aceita. A equação da força de gravidade fica:

$$F_g = \rho \cdot g \cdot A \cdot I \cdot dx \quad (2.40)$$

A força de atrito, criada pela tensão de cisalhamento ao longo do fundo do canal e dos lados do volume de controle, é dada por:

$$F_a = -\tau \cdot P \cdot dx \quad (2.41)$$

onde τ é o esforço cortante, ou tensão de cisalhamento no fundo, e P é o perímetro molhado. O esforço cortante é obtido por:

$$\tau = \rho \cdot g R \cdot I_f \quad (2.42)$$

sendo R o raio hidráulico e I_f a declividade da linha de atrito.

Substituindo o esforço cortante na Equação (2.38) e considerando que $R = \frac{A}{P}$, observa-se que:

$$F_a = -\rho \cdot g \cdot A \cdot I_f \cdot dx \quad (2.43)$$

onde a declividade de atrito (I_f) é deduzida a partir de equações de resistência, exemplo a equação de Manning.

Um estreitamento ou um alargamento abrupto do canal causa perda de energia através de movimentos de turbulência. Tais perdas são semelhantes às pequenas perdas em um sistema de tubulação. A grandeza das perdas por turbulência é relacionada à variação da carga cinética ($\frac{V^2}{2g} = \frac{Q^2}{2gA^2}$) através do comprimento do canal. A dissipação de energia é decorrente de turbulências ocasionadas no decorrer do fluxo.

As forças de arrasto que criam estas perdas por turbulência são dadas por:

$$F_e = -\rho \cdot g A I_e dx \quad (2.44)$$

onde I_e é dado por:

$$I_e = \frac{K_e}{2g} \frac{\partial(Q/A_m)^2}{\partial x} \quad (2.45)$$

Na qual K_e é o coeficiente adimensional do estreitamento ou alargamento, sendo negativo para o alargamento do canal (onde $\frac{\partial(Q/A)^2}{\partial x}$ é negativo) e positivo para o estreitamento do canal.

A força de cisalhamento do vento é causada pela resistência ao atrito do vento contra a superfície livre da água, e é dada por:

$$F_w = \tau_w B dx \quad (2.46)$$

onde τ_w é tensão de cisalhamento do vento e vale:

$$\tau_w = -\frac{\rho C_f |V_r| V_r}{2} \quad (2.47)$$

sendo V_r a velocidade do fluido relativa à fronteira, e C_f é o coeficiente de tensão de cisalhamento. A notação $|V_r|V_r$ é usada de tal forma que τ_w atuará opostamente à direção de V_r . A velocidade média da água é Q/A , e a velocidade do vento é V_w em uma direção que forma um ângulo ω com a velocidade da água, de tal maneira que a velocidade da água relativa ao ar é:

$$V_r = \frac{Q}{A} = -V_w \cos \omega \quad (2.48)$$

A força do vento, baseando-se na equação acima, é:

$$F_w = \frac{\rho C_f |V_r| V_r B dx}{2} \quad (2.49)$$

$$F_w = -W_f B \rho dx \quad (2.50)$$

considerando-se o fator de cisalhamento do vento W_f igual a $\frac{C_f |V_r| V_r}{2}$.

Nota-se que a partir desta equação, a direção da força do vento será oposta à direção do escoamento da água.

A força de pressão não balanceada é a resultante da força hidrostática no lado esquerdo do volume de controle, F_{pl} , da força hidrostática no lado direito do volume de controle, F_{pr} e da força de pressão exercida pelos taludes no volume de controle, F_{pb} , ou seja:

$$F_p = F_{pl} - F_{pr} + F_{pb} \quad (2.51)$$

A dedução de cada termo de pressão é feito ao se considerar, um elemento do fluido de espessura dh na altura h , a partir do fundo do canal, imerso a uma profundidade $y - h$, de tal modo que a pressão hidrostática no elemento é $\rho.g(y - h)$, e a força hidrostática é $\rho.g(y - h)b.dh$, onde b é a

largura do elemento considerado através do canal. Portanto, a força hidrostática total na extremidade esquerda do volume de controle é:

$$F_{Pl} = \int_0^y \rho g (y-h) d \cdot dh \quad (2.52)$$

A força hidrostática na extremidade direita do volume de controle é:

$$F_{Pr} = (F_{Pl} + \frac{\partial F_{Pl}}{\partial x} dx) \quad (2.53)$$

onde $\frac{\partial F_{Pl}}{\partial x}$ é determinado usando a regra de *Leibnitz* para a diferenciação de uma integral, como se segue:

$$\frac{\partial F_{Pl}}{\partial x} = \int_0^y \rho g \frac{\partial y}{\partial x} b dh + \int_0^y \rho g (y-h) \frac{\partial b}{\partial x} dh \quad (2.54)$$

A força devida aos taludes é relacionada à taxa de variação da largura do canal, $\frac{\partial b}{\partial x}$, através do elemento dx , como:

$$F_{Pb} = \left[\int_0^y \rho g (y-h) \frac{\partial b}{\partial x} dh \right] dx \quad (2.55)$$

Substituindo a Equação (2.55) na Equação (2.51) temos:

$$F_P = F_{Pl} - (F_{Pl} + \frac{\partial F_{Pl}}{\partial x} dx) + F_{Pb} \quad (2.56)$$

e ainda:

$$F_p = -\frac{\partial F_{pl}}{\partial x} dx + F_{pb} \quad (2.57)$$

Agora, substituindo as Equações (2.52) e (2.55) na Equação (2.57) e simplificando-as, obtém-se:

$$F_p = -\rho g A \frac{\partial y}{\partial x} dx \quad (2.58)$$

A soma das cinco forças na Equação (2.38) pode ser expressa, após a substituição das Equações (2.40), (2.43), (2.44), (2.50) e (2.58), como:

$$\sum F = \rho g A I dx - \rho g A I_f dx - \rho g A I_e dx - \rho B W_f dx - \rho g A \frac{\partial y}{\partial x} dx \quad (2.59)$$

A variação da quantidade de movimento no tempo do volume de controle expresso por $\frac{\partial \rho Q}{\partial t}$, é igual a soma da variação de quantidade de movimento no trecho, como mostra a Equação (1.3), e das forças que atuam no volume de controle (Equações (2.40), (2.43), (2.44), (2.50) e (2.58)). Somando os termos obtidos e dividindo por dx e ρ , resulta a seguinte equação diferencial.

$$\frac{\partial \rho Q}{\partial t} dx + \frac{\partial}{\partial x} \left(\rho \frac{Q^2}{A} \right) dx + \rho g A I_f dx + \rho g A I_e dx + \rho B W_f dx + \rho g A \frac{\partial y}{\partial x} dx = \rho g A I dx \quad (2.60)$$

Onde os dois primeiros termos representam as forças de inércia do escoamento, o terceiro termo, do lado esquerdo da equação, a força de atrito, o

quarto termo a força de contração e expansão, o quinto termo do lado esquerdo representa a força de cisalhamento causada pelo vento e o sexto termo a força de pressão não balanceada. O primeiro termo do lado direito é a força devido a gravidade.

Para simplificar ainda mais, pode-se considerar um fluido incompressível, onde ρ é constante, assim, dividindo todos os termos da Equação (1.26) por ρdx , encontra-se a equação da quantidade de movimento para um fluido incompressível.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A_m} \right) + gA_m I_f + gA_m I_e + B.W_f + gA_m \frac{\partial y}{\partial x} = gA_m I \quad (2.61)$$

As Equações (2.36) e (2.61) são as equações do escoamento unidimensional não-permanente gradualmente variado para canais abertos, ou as **equações de Barré de Saint – Venant**, cientista francês do século XIX. Elas foram publicadas em 1870 nos Anais da Academia Francesa de Ciências, e se constituem no conjunto de equações governantes dos escoamentos em rios e canais, como um sistema de duas equações, com derivadas parciais, em x e t , cuja integração exata é muito complicada e sua solução analítica só é possível em casos especiais, entretanto, existem diferentes técnicas numéricas para sua resolução.

A utilização daquelas duas equações estabelece os fundamentos do modelo de propagação de uma onda dinâmica de cheia, o *modelo hidrodinâmico*.

O software *SWMM* resolve as equações de Saint-Venant para vazão e cota piezométrica utilizando um esquema explícito adiantado no tempo (Meller, 2004). Intervalos de tempo de 5 a 60 segundos são utilizados nas simulações, fazendo com que o tempo de simulação seja uma variável importante no uso do modelo (Meller apud Roesner et al. (1988)).

3. METODOLOGIA

3.1. INTRODUÇÃO

Em projetos de drenagem urbana, é comum utilizar o método racional para o cálculo das vazões de projeto e dimensionamento dos elementos da rede. Porém, como mostrado anteriormente, existem algumas restrições quanto à aplicação deste método.

Devido às dimensões de determinadas redes de drenagem urbana, torna-se muito trabalhoso realizar os cálculos referentes ao seu dimensionamento sem recursos computacionais, pois tal fato implicaria em um processo que demanda mais tempo com mais probabilidade de erros.

Projetistas normalmente apelam a softwares para o traçado e dimensionamento de redes de drenagem urbana. Planilhas eletrônicas são programadas para fazer o cálculos de redes (na maioria dos casos) e software de desenho técnico (dentre os quais, o AudoDesk® AutoCAD é o mais utilizado) para traçado do sistema em planta.

Existem ainda programas computacionais de modelagem hidráulica que podem ser utilizados para o dimensionamento de um sistema de drenagem.

