

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA URBANA

**MAPEAMENTO PRELIMINAR DE ÁREAS URBANAS DE
INUNDAÇÃO**

HÉLIO CÉSAR SULEIMAN

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Urbana.

Orientação: Prof. Dr. Ademir Paceli Barbassa

São Carlos

2006

**Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da
Biblioteca Comunitária da UFSCar**

S949mp

Suleiman, Hélio César.
Mapeamento preliminar de áreas urbanas de inundação /
Hélio César Suleiman. -- São Carlos : UFSCar, 2006.
146 p.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São
Carlos, 2004.

1. Drenagem urbana. 2. Inundações. 3. MacCormack. 4.
Propagação hidrodinâmica. I. Título.

CDD: 628.21 (20^a)

*Dedico este trabalho ao meu irmão, minha mãe
e a memória da tia “Baga”*

Agradecimentos

A **DEUS** por tudo que tem me ofertado e principalmente a **VIDA**.

Ao **Professor Dr. Ademir Paceli Barbassa**, pela orientação e por ter ensinado que ser professor é apontar caminhos, mas deixando que o aluno caminhe com seus próprios pés.

A **FEB** (Fundação Educacional de Barretos) na figura de seu Conselho Diretor, funcionários, professores e alunos, que tanto apoiaram em todos os aspectos

Ao **DAEE** (Departamento de Águas e Energia Elétrica), a **Secretaria de Planejamento e Gestão Ambiental de Ribeirão Preto** e ao **DER** (Departamento de Estradas e Rodagem), pelo apoio no fornecimento de plantas, software e dados necessários durante o desenvolvimento da dissertação.

A **Paulinha, Marony, Rubens, Joseli, Patricia, Lizete, Sissi, Romildo, Anderson**, muito obrigado, vocês foram e são demais.

A vocês **Valéria (Val), André, Junior, Leitão, Sonia**, obrigado por serem amigos, no sentido mais amplo da palavra, sem a ajuda de vocês com certeza não conseguiria.

A minha **mãe (Lourdes)**, ao meu irmão **Kika (Carlos)** nem todas as palavras de gratidão existentes no mundo conseguiria traduzir meu reconhecimento e amor por vocês.

A toda minha família e principalmente ao **Guilherme** e a **Biba** (meu sobrinho e cunhada favoritos) a vocês o meu muito obrigado.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA	1
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1 Casos de Inundação	6
2.2 Modelos Hidrológicos	11
2.2.1 Modelo Hidrológico Geral	12
2.2.2 Modelo de Nash	15
2.2.3 Modelos Geomorfológicos	19
2.2.4 Modelo TOPMODEL	20
2.2.5 Método do Soil Conservation Service (SCS)	21
2.2.6 Estimativa de vazões de pico em projetos de Drenagem Urbana – Método de Ven Te Chow	23
2.3 Modelo Geral Hidrodinâmico	24
2.3.1 Caracterização dos tipos de escoamento	24
2.3.2 Modelo Hidrodinâmico	27
2.3.2.1 Definição	27
2.3.3 Propagação da onda de cheia – Método de Muskingun	28
2.3.4 Métodos numéricos para resolução das equações de Saint-Venant	31
2.3.4 a Método das Características	32
2.3.4 b Método de Diferenças Finitas	34
2.4 Dados necessários para a formulação de um programa computacional aplicado ao cálculo de uma onda de cheia em um canal	39
2.5 Revisão dos Modelos Hidrodinâmicos	42

2.5.1	Modelo RM2	42
2.5.2	Modelo Difusivo 2D	46
2.5.3	Modelo de Transição entre escoamento em condutos livres para escoamento em conduto forçado	51
2.5.4	MPHRC – Modelo de Propagação Hidrodinâmico em Redes de Canais	57
2.5.5	Modelo Digital de Terreno	66
2.5.6	MPHRC-MAI – Modelo de Propagação Hidrodinâmica para Redes de Canais e Mapeamento de Áreas Inundáveis	73
2.5.7	Esquema Explícito de MacCormack e Programa Proposto por Chaudry	86
2.6	Simulação de Efeito de Remanso	91
3.	OBJETIVOS	94
3.1	Objetivos Específicos	94
4.	METODOLOGIA	95
4.1	Escolha do local para aplicação do estudo	96
4.1.1	Caracterização do Trecho em Estudo	103
4.2	Implementação do modelo	104
4.2.1	Dados de entrada necessário ao modelo	106
4.2.2	Condições iniciais e de contorno externas	106
4.2.3	Condições de contorno interna	107
4.2.4	Verificação da estabilidade numérica	108
4.2.4.1	Passo <i>predictor</i> e <i>corrector</i>	109
4.3	Geração de mapa de área inundada estimada	110
4.4	Aplicação do modelo	111
5.	ANÁLISE DOS RESULTADOS	112

5.1	Levantamento das características do canal	115
5.2	Dados de entrada do Programa	118
5.3	Condições iniciais, condições de contorno internas e curva chave	120
5.4	Verificação da estabilidade do modelo e testes realizados	121
5.5	Aplicação do modelo ao córrego Retiro Saudoso	130
6.	CONCLUSÕES	137
7.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	140
8.	ANEXOS	146