Um software bastante utilizado no meio acadêmico para modelagem hidráulica de redes de drenagem e esgoto é o software *epaswmm*, desenvolvido pela empresa de proteção ambiental americana, *EPA (Environmental Protection Agency)*.

O software UFC8 foi desenvolvido com o objetivo de criar um programa computacional capaz de aliar e interagir o traçado de uma rede de drenagem urbana na plataforma do AutoCAD com o seu dimensionamento, tornando o cálculo da rede automático quando realizado o traçado corretamente.

O UFC8 é parte do sistema UFC, que consiste em um conjunto de utilitários relativos a hidráulica computacional e saneamento, desenvolvidos no Laboratório de Estudos em Hidráulica Computacional da Universidade Federal do Ceará sob orientação do Professor PhD Marco Aurélio Holanda de Castro.

Dentre os aplicativos do sistema UFC, o UFC8 é o referente a sistemas de drenagem urbana.

O programa foi desenvolvido utilizando as linguagens computacionais *AutoLISP*, *Visual Basic for Applications (VBA)* e *Visual Basic (VB)*. As duas primeiras foram utilizadas no módulo gráfico enquanto que a terceira foi utilizada para os cálculos referentes ao dimensionamento da rede.

As entidades de desenho no CAD relativos ao traçado da rede (PV's, caixas de ligação, tubos de ligação, bocas-de-lobo, galerias, etc.) foram programados em *AutoLISP*. O *VBA* possibilitou uma interface gráfica das rotinas programadas com o usuário, sendo os comandos acionados por botões e utilizadas caixas de diálogos para alguns dados de entrada.

O software UFC8 possibilita ao usuário calcular a sua rede de drenagem modelando computacionalmente em outro programa e analisando os dados de saída ou através do método racional, utilizando os dados de entrada do desenho para gerar o dimensionamento automático dos elementos da rede.

Foi feito uma análise dos valores de vazão ao longo de um sistema de drenagem urbana, sendo sua propagação ao longo da rede feita de duas formas distintas: uma através do método racional e a outra utilizando as equações de Saint-Venant, através do software de modelagem *epaswmm*.

O algoritmo responsável por ler o arquivo de saída do AutoCAD e dimensionar a rede através do método racional foi programado em Visual Basic. O arquivo de saída da planilha de cálculo pode ser exportado para arquivos no formato de planilha eletrônica (.xls) ou arquivo de texto comum (.txt).

3.2. TRAÇADO DA REDE DE DRENAGEM PELO UFC8

É possível, com interface no CAD, calcular o número mínimo de bocas-de-lobo necessário para determinada bacia hidrográfica. Para tal, clica-se no botão da palheta para inserção da bacia e traça-se a bacia. Um formulário (figura 3.2) aparecerá ao usuário para entrada do coeficiente de escoamento C . O botão calcular gera como dados de saída a vazão máxima da bacia, a intensidade da precipitação e o número mínimo de bocas-de-lobo em questão para atender a bacia satisfatoriamente.

Nome da Bacia:	2	Área da Bacia(m ²):	65.936
Comp. do talvegue(Km):	0.012	Diferença de cotas(m):	0.026
C da Bacia:	0.8	t de concentração(min):	2.599
Precipitação(mm):	21.985	Intensidade(mm/h):	131.910
Vazão máxima na bacia(L/s):	1.93	Vazão na boca de lobo(L/s):	250.00
Número mínimo de bocas de lobo:	1		

Figura 3.2 – Formulário para cálculo da bacia hidrográfica.

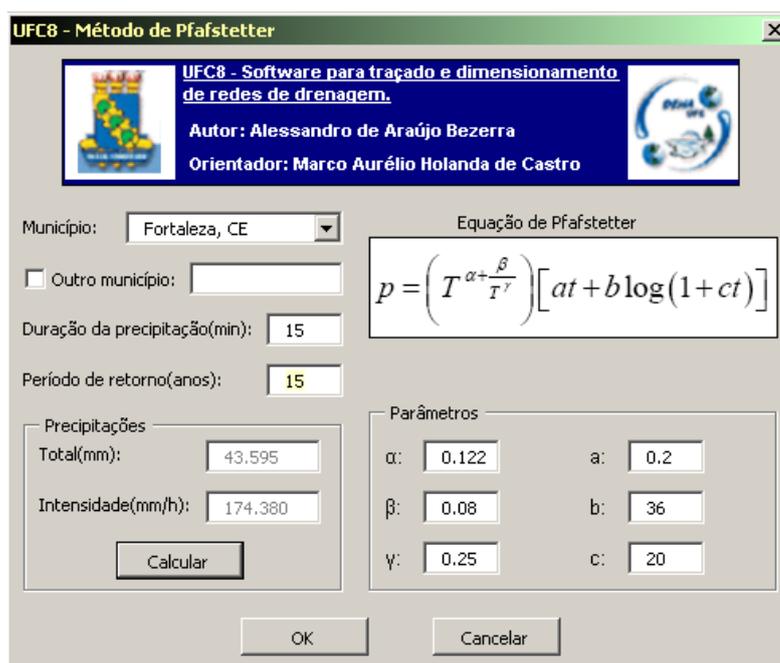
O traçado da rede de drenagem pode ser feita continuamente. O usuário indica o ponto inicial do coletor e segue clicando nos pontos finais de cada trecho, sem sair da rotina do comando, até que o coletor chegue a seu fim.

No momento de inserção da boca-de-lobo, o usuário tem a opção, através de um formulário, de escolher o tipo de boca (se é testada (lateral) ou

simples), a quantidade (dispostas lateralmente) e o tipo de gradeamento da mesma (barras transversais, barras mistas ou sem grades).

No botão para calcular chuvas (), o usuário tem a opção de calcular a intensidade da chuva de projeto através de três metodologias: utilizando o método de Pfafstetter, escolhendo as equações características de chuva para cada região, ou usando a metodologia proposta por Taborga-Torrico.

Tanto no formulário responsável por calcular a intensidade da chuva utilizando a metodologia proposta por Pfafstetter quanto no que utiliza as equações características da chuva pra cada região, os parâmetros de entrada a , b , c , α , β e γ (Pfafstetter) ou a , b , c , d , e , f , g e h (equações da chuva) são preenchidos automaticamente quando escolhida a região em questão na caixa de opções 'Município' (figuras 3.3 e 3.4).



UFC8 - Método de Pfafstetter

UFC8 - Software para traçado e dimensionamento de redes de drenagem.
Autor: Alessandro de Araújo Bezerra
Orientador: Marco Aurélio Holanda de Castro

Município: Fortaleza, CE

Outro município: _____

Duração da precipitação(min): 15

Período de retorno(anos): 15

Equação de Pfafstetter

$$p = \left(T^{\alpha + \frac{\beta}{T^\gamma}} \right) [at + b \log(1 + ct)]$$

Precipitações

Total(mm): 43.595

Intensidade(mm/h): 174.380

Parâmetros

α : 0.122 a: 0.2

β : 0.08 b: 36

γ : 0.25 c: 20

Calcular

OK Cancelar

Figura 3.3 – Formulário para calcular precipitação segundo Pfafstetter.

Figura 3.4 – Formulário para calcular precipitação utilizando as equações características para cada região.

O menu do UFC8 possui uma opção para o usuário definir os valores padrões (default) para algumas características de singularidades, como por exemplo: diâmetro de galerias, material do conduto (número de Manning), recobrimento e declividade mínima a ser adotada em projeto.

Tais opções selecionadas como default serão utilizadas quando sua função for chamada. Na inserção de uma galeria, por exemplo, o UFC8 utilizará como características as pré-selecionadas pelo usuário no menu default.

Vale chamar a atenção à opção de diâmetros disponíveis no mercado local. O usuário seleciona aqueles acessíveis e, durante as rotinas de dimensionamento, o programa obedece a essa lista de disponibilidade.

Uma importante função do UFC8 é a interpolação de cotas das curvas de nível do desenho para calcular cotas de singularidades inseridas. Quando na inserção de um PV, por exemplo, o programa calcula a cota do poço de visita a partir das curvas de níveis mais próximas do ponto de inserção.

O mesmo princípio é usado para cotas de trechos. Ao escolher os pontos inicial e final do novo trecho em questão, a cota do terreno é calculada interpolando as cotas das curvas de níveis mais próximas. A profundidade é então calculada a partir do recobrimento escolhido pelo usuário e da cota do terreno.

Em casos que as curvas de nível da planta de projeto não estejam em formato que o UFC8 possa reconhecer as entidades como curvas de nível para interpolar suas cotas, o usuário pode, através de um formulário do UFC2 (da Costa, 2002), editar as layers das entidades que estão representando as curvas para que as mesmas fiquem em formato que o UFC8 as identifique e reconheça suas cotas.

O sistema UFC permite que as legendas das diversas singularidades de projetos sejam mostradas ou não, independentemente. O usuário pode escolher, em checkboxes, quais legendas ele deseja que seja mostrada em planta: diâmetro da tubulação, área da bacia hidrográfica, declividade do trecho, cotas, etc. (figura 3.5).



Figura 3.5 – Formulário para selecionar quais legendas ocultar ou mostrar.

As características das singularidades (ex.: diâmetro, material e declividade de coletores) do UFC8 não podem ser editadas através do comando de editar as entidades do AutoCAD ('Modify'). As mesmas são modificadas através da função 'editar' do UFC8, representada pelo botão *edit* ()

A função *edit* pede ao usuário indicar a singularidade a ser modificada e, escolhida a entidade, é aberto um formulário com os parâmetros a serem mudados referentes a mesma e as opções de escolha ao usuário.

É possível editar características de bocas-de-lobo, poços de visitas, caixas de visitas, tubos de ligação, etc.

Finalmente, o menu do UFC8 possui dois ícones referentes à modelagem computacional da rede projetada e ao dimensionamento da mesma. O primeiro exporta a rede traçada para o programa *swmm*, permitindo sua simulação hidráulica e o segundo calcula a rede traçada pelo método racional, utilizado no dimensionamento de redes da cidade de Fortaleza/CE.

O usuário pode ainda verificar a vazão (capacidade) máxima da sarjeta projetada para uma determinada bacia, podendo assim avaliar se é necessário uma boca-de-lobo ou é possível continuar o fluxo pela sarjeta, interligando-as por sarjetões.

3.3. MODELAGEM HIDRÁULICA

O modelo hidráulico da rede traçada no AutoCAD é simulado pelo software *epaswmm* automaticamente. O UFC8 cria um arquivo de entrada para o *swmm* ('entrada.inp') e abre-o para simulação.

Há ainda a opção de o usuário verificar os dados da simulação da rede sem precisar rodar o *swmm*. O UFC8 gera para o usuário uma planilha com os dados da rede traçada e simulada no com base no arquivo de saída do *swmm* (arquivo tipo .rpt).

- O software *epaswmm*

O *epaswmm* é um programa de modelagem hidráulica bastante conhecido no meio acadêmico. Ele foi desenvolvido pela *EPA (Environmental Protection Agency)*, empresa de proteção ambiental americana, seu download é gratuito e seu código de fonte aberto. Sua primeira versão foi criada em 1971 e sofreu diversos upgrades desde então.

O *epaswmm* leva em consideração diversos fatores hidrológicos que interferem na simulação de um sistema de drenagem urbana, como: variação da precipitação com o tempo, evaporação da parte da água estagnada, acumulação de neve, infiltração em camadas de solos não-saturados, etc..

O software permite também modelar fatores hidráulicos variados utilizados no escoamento ao longo do sistema de drenagem, como por exemplo: o *epaswmm* suporta redes de tamanho ilimitado, permite utilizar condutos fechados ou canais abertos, é capaz de simular estações de tratamento e/ou reservatórios e permite ao usuário especificar regras para o funcionamento dinâmico de bombas ou abertura de válvulas.

É possível ainda simular a qualidade da água da rede modelada no *epaswmm*. O software permite uma estimativa da carga poluente associada ao escoamento superficial em questão. Diversos fatores podem ser modelados segundo parâmetros definidos pelo usuário: “lavagem” de algum poluente devido a determinado uso do solo, taxa de concentração dos poluentes ao longo da rede, redução na concentração de poluentes através de tratamento em estações para tal fim ou por meio de processos naturais no interior dos condutos, etc..

Os fatores supracitados tornam o *epaswmm* uma boa ferramenta no design e dimensionamento de sistemas de drenagem urbana para controle de enchentes e de qualidade da água.

Por se tratar de um software destinado principalmente à modelagem computacional, *epaswmm* não representa graficamente as diversas singularidades do sistema como elas são realmente, pois a representação

gráfica perfeita não é de interesse principal. A figura 3.6 mostra o ambiente gráfico do *epaswmm* com uma rede de drenagem traçada.

O *epaswmm* possui seus próprios elementos gráficos, podendo um mesmo tipo de elemento representar duas singularidades diferentes (a representação de um poço de visita e uma boca-de-lobo no *swmm*, por exemplo, é a mesma).

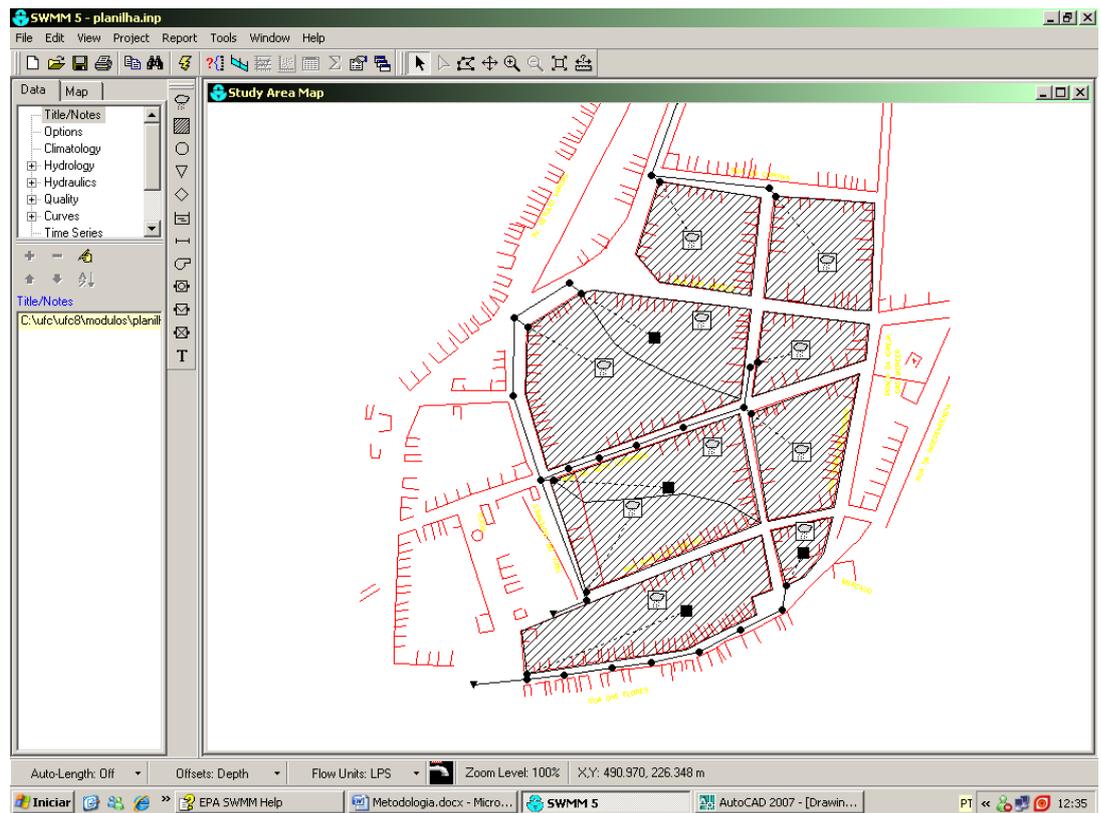


Figura 3.6 – Plataforma gráfica do *epaswmm*.

As principais entidades gráficas do *epaswmm* são citadas abaixo, juntamente com as singularidades que as mesmas podem representar:

- *Rain Gages* – Representam as chuvas. Fornecem dados de precipitações para as bacias. Os dados de precipitação podem ser tanto pré-definidos pelo usuário ou vindo de um arquivo externo. Suas principais características de dados de entrada são: tipo de dado de precipitação (intensidade, volume

precipitado ou volume acumulativo precipitado), intervalo de tempo da gravação da simulação (horária, de 15-15 minutos, etc.) e a fonte do dado de precipitação (série temporal como dado de entrada ou um arquivo externo). Os dados de precipitação podem ser inseridos através de séries temporais, pelas entidades 'Time Series' no programa;

- *Subcatchments* – são unidades hidrológicas nas quais a topografia de seu terreno tende a direcionar o escoamento superficial para um único ponto. São utilizadas para simular uma bacia de contribuição para uma determinada boca-de-lobo, por exemplo. O usuário define, em um dos parâmetros de entrada da subcatchment, qual será o ponto de concentração final do escoamento (ex.. uma boca-de-lobo, ou o início de um bueiro). A infiltração em uma bacia modelada no *epaswmm* pode ser simulada em três formas diferentes: usando a equação de Horton para infiltração, utilizando o modelo de Green e Ampt, ou pelo SCS (Soil Conservation Service) Curve Number;
- *Junctions* – São nós no sistema de drenagem nos quais condutos se encontram. Podem representar bocas-de-lobos, poços de visitas, caixas de visita ou até mesmo alguma mudança de característica natural do canal naquele ponto. Os principais dados de entrada para os nós no *epaswmm* (*junctions*) são: cota de fundo da singularidade (cota da base) e a altura até a superfície do solo;
- *Outfalls* - São nós que dão fim à rede projetada e define as condições final do fluxo, segundo escoamento sob condições de onda dinâmica. Para outros tipos de escoamento, eles se comportam como um 'junction'.
- *Storage Units* – São estruturas de drenagem que podem fornecer certa capacidade de armazenamento. Elas podem representar um reservatório natural. Os parâmetros de entrada da capacidade de armazenamento do reservatório são fornecidos

por meio de uma função ou por uma tabela área superficiais versus altura.

- *Links* – Os links são os componentes do sistema de drenagem responsáveis por fazer a conexão entre dois nós. O *epaswmm* classifica 3 tipos de links: condutos, bombas e singularidades reguladoras de vazão.
 - Os principais dados de entrada para a modelagem dos condutos são: as ID's dos nós a montante e a justante (a partir dessa informação, o conduto é traçado), rugosidade (Manning), a geometria de sua seção transversal e seu comprimento.
 - A simulação de uma bomba é utilizada quando for necessário elevar o a água pra uma cota superior. Seus principais dados de entrada são: nomes dos nós de entrada e saída (para assim desenhar a bomba), nome da curva da bomba (' * ' para uma bomba ideal) e condições iniciais (ligada/desligada).