Lista De Figuras

Figura 1 - Componentes do Ciclo Hidrológico	2
Figura 2 - Transbordamento do Córrego Ribeirão Preto	6
Figura 3 - Canal em má conservação em área Urbana de Araçatuba	7
Figura 4 - Comerciante limpando sua loja na av: Francisco Junqueira em Ribeirão Preto após chuva que atingiu a região da baixada	9
Figura 5 - Reservatório em Cascata	15
Figura 6 - Esquema de Rede de Canais	58
Figura 7 - Variação brusca de seção em canais	59
Figura 8 - Fluxograma de operação executado pelo programa MPHRC.....	60
Figura 9 - Fluxograma de cálculo de área de inundação – MPHRC-MAI.....	76
Figura 10 - Áreas de inundação no Rio Itajaí-Mirim em Brusque – SC.....	81
Figura 11a- Áreas de inundação no córrego Retiro Saudoso – Ribeirão Preto, SP, para as vazões de pico de $85 \text{ m}^3/\text{s}$	84
Figura 11b- Áreas de inundação no córrego Retiro Saudoso – Ribeirão Preto, SP, para as vazões de pico de $105 \text{ m}^3/\text{s}$	84
Figura 11c- Áreas de inundação no córrego Retiro Saudoso – Ribeirão Preto, SP, para as vazões de pico de $115 \text{ m}^3/\text{s}$	85
Figura 12 - Foto tirada em 1927 de uma inundação ocorrida na região central da cidade de Ribeirão Preto	96

Figura 13 -	Hidrografia e Urbanização no município de Ribeirão Preto – SP.....	98
Figura 14 -	Hidrografia e Urbanização, em destaque no município de Ribeirão Preto – SP	98
Figura 15-	Afluente da margem direita do córrego Ribeirão e urbanização ao longo do córrego Retiro Saudoso no município de Ribeirão Preto – SP99
Figura 16 -	Hidrografia do município de Ribeirão Preto –SP. Destaque para o córrego Retiro Saudoso.....	100
Figura 17 -	Junção do córrego Retiro Saudoso na av: Francisco Junqueira com o córrego Ribeirão Preto na av: Gerônimo Gonçalves – Ortofoto.....	101
Figura 18 -	Inundação no cruzamento da Avenida Francisco Junqueira com a Avenida Gerônimo Gonçalves no ano de 2002.....	102
Figura 19 -	Inundação na Avenida Francisco Junqueira no ano de 2002.....	102
Figura 20 -	Inundação ao longo da Avenida Francisco Junqueira no ano de 2003.....	103
Figura 21 -	Fluxograma simplificado da propagação hidrodinâmica	113
Figura 22 -	Fluxograma simplificado da geração da mancha de inundação.....	114
Figura 23 -	Planta do trecho do córrego Retiro Saudoso, compreendido entre as avenidas Independência e Gerônimo Gonçalves, com numerações de jusante para montante	115
Figura 24 -	Planta e perfil longitudinal do fundo do canal do córrego do Retiro Saudoso, no trecho estudado	116
Figura 25 -	Perfis transversais das seções consideradas	117

Figura 26 -	Hidrograma hipotético propagado para se testar a estabilidade numérica do modelo	122
Figura 27 -	Hidrograma adotado, pico de 115 m ³ /s	124
Figura 28 -	Hidrograma adotado, pico de 105 m ³ /s	127
Figura 29 -	Hidrogramas de seções de montante e jusante; tempo de propagação 8400 segundos	129
Figura 30 -	Hidrogramas de seções de montante e jusante; tempo de propagação 16800 segundos	129
Figura 31 -	Perfil hidráulico para o canal em estudo. Vazão 115 m ³ /s. T = 55,15 minutos	133
Figura 32 -	Área estimada de inundação referente ao tempo de 55,15 minutos e hidrograma da figura 28 no córrego Retiro Saudoso	134
Figura 33 -	Sobreposição da mancha gerada pelo modelo proposto sobre a mancha obtida por Pires (1997)	135
Figura 34 -	Sobreposição da mancha gerada pelo modelo proposto por Pires (1997) sobre a mancha obtida através da metodologia aplicada no presente trabalho	136

Lista de Tabelas

Tabela 5.2.1	-	Dados de entrada – Valores iniciais	119
Tabela 5.4.1	-	Hidrograma hipotético adaptado de Pires (1997) fim de testar a estabilidade numérica do modelo.	121
Tabela 5.4.2	-	Resultado de propagação, utilizando o modelo proposto, para um hidrograma hipotético, com vazão de pico 150 m ³ /s. Tempo t = 50,47 minutos.	122
Tabela 5.4.3	-	Dados de entrada para o modelo de propagação hidrodinâmica, a fim de se testar a estabilidade do modelo.	123
Tabela 5.4.4	-	Hidrograma hipotético adaptado de Pires (1997), utilizado para se testar a estabilidade do modelo.	124
Tabela 5.4.5	-	Resultado