As séries temporais que servem de dados de entrada para as precipitações, são definidas nos menu de curvas características de chuvas do *epaswmm*.

Os dados a serem inseridos na criação de uma nova série temporal são: o intervalo de tempo decorrido e a valor precipitado naquele intervalo de tempo, além de seu ID (nome). A figura 3.7 ilustra um exemplo de série temporal inserida no *epaswmm*.

Então, o usuário indica para cada chuva (Rain Gage), a qual série temporal ela obedecerá durante a simulação. Esse parâmetro é determinado na propriedade 'Nome da Série Temporal' do *epaswmm* (é entrado a ID da série).

A cada bacia (Subcatchment) é associada uma chuva na qual vai cair sobre aquela área. O usuário entra para cada bacia a ID (nome) da Rain

Gage que naquela bacia vai precipitar indo na opção “Rain Gage” nas propriedades da bacia.

Com os arquivos de chuva já criados, é possível modelar um tipo de precipitação diferente para cada bacia (associando cada arquivo a uma bacia), variando, em cada chuva, os parâmetros que desejar.

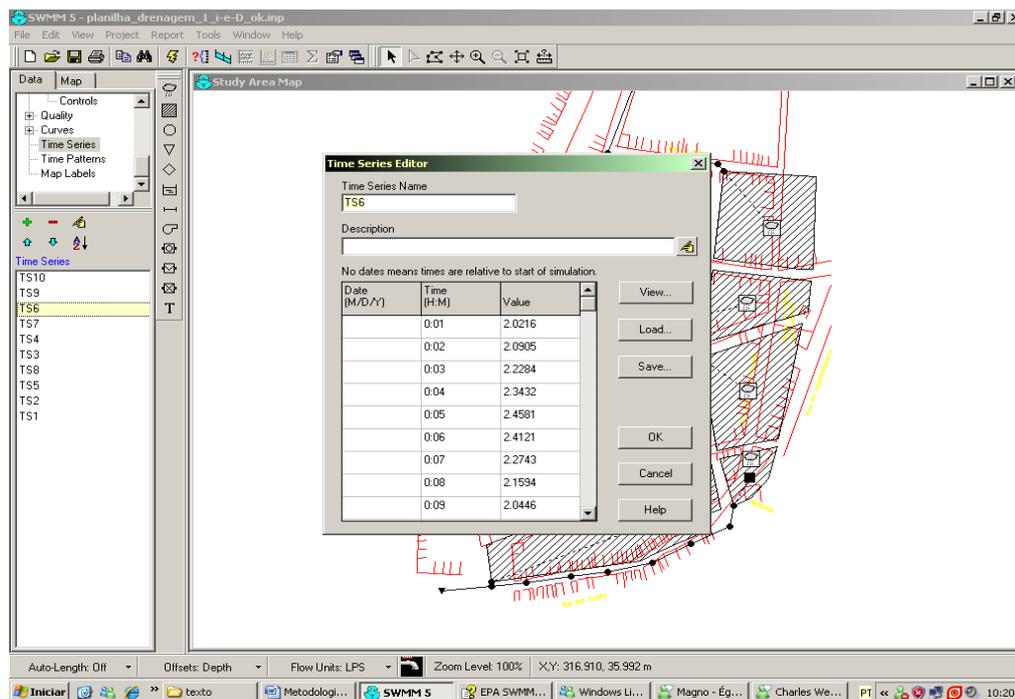


Figura 3.7 – Planilha de entrada para os dados de uma série temporal.

Além dos itens comentados, a parte gráfica do *epaswmm* ainda dispõe de rótulos (legendas) para cada singularidade modelada. O usuário escolhe em quais entidades quer que o software mostre rótulo.

Após traçada a rede no *epaswmm* e inseridos todos os parâmetros necessários para a modelagem em cada singularidade, o modelo está pronto para ser simulado.

O software gera um arquivo de saída com os resultados da simulação. A extensão do arquivo criado é '.rpt', podendo ser aberto para a visualização em qualquer editor de texto.

Os dados mostrados nos resultados incluem vazões nos condutos, características dos nós (como, por exemplo, uma eventual inundação em um poço de visita), volume armazenado em algum reservatório da rede traçada, etc.

O UFC8 permite que o usuário veja os resultados de uma simulação feita sem que seja executado o *epaswmm*. Através do *.dll* do *swmm*, o foi desenvolvido um módulo no UFC8 para gerar os dados de saída do modelo e apresentar os principais em forma de planilha do *visual basic* sem precisar abrir o software da *EPA*.

O usuário aciona o botão (na palheta de desenhos do UFC8) referente à planilha de cálculo, e aparecerá uma tabela com os valores referentes à rede. É possível ainda, dentro desse formulário, dimensionar a rede utilizando, como valores de projeto para vazão, aqueles fornecidos pelo *epaswmm* em sua simulação.

Em outra rotina, ainda neste formulário, o software verifica se é possível alterar profundidades de poços e caixas de visitas (a fim de diminuí-las) e atualiza na planilha as mudanças nos valores das declividades.

Desta forma explanada nos parágrafos acima foram obtidos os dados das redes de estudo referentes à utilização das equações de Saint-Venant.

Os dados relativos à utilização do método racional foram obtidos utilizando o módulo de dimensionamento do UFC8, que será explanado nos parágrafos seguintes.

3.4. MÓDULO DE DIMENSIONAMENTO – MÉTODO RACIONAL

O dimensionamento hidráulico automático da rede utilizando o UFC8 é realizado a partir dos dados obtidos no desenho da rede.

O UFC8 gera um arquivo texto (*entrada.txt*) com as características da rede traçada transformadas em números com um separador (*_*) entre características consecutivas.

Cada linha desse arquivo corresponde a uma entidade da rede e suas características. O primeiro número de cada linha indica qual a singularidade (boca-de-lobo, tubo de ligação, galeria) e os seguintes são, cada um, um parâmetro diferente (por exemplo, no caso de ser uma boca-de-lobo, são ditas sua profundidade, vazão afluente, etc).

O apêndice A traz um exemplo de um arquivo de entrada gerado pelo UFC8.

O usuário escolhe opção de dimensionar a rede utilizando o método racional e é acionado o formulário contendo o módulo que possui as rotinas responsáveis para tal fim (módulo de dimensionamento).

Neste formulário, o usuário fornece como parâmetro de entrada, a largura padrão para galerias de seções retangulares (se a rede possuir alguma) e ainda o período de retorno e tempo de concentração da precipitação local.

A tela do formulário do módulo de dimensionamento do UFC8 é mostrada na figura 3.8.

UFC8 - Módulo de Dimensionamento - Método Racional

Ajuda

**UFC8 - SOFTWARE PARA TRACADO E DIMENSIONAMENTO
DE REDES DE DRENAGEM URBANA**

Módulo de Dimensionamento - Método Racional

Responsável: Renato Castelo Guimarães

Orientador: Prof. PhD Marco Aurélio Holanda de Castro

Opções de Cálculo

Largura Das Seções Retangulares:

Default (60cm)

Entrar Com a Largura:

(metros)

Parâmetros Hidrológicos:

Período de Retorno: anos

Tempo de Concentração Mínimo nas Bacias:

minutos

Calcular! Cancelar

Figura 3.8 – Tela para entrada de dados no módulo de dimensionamento do UFC8.

Os trechos de ligação não são verificados. O software foi desenvolvido para dimensionar trechos coletores. Ele “percorre” toda a rede, localizando as galerias, identificando suas características e dimensionando-as como descrito no capítulo de revisão bibliográfica (ver método racional).

A tela do formulário de saída (valores calculados) do módulo de dimensionamento do UFC 8 é mostrada na figura 3.9

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
	ID	Int. Prec.	Vazão	Diâmetro	Velocidade	T C	T R	AREA	AREA
1									
2									
3	(4-7)	302.04	229.31	300	3.24	0.19	10	0.83	0.95
4	(4-6)	309.90	30.00	300	0.42	1.03	10	0.00	0.12
5	(4-5)	323.73	31.34	300	0.44	1.24	10	0.00	0.12
6	(4-4)	333.17	32.25	300	0.46	1.03	10	0.00	0.12
7	(4-3)	345.02	33.40	300	0.47	1.19	10	0.00	0.12
8	(4-2)	357.37	34.59	300	0.49	1.13	10	0.00	0.12
9	(4-1)	369.35	35.75	300	0.51	1.06	10	0.12	0.12
10	(3-6)	345.11	229.15	300	3.24	0.10	10	0.00	0.83
11	(3-5)	346.36	229.98	300	3.25	0.12	10	0.00	0.83
12	(3-4)	352.88	234.32	300	3.31	0.14	10	0.00	0.83
13	(3-3)	354.86	235.62	300	3.33	0.18	10	0.00	0.83

Figura 3.9 – Tela do formulário de saída do módulo de dimensionamento do UFC 8.

Os valores calculados podem ainda serem exportados para .xls ou .txt, conforme preferência do usuário, através do menu do formulário.

O apêndice B traz um exemplo de um arquivo de saída gerado pelo UFC8 em formato ‘.txt’. Para o usuário, é preferível a sua visualização em ‘.xls’, mais organizada

3.4.1 O Algoritmo de propagação de Vazões

O UFC8 caminha pela rede traçada e dimensiona os trechos através de um algoritmo aqui denominado de algoritmo das vazões.

O primeiro passo do algoritmo é identificar se aquela entidade que está sendo lida (do arquivo gerado pelo módulo gráfico) é um trecho coletor e separar todos os trechos coletores em uma só matriz.

Estando as galerias separadas, são identificadas aquelas que são início de coletor (que recebem a vazão provinda das bocas-de-lobo). Como em tais casos, a única contribuição de vazão no trecho é a provinda da boca, sua vazão é logo calculada. Portanto, o software garante que todos os trechos coletores iniciais estarão dimensionados (e conhecidas suas vazões) quando começar a percorrer o restante da rede.

A rotina de dimensionamento da rede roda tantas vezes for preciso, até que um contador inteiro que representa os trechos calculados se iguale ao número de trechos da rede projetada.

Primeiramente são dimensionados os trechos nos quais o seu poço de visita (PV) de montante só recebe um trecho afluyente (e, portanto, contribuidor de vazão), seguido do dimensionamento de todos aqueles que seu PV de montante recebe dois trechos afluentes e, finalmente, é feito o cálculo de vazão e dimensionamento para os trechos que seu PV de montante recebe três trechos contribuidores de vazão.

Uma importante condição durante a rotina é que, no início do dimensionamento de cada trecho, aquele trecho só será calculado se todos os outros que chegam ao seu poço de visita de montante já estiverem sido dimensionados.

No caso dos trechos circulares, ao fim de cada dimensionamento, o diâmetro escolhido é aquele comercial imediatamente superior ao calculado e assinalado pelo usuário como disponível na região (ex.: diâmetro calculado = 325,70mm; diâmetro escolhido = 350mm, caso 350mm esteja disponível). Dessa forma, na planilha de cálculo, o UFC8 mostrará ao usuário a rede calculada para os diâmetros comerciais disponíveis na área de projeto.

Vale chamar a atenção para o procedimento de propagação do tempo de concentração da rede. Após o dimensionamento de cada trecho, o tempo de

concentração dentro daquele trecho é calculado, somado ao valor referente ao trecho a montante dele e arredondado para o inteiro mais próximo.

Para calcular a intensidade da chuva no trecho seguinte, o tempo de concentração utilizado será o maior dentre os tempos de concentração dos trechos afluentes ao trecho em questão.

O valor de área de contribuição utilizado nos cálculos da intensidade é a soma das áreas das bacias contribuintes a todos os trechos que chegam ao trecho que será dimensionado.

O coeficiente de *runoff* é dado de entrada. O valor default usado no software UFC8 é 0,8.

3.5. EXEMPLOS ANALISADOS

Foram estudados os resultados de propagação de cheias e dimensionamento de galerias em três situações distintas.

Duas dessas situações tratam-se de pequenas redes, reais, em dois municípios distintos: Alcântara/MA e Acaraú/CE.

A outra situação analisada trata-se de uma situação hipotética. Foi analisada uma situação em que uma boca coletora receba água provinda da precipitação seguida de uma galeria que conduz essa vazão continuamente (sem PV'S) por 2 Km.

As razões da criação deste trecho muito grande irreal, e ainda querer estudar o fluxo nesse trecho é saber como é a diferença entre as duas metodologias analisadas quando o único fenômeno físico ao longo da rede é o da propagação da vazão no mesmo, sem a interferência de outros fatores, como, por exemplo, alguma vazão afluente em determinado PV. A declividade utilizada para esse trecho fictício foi a mínima default do programa UFC8: 0,0025.

Para a rede de Alcântara, foi utilizado o tempo de retorno de 10 anos para a precipitação e para o valor de tempo de concentração inicial em cada bacia, foi utilizado o valor de 10 minutos.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1. REDE DE ALCÂNTARA/MA

Primeiramente, foi analisada a rede de Alcântara. Como explanado, a rede foi dimensionada segundo o Método Racional e segundo as equações de Saint – Venant.

A rede em questão foi traçada com 20 (vinte) galerias, todas elas circulares. Existem 4 (quatro) trechos coletores iniciais. Foram criadas 10 (dez) bacias de contribuição, sendo a vazão de cada uma coletada por uma boca-de-lobo diferente. A rede possui ainda 20 PV's (poços de visita).

O Anexo I traz a planta baixa da rede de drenagem de Alcântara.

Foram analisados os valores das vazões e seu acréscimo segundo o comprimento das galerias.

A Tabela 4.1 mostra os resultados obtidos no cálculo da rede de Alcântara utilizando-se do módulo de dimensionamento do UFC8 (método racional).

Para o exemplo considerado, foram marcados todos os diâmetros comerciais como disponível no mercado.

A coluna “TC” indica o tempo de concentração, em minutos, que a massa líquida se mantém dentro do trecho em questão, enquanto que a coluna “TC-REAL” indica o valor do tempo de concentração utilizado para calcular a vazão de pico daquele trecho. Tal valor corresponde ao tempo de concentração inicial adotado para a bacia somado aos tempos de concentração no interior das galerias a montante da que está sendo dimensionada (tempo de viagem).

A coluna “área” indica a área, em hectares, que atinge diretamente aquele trecho (ou seja, existe uma bacia que descarrega sobre aquele trecho). Já a coluna “soma-área” indica o valor de área considerado para o cálculo da vazão daquele trecho, que corresponde justamente à soma dos valores as áreas de todas as bacias que influenciam naquele trecho.

TRECHO	INTENSIDADE (L/S.HA)	Q (L/s)	D	V (m/s)	tc	T	area	soma-area	TC-REAL
(4-7)	302.04	229.31	400	1.82	0.35	10	0.83	0.95	17.38
(4-6)	309.9	30	300	0.42	1.03	10	0	0.12	17.03
(4-5)	323.73	31.34	300	0.44	1.24	10	0	0.12	16
(4-4)	333.17	32.25	300	0.46	1.03	10	0	0.12	14.34
(4-3)	345.02	33.4	300	0.47	1.19	10	0	0.12	13.31
(4-2)	357.37	34.59	300	0.49	1.13	10	0	0.12	12.13
(4-1)	369.35	35.75	300	0.51	1.06	10	0.12	0.12	11
(3-6)	345.11	229.15	300	3.24	0.1	10	0	0.83	12.22
(3-5)	346.36	229.98	300	3.25	0.12	10	0	0.83	12.12
(3-4)	352.88	234.32	300	3.31	0.14	10	0	0.83	12
(3-3)	354.86	235.62	300	3.33	0.18	10	0	0.83	11.4
(3-2)	357.37	237.29	300	3.36	0.22	10	0.51	0.83	11.22
(3-1)	369.35	94.55	400	0.75	0.64	10	0.32	0.32	11
(2-5)	336.2	892.96	450	5.61	0.07	10	0.56	3.32	13.07
(2-4)	344.03	759.89	650	2.29	0.66	10	0.51	2.76	13
(2-3)	357.37	405.11	700	1.05	0.98	10	0	1.42	12
(2-2)	369.35	418.7	700	1.09	0.84	10	0.89	1.42	11
(2-1)	369.35	156.9	300	2.22	0.34	10	0.53	0.53	10
(1-2)	357.37	304.76	400	2.43	0.38	10	0.53	1.07	11.38
(1-1)	369.35	158.38	300	2.24	0.62	10	0.54	0.54	11

Tabela. 4.1 – Valores obtidos no dimensionamento da rede de Alcântara através do método racional.

A Tabela 4.2 mostra os valores de vazão para os trechos da rede de Alcântara, fornecidos através do uso do software *swmm* (dimensionamento utilizando-se das equações de Saint-Venant).

Trecho	Mon.	Jus.	Comprim. (m)	Diam. (mm)	Q. trecho(L/s)	Veloc. (m/s)
(4-7)	PV20	Fim	37.78	450	286.27	3.32
(4-6)	PV19	PV20	26.31	300	38.53	2.26
(4-5)	PV18	PV19	33.11	300	38.59	3.87
(4-4)	PV17	PV18	28.16	300	38.91	4.33
(4-3)	PV16	PV17	33.64	300	38.6	4.52
(4-2)	PV15	PV16	33.12	300	38.61	3.69
(4-1)	PV14	PV15	32.22	300	38.61	3.65
(3-6)	PV13	PV6	20.2	300	254.67	10.24
(3-5)	PV12	PV13	23.18	300	254.67	7.04
(3-4)	PV11	PV12	26.91	300	254.59	5.98
(3-3)	PV10	PV11	35.26	300	254.62	5.95
(3-2)	PV9	PV10	44.55	350	254.4	4.85
(3-1)	PV8	PV9	28.81	400	99.26	1.48
(2-5)	PV7	Fim2	24.62	450	1010.21	11.03
(2-4)	PV6	PV7	90.65	650	841.06	4
(2-3)	PV5	PV6	62	700	432.59	1.45
(2-2)	PV4	PV5	54.86	700	432.66	1.56
(2-1)	PV3	PV4	45.61	300	164.35	3.58
(1-2)	PV2	Fim3	55.44	400	334.01	4.2
(1-1)	PV1	PV2	82.71	300	165.97	5.9

Tabela 4.2 – Resultados de vazão obtidos utilizando as equações de Saint-Venant.

Os valores de vazão obtidos através das duas metodologias são colocados lado-a-lado na tabela 4.3, onde também é exposta a diferença entre os mesmos e entre os diâmetros escolhidos para as galerias entre as velocidades do fluxo durante sua propagação.

Na Tabela 4.4, estão isolados os valores de vazão e diâmetro.

Trecho	Comprimento (m)	Q - Método Racional (L/s)	Q - Saint - Venant (L/s)	Diferença de Vazões (em %)	Diâmetro de Projeto Para o Método Tradicional (mm)	Diâmetro Calculado Pelas Vazões do SWMM (mm)	Vel. Segundo Método Racional (m\ s)	Vel. Segundo Saint-Venant (m/s)
(4-7)	37.78	229.31	286.27	24.84%	400	450	1.82	3.32
(4-6)	26.31	30	38.53	28.43%	300	300	0.42	2.26
(4-5)	33.11	31.34	38.59	23.13%	300	300	0.44	3.87
(4-4)	28.16	32.25	38.91	20.65%	300	300	0.46	4.33
(4-3)	33.64	33.4	38.6	15.57%	300	300	0.47	4.52
(4-2)	33.12	34.59	38.61	11.62%	300	300	0.49	3.69
(4-1)	32.22	35.75	38.61	8.00%	300	300	0.51	3.65
(3-6)	20.2	229.15	254.67	11.14%	300	300	3.24	10.24
(3-5)	23.18	229.98	254.67	10.74%	300	300	3.25	7.04
(3-4)	26.91	234.32	254.59	8.65%	300	300	3.31	5.98
(3-3)	35.26	235.62	254.62	8.06%	300	300	3.33	5.95
(3-2)	44.55	237.29	254.4	7.21%	300	350	3.36	4.85
(3-1)	28.81	94.55	99.26	4.98%	400	400	0.75	1.48
(2-5)	24.62	892.96	1010.21	13.13%	450	450	5.61	11.03
(2-4)	90.65	759.89	841.06	10.68%	650	650	2.29	4
(2-3)	62	405.11	432.59	6.78%	700	700	1.05	1.45
(2-2)	54.86	418.7	432.66	3.33%	700	700	1.09	1.56
(2-1)	45.61	156.9	164.35	4.75%	300	300	2.22	3.58
(1-2)	55.44	304.76	334.01	9.60%	400	400	2.43	4.2
(1-1)	82.71	158.38	165.97	4.79%	300	300	2.24	5.9

Tabela. 4.3 – Valores obtidos nas duas metodologias.

Trecho	Q - Método Racional (L/s)	Q - Saint -Venant (L/s)	Diferença de Vazões (em %)	Diâmetro de Projeto Para o Método Tradicional (mm)	Diâmetro Calculado Pelas Vazões do SWMM (mm)
(4-7)	229.31	286.27	24.84%	400	450
(4-6)	30	38.53	28.43%	300	300
(4-5)	31.34	38.59	23.13%	300	300
(4-4)	32.25	38.91	20.65%	300	300
(4-3)	33.4	38.6	15.57%	300	300
(4-2)	34.59	38.61	11.62%	300	300
(4-1)	35.75	38.61	8.00%	300	300
(3-6)	229.15	254.67	11.14%	300	300
(3-5)	229.98	254.67	10.74%	300	300
(3-4)	234.32	254.59	8.65%	300	300
(3-3)	235.62	254.62	8.06%	300	300
(3-2)	237.29	254.4	7.21%	300	350
(3-1)	94.55	99.26	4.98%	400	400
(2-5)	892.96	1010.21	13.13%	450	450
(2-4)	759.89	841.06	10.68%	650	650
(2-3)	405.11	432.59	6.78%	700	700
(2-2)	418.7	432.66	3.33%	700	700
(2-1)	156.9	164.35	4.75%	300	300
(1-2)	304.76	334.01	9.60%	400	400
(1-1)	158.38	165.97	4.79%	300	300

Tabela. 4.4 – Valores obtidos nas duas metodologias.

Primeiramente, observemos os valores da vazão propriamente dita. A diferença nos valores segundo as duas metodologias são bastante variados, sendo a menor diferença de 3,34% e a maior chegando a 28,43%.

A média percentual de incremento da vazão devido à metodologia escolhida é de 11,8%, em relação ao método Racional (menor valor).

Uma variável calculada que vale ser citada é a diferença na vazão (em L/s) para cada trecho, por comprimento de trecho (m). O menor valor encontrado foi de 0,08 L/s·m, correspondente ao trecho (4-1); enquanto que o maior valor observado foi 4,76 L/s a cada metro de galeria, correspondente ao trecho (2-5). O valor médio da diferença de vazão por comprimento de tubulação para todas as galerias foi de 0,71 L/s·m.

Quanto aos valores de velocidade de propagação do fluxo em cada trecho, vale ressaltar que as diferenças encontradas devido à metodologia escolhida (diferença essa significativa, chegando até mesmo a um valor de 4,05 m/s no trecho (4-3), correspondendo a 861,7% de diferença entre o valor de velocidade calculado para uma metodologia e outra (0,47m/s e 4,52m/s)), já era esperada.

Tal diferença é explicada pelo fato das velocidades de fluxo serem calculadas de forma diferente nos dois métodos. Utilizando o *EPASWMM* (equações de Saint-Venant), a velocidade é calculada segundo as equações do modelo hidrodinâmico naquele ponto em questão, enquanto que se utilizando do Método Racional, a velocidade do fluxo é calculada pelas equações do M.R.U., dividindo o comprimento da tubulação pelo intervalo de tempo que a massa líquida passa dentro da galeria.

Em última instância, analisemos se houve alguma diferença nos dois métodos de dimensionamento para os diâmetros escolhidos em cada trecho.

Como certo diâmetro de tubulação suporta uma faixa de intervalo de vazões relativamente ampla, há poucas diferenças nos diâmetros. Para rede de Alcântara, houve apenas dois trechos que acusaram diferenças em seu dimensionamento. São eles: o trecho (4-7) (pelo Método Racional foi dimensionado para 400mm e utilizando Saint-Venant obteve-se 450mm) e o

trecho (3-2) (350mm utilizando-se a propagação conforme o *EPASWMM* e 300mm segundo o Método Racional).

4.2. REDE DE ACARAÚ/CE

Os resultados obtidos para a rede de Acaraú-CE são mostrados e discutidos a seguir. O Anexo II traz a planta baixa da rede de drenagem projetada para o município em questão.

O sistema projetado e rodado possui um total de quatro bacias de contribuição, cada uma despejando sua vazão em uma boca-de-lobo diferente. Foram projetados um total de nove PV's. A rede possui nove trechos de galerias, contemplando um total de 371m.

A declividade mínima utilizada para projeto foi a default mínima do UFC8, 0,0025. O valor para tempo de concentração inicial da bacia adotado foi de 10 minutos e o tempo de retorno utilizado para o cálculo da precipitação foi de 10 anos.

A Tabela 4.5 nos mostra os resultados obtidos aplicando o módulo de dimensionamento do UFC8 (utilizando o método racional).

A Tabela 4.6 nos traz os valores de vazão obtidos utilizando o módulo de modelagem do UFC8, rodando a rede no *swmm*.

Os valores de vazão obtidos através das duas metodologias, para a rede de Acaraú, são colocados lado-a-lado na tabela 4.7, onde também é exposta a diferença entre os mesmos e entre os diâmetros escolhidos para as galerias entre as velocidades do fluxo durante sua propagação.

Na Tabela 4.8, são isolados os valores de diâmetro vazão para os dois métodos de dimensionamento.

TRECHO	INTENSIDADE (L/S.HA)	Q (L/s)	D	V (m/s)	tc	T	area	soma-area	TC-REAL
(3-1)	369.35	30.76	300	0.44	0.62	10	0.1	0.1	11
(2-1)	369.35	94.67	400	0.75	0.29	10	0.32	0.32	10
(1-7)	318.06	261.11	400	2.08	0.37	10	0	1.03	15.37
(1-6)	325.31	267.07	450	1.68	0.53	10	0	1.03	15
(1-5)	333.34	273.66	600	0.97	0.87	10	0	1.03	14.16
(1-4)	336.2	248.01	400	1.97	0.3	10	0.22	0.92	13.3
(1-3)	345.25	194.09	400	1.54	0.61	10	0	0.7	13
(1-2)	357.37	200.9	550	0.85	1.11	10	0	0.7	12.11
(1-1)	369.35	112.96	350	1.17	0.63	10	0.38	0.38	11

Tabela 4.5 – Resultados obtidos no dimensionamento da rede de Acaraú/CE pelo método Racional

Trecho	Mon.	Jus.	Comprim. (m)	Diam. (mm)	Q. trecho(L/s)	Veloc. (m/s)
(3-1)	PV9	PV5	16.31	500	44.24	1.64
(2-1)	PV8	PV2	13.05	450	116.97	1.11
(1-7)	PV7	Fim	45.97	550	373.67	3.4
(1-6)	PV6	PV7	53.88	500	372.84	2.93
(1-5)	PV5	PV6	50.45	600	372.22	2.09
(1-4)	PV4	PV5	35.07	450	333.11	3.45
(1-3)	PV3	PV4	56.53	450	251.12	2.62
(1-2)	PV2	PV3	56.08	550	249.81	1.88
(1-1)	PV1	PV2	44.39	350	132.26	2.07

Tabela 4.6 – Resultados obtidos pela utilização das equações de Saint-Venant para a propagação das vazões.

Observemos agora os valores expostos na Tabela 4.7, assim como feito para o exemplo de Alcântara.

Quanto aos valores de vazão, a diferença nos valores de vazão calculados para as duas metodologias varia de 17,09% (trecho 1-1) até 43,80% (trecho 3-1) em relação ao menor valor (método racional). A média do valor de incremento de vazão por trecho encontrada para Acaraú foi de 32,36%.

O valor de incremento de vazão devido à metodologia escolhida por comprimento de trecho, também foi calculada. O menor valor encontrado foi de 0,43 L / s·m para o trecho (1-1) enquanto que o maior valor encontrado foi de 2,44 L / s·m para o trecho (1-7).

Vale chamar a atenção para uma diferença de vazão considerável já no primeiro trecho de cada coletor (1-1, 2-1, 3-1). Isso pode ser explicado pela defasagem do pelo fato da metodologia racional não fazer a distribuição temporal da chuva, fornecendo apenas um ponto no hidrograma de escoamento superficial e ocasionando uma defasagem nos valores vazão, quando comparado com o modelo hidrodinâmico.

O valor médio da diferença de vazão por comprimento de tubulação para todas as galerias na rede de Acaraú foi de 1,52 L/s·m.

No que diz respeito aos valores de velocidades calculados para os dois métodos utilizados, a menor diferença encontrada foi de 0,36 m/s (trecho

(2-1) enquanto que a maior foi 1,48 m/s (trecho (1-4)). Porém, em termos percentuais, temos um valor máximo para o trecho (3-1) (273%).

Para os diâmetros calculados, encontramos uma diferença no dimensionamento em seis trechos, são eles: (1-3), (1-4), (1-6), (1-7), (2-1) e (3-1).

Trecho	Comprimento (m)	Q - Método Racional (L/s)	Q - Saint - Venant (L/s)	Diferença de Vazões (em %)	Diâmetro de Projeto Para o Método Racional (mm)	Diâmetro Calculado Pelas Vazões do SWMM (mm)	Vel. Segundo Método Racional (m/s)	Vel. Segundo Saint-Venant (m/s)
(3-1)	16.31	30.76	44.24	43.82%	300	500	0.44	1.64
(2-1)	13.05	94.67	116.97	23.56%	400	450	0.75	1.11
(1-7)	45.97	261.11	373.67	43.11%	400	550	2.08	3.4
(1-6)	53.88	267.07	372.84	39.60%	450	500	1.68	2.93
(1-5)	50.45	273.66	372.22	36.02%	600	600	0.97	2.09
(1-4)	35.07	248.01	333.11	34.31%	400	450	1.97	3.45
(1-3)	56.53	194.09	251.12	29.38%	400	450	1.54	2.62
(1-2)	56.08	200.9	249.81	24.35%	550	550	0.85	1.88
(1-1)	44.39	112.96	132.26	17.09%	350	350	1.17	2.07

Tabela 4.7 – Valores obtidos para as duas metodologias na rede de Acaraú/CE.

Trecho	Q - Método Racional (L/s)	Q - Saint - Vennant (L/s)	Diferença de Vazões (em %)	Diâmetro de Projeto Para o Método Racional (mm)	Diâmetro Calculado Pelas Vazões do SWMM (mm)
(3-1)	30.76	44.24	43.82%	300	500
(2-1)	94.67	116.97	23.56%	400	450
(1-7)	261.11	373.67	43.11%	400	550
(1-6)	267.07	372.84	39.60%	450	500
(1-5)	273.66	372.22	36.02%	600	600
(1-4)	248.01	333.11	34.31%	400	450
(1-3)	194.09	251.12	29.38%	400	450
(1-2)	200.9	249.81	24.35%	550	550
(1-1)	112.96	132.26	17.09%	350	350

Tabela 4.8 – Valores obtidos para as duas metodologias na rede de Acaraú/CE.

4.3. TRECHO DE GALERIA LONGO E CONTÍNUO

No intuito de obter-se uma análise mais específica da propagação da vazão no interior do coletor pluvial, foi simulado uma drenagem de uma bacia pluvial sendo o fluxo carregado por uma galeria fictícia de 2 km de extensão e sem PV's ou caixas de visitas ao longo de seu comprimento.

Em uma situação como essa, não haverá interferências externas na vazão ao longo da propagação da onda no interior da galeria.

A tabela 4.9 apresenta os resultados que foram obtidos utilizando-se o método racional (módulo de dimensionamento do UFC8) no trecho em questão.

A tabela 4.10 nos mostra os resultados obtidos rodando a rede no software *swmm*.

TRECHO	INTENSIDADE (L/S.HA)	Q (L/s)	D	V (m/s)	tc	T	area	soma-area	TC-REAL
(1-2)	384.58	227.98	300	3.23	0.03	15	0	0.74	11.03
(1-1)	397.48	235.63	450	1.48	22.50	15	0.74	0.74	11

Tabela 4.9 – Resultados obtidos utilizando o método racional

Trecho	Mon.	Jus.	Comprim. (m)	Diam. (mm)	Declividade	Q. trecho(L/s)	Veloc. (m/s)
(1-2)	PV2	Fim	5	300	0.04	112.05	3.70
(1-1)	PV1	PV2	2000	350	0.005	120.52	2.07

Tabela 4.10 – Resultados obtidos utilizando-se das equações de Saint-Venant.

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS

Este trabalho apresentou, além de um software (UFC8, integrante do sistema UFC para traçado de rede e cálculos hidráulicos), a comparação entre duas metodologias para dimensionamento de redes de drenagem urbana. O UFC8, desenvolvido ao longo da pesquisa, foi projetado para ser uma ferramenta computacional para traçado, cálculo e dimensionamento de sistemas de drenagem urbana.

5.1 CONCLUSÕES

O desempenho do UFC8 mostrou-se satisfatório nos exemplos rodados, calculando a rede traçada pelo usuário em segundos.

O módulo de traçado e modelagem do UFC8 desempenha um papel excelente na plataforma AutoCAD e na interação com o software *epaswmm*, podendo, o usuário, visualizar os resultados da simulação hidráulica sem mesmo rodar o *swmm*. O UFC8 foi desenvolvido através da utilização das linguagens de programação: *Visual Basic*, *AutoLisp* e *Visual Basic For Applications*.

O UFC8 permite ao usuário dimensionar a rede traçada através de simulação hidráulica pelo software *swmm* ou utilizando o Método Racional, amplamente difundido academicamente e utilizado em projetos.

Para a rede de Alcântara/MA, podemos observar que houve pouca diferença no dimensionamento da rede projetada para as duas metodologias. Apenas dois trechos (de um total de vinte, ou seja, 10%) da rede mostraram diferença entre seus diâmetros finais calculados. Em ambos os trechos, a diferença foi para o diâmetro comercial imediatamente superior (400mm - 450mm e 300mm - 350mm). A média calculada da diferença de vazão em cada trecho dimensionado foi de 11,8%.

Já para o segundo exemplo analisado, a rede de Acaraú/CE, uma quantidade maior de trechos (em termos percentuais) apresentou diferença em

seus dimensionamentos. Em seis trechos (de um total de nove, ou seja, 67%), os diâmetros calculados para uma metodologia mostrou-se diferente do calculado pela outra. Em algumas situações, o incremento de diâmetro não foi para o comercial imediatamente superior, como por exemplo: 300mm – 500mm (trecho (3-1)) ou ainda 400mm – 550mm (trecho (1-7)).

Quanto ao exemplo de um trecho fictício muito longo sem interferências hidráulicas, um resultado não esperado chama atenção. A diferença entre os valores de vazão nos trechos, calculados segundo as metodologias, chega a 100%.

Além disso, vale ressaltar a considerável diferença já no primeiro trecho da rede, que recebe a água oriunda diretamente da bacia. Era de se esperar, como observado nos outros dois exemplos (Alcântara e Acaraú, trechos 1-1, 2-1, 3-1, 4-1...), que nos trechos iniciais a diferença nos valores de vazão fosse pequena, haja vista que a propagação está no seu início.

As duas metodologias comportaram-se satisfatoriamente em relação ao dimensionamento de redes de drenagem urbana, sendo a metodologia utilizando as equações de Saint-Venant a que nos retornou menores valores de vazão.

5.2 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS

No que se diz respeito ao software UFC8, cabe ainda algumas observações quanto seu funcionamento.

A opção para o dimensionamento de galerias retangulares ainda não foi ativado. Quando ativado, o software será capaz de dimensionar galerias retangulares com a praticidade que dimensiona as seções circulares.

Alguns outros dados de saída podem ser programados para serem exportados para o usuário através do método racional, como por exemplo: quantitativos da rede para elaboração de orçamento.

O software rodou perfeitamente para as redes testadas, relativamente de pequeno a médio porte. É interessante um teste com redes

grandes de drenagem, porém não é esperado nem um erro, tendo em vista que as rotinas serão as mesmas, aumentando somente o custo computacional. Porém, vale ressaltar que, em softwares, os chamados “bugs” só aparecem quando testados.

Quanto à comparação entre as duas metodologias estudadas, é providencial uma variação nos parâmetros: tempo de retorno e tempo de concentração inicial nas bacias. Valores usuais podem ser utilizados e observados os resultados finais do dimensionamento das galerias. Valores sugestivos são: 15 anos para tempo de retorno e 15 minutos para tempo de concentração inicial nas bacias.

6. BIBLIOGRAFIA

AZEVEDO NETTO, J. M. *Manual de Hidráulica*. Editora Edgard Blucher Ltda., 8ª Edição 1998. 680p.

BEZERRA, A. A.; GUIMARÃES, R. C. *Software de Dimensionamento de Rede de Drenagem Urbana*. In: 24º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2007, Belo Horizonte/MG, Sítio da ABES. Anais... Belo Horizonte/MG: ABES, 2007.

BOTELHO, M. H. CAMPOS. *Águas de chuva: engenharia de águas pluviais nas cidades*. São Paulo. Editora Edgard Blucher Ltda, 1985, 233p

BRASIL. FUNDAÇÃO NACIONAL DE SAÚDE. *2º Caderno de pesquisa de engenharia de saúde pública. Engenharia de saúde pública*. Fundação Nacional de Saúde. - Brasília: Funasa, 2006, 204 p.

CANHOLI, ALUÍSIO PARDO; *Drenagem Urbana e Controle de Enchentes*. São Paulo. Oficina de Textos, 2005 302p.

COSTA, M. GONÇALVES DA. *Uma Interface De Pré-Processamento Para O Epanet Utilizando O Autocad: O Programa UFC2*. In: VI SEREA - Seminário Iberoamericano sobre Sistemas de Abastecimento Urbano de Água, 2006, João Pessoa/PB.

DAEE, CETESB. *Drenagem urbana: manual de projeto*. São Paulo. 3. ed. CETESB. 1986, 452p.

FERNANDES, C. *MICRODRENAGEM - Um Estudo Inicial*, DEC/CCT/UFPB, Campina Grande, 2002, 196p.

HENDERSON, F. M. *Open Channel Flow*. New York: Mac Millan, 1966. 522 p.

LAZARO, T. R. *Urban Hydrology: A Multidisciplinary Perspective*. Technomic Publishing Company Inc., Lancaster, Pennsylvania U.S.A., 1990. 239p. ISBN 87762-547-6.

PORTO, R. M. *Hidráulica Básica*. 2ª. ed. São Carlos: EESC/USP, 2001. 519 p.

QUINTELA, A. de Carvalho. *Hidraulica*. 2ª Ed. Lisboa: Fundação Calouste Gulbekian, 1985, 539p.

RODRIGUES, G. P. W: *Computação gráfica e modelagem computacional aplicadas ao traçado e dimensionamento hidráulico de redes coletoras de esgoto sanitário*, 2006, 122f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Área de concentração: Saneamento Ambiental) – Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2006.

ROSSMAN, A. L. *Storm water management model user's manual v.5.0*. Cincinnati, OH. EPA. Revisado em abril/2009, 266p.

TUCCI, CARLOS E. M.; MARQUES, DAVID M. *Avaliação e controle de drenagem urbana V.2*. Associação brasileira de recursos hídricos. Porto Alegre, 2001, 547p.

TUCCI, CARLOS E. M.; PORTO, RUBEM LARAINHA; BARROS, MARIO T. DE; Associação Brasileira de Recursos Hídricos; *Drenagem Urbana*. Porto Alegre. Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1995 428p.

WALESH, S. G. *Urban surface water management*. Wiley-Interscience. U.S.A e Canada, 1989, 517p.

WILKEN, P. SAMPAIO. *Engenharia de drenagem superficial*. CETESB. São Paulo.: 1978, 477 p.

APÊNDICES

APÊNDICE A

EXEMPLO DE ARQUIVO DE SAÍDA GERADO PELO MÓDULO GRÁFICO DO UFC8 (ARQUIVO entrada para o módulo de dimensionamento (entrada.txt’’)).

```
1_ BC1_ 157_ 1_ 0_ 0.5355_
1_ BC2_ 155.44_ 1_ 0_ 0.5302_
1_ BC3_ 155.53_ 1_ 0_ 0.5305_
1_ BC4_ 259.6_ 1_ 0_ 0.8856_
1_ BC5_ 93.83_ 1_ 0_ 0.3200_
1_ BC6_ 163.75_ 1_ 0_ 0.5586_
1_ BC7_ 150.67_ 1_ 0_ 0.5139_
1_ BC8_ 149.63_ 1_ 0_ 0.5104_
1_ BC9_ 35.39_ 1_ 0_ 0.1207_
1_ BC10_ 242.84_ 1_ 0_ 0.8284_
```


4_-(3-4)_-PV11_-PV12_-0_-40.495_-37.227_-39.295_-36.027_-0.12144_-26.91_-0.013_-0_-300_-0_-
 0-
 4_-(3-3)_-PV10_-PV11_-0_-43.377_-40.495_-42.177_-39.295_-0.08174_-35.26_-0.013_-0_-300_-0_-
 0-
 4_-(3-2)_-PV9_-PV10_-0_-46.177_-43.377_-44.977_-42.177_-0.06285_-44.55_-0.013_-0_-300_-0_-
 0-
 4_-(3-1)_-PV8_-PV9_-0_-46.063_-46.177_-44.863_-44.977_-0.00396_-28.81_-0.013_-0_-300_-0_-
 0-
 4_-(2-5)_-PV7_-FIM2_-0_-30.639_-26.398_-29.439_-25.198_-0.17226_-24.62_-0.013_-0_-300_-0_-
 0-
 4_-(2-4)_-PV6_-PV7_-0_-31.794_-30.639_-30.594_-29.439_-0.01274_-90.65_-0.013_-0_-300_-0_-
 0-
 4_-(2-3)_-PV5_-PV6_-0_-28.469_-31.794_-27.269_-30.594_-0.05363_-62_-0.013_-0_-300_-0_-0_-
 4_-(2-2)_-PV4_-PV5_-0_-27.213_-28.469_-26.013_-27.269_-0.02289_-54.86_-0.013_-0_-300_-0_-
 0-
 4_-(2-1)_-PV3_-PV4_-0_-28.605_-27.213_-27.405_-26.013_-0.03052_-45.61_-0.013_-0_-300_-0_-
 0-

4_-(1-2)_-PV2_-FIM3_-0_-29.176_-27.528_-27.976_-26.328_-0.02973_-55.44_-0.013_-0_-300_-0_-
0-

4_-(1-1)_-PV1_-PV2_-0_-39.608_-29.176_-38.408_-27.976_-0.12613_-82.71_-0.013_-0_-300_-0_-
0-

APÊNDICE B

EXEMPLO DE ARQUIVO DE SAÍDA GERADO PELO MÓDULO de dimensionamento DO UFC8 em formato '.txt'
(saída.txt) .

(4-7) 302.038539910933 302.038539910933 229.30765950038 400 1.82481689971005 0.345057450293626 10 0.828
0.949 17.3782647534163 0

(4-6) 309.904988574182 309.904988574182 29.9988028939808 300 0.424406601341954 1.03320730312272 10 0
0.121 17.0332073031227 0

(4-5) 323.727331580835 323.727331580835 31.3368056970248 300 0.44333593076329 1.24472954940341 10 0 0.121
16 0

(4-4) 333.16966934621 333.16966934621 32.2508239927131 300 0.456266960038304 1.02863756186495 10 0 0.121
14.3431476766296 0

(4-3) 345.016969653962 345.016969653962 33.3976426625036 300 0.472491521255676 1.18661741310544 10 0
0.121 13.3145101147647 0

(4-2) 357.369700385995 357.369700385995 34.5933869973643 300 0.489408255934245 1.12789270165921 10 0
0.121 12.1278927016592 0

(4-1) 369.352630613314 369.352630613314 35.7533346433688 300 0.505818558702498 1.06164550659724 10 0.121
0.121 11 0

(3-6) 345.112736158779 345.112736158779 229.154856809429 300 3.24195716419757 0.103846735047777 10 0 0.83
12.2225839255532 0

(3-5) 346.361113582556 346.361113582556 229.983779418817 300 3.25368430639952 0.118737190505383 10 0 0.83
12.1187371905054 0

(3-4) 352.884825650134 352.884825650134 234.315524231689 300 3.31496745494411 0.13529544591187 10 0 0.83
12 0

(3-3) 354.855622540521 354.855622540521 235.624133366906 300 3.33348093888296 0.176292193488166 10 0 0.83
11.3974653645394 0

(3-2) 357.369700385995 357.369700385995 237.293481056301 300 3.35709795392912 0.2211731710512 10 0.51
0.83 11.2211731710512 0

(3-1) 369.352630613314 369.352630613314 94.5542734370085 400 0.752457360053303 0.638131397415865 10 0.32
0.32 11 0

(2-5) 336.204602797129 336.204602797129 892.959425029174 450 5.61471107959797 7.30818251404513E-02 10
0.559 3.32 13.0730818251405 0

(2-4) 344.030597960825 344.030597960825 759.89478477587 650 2.29006318978615 0.659734342734194 10 0.514
2.761 13 0

(2-3) 357.369700385995 357.369700385995 405.114292357564 700 1.05269412850893 0.981608337454093 10 0
1.417 12 0

(2-2) 369.352630613314 369.352630613314 418.698142063253 700 1.08799191754646 0.840386144958921 10 0.886
1.417 11 0

(2-1) 369.352630613314 369.352630613314 156.900997484536 300 2.21974921215724 0.342456103826209 10 0.531
0.531 10 0

(1-2) 357.369700385995 357.369700385995 304.764880489177 400 2.42530103689729 0.380983632935763 10 0.53
1.066 11.3809836329358 0

(1-1) 369.352630613314 369.352630613314 158.378408006989 300 2.24065080549206 0.615223039940521 10 0.536
0.536 11 0

ANEXOS

**ANEXO I – PLANTA DA REDE PROJETADA DE
ALCÂNTARA/MA**

**ANEXO II – PLANTA DA REDE PROJETADA DE
ACARAÚ/CE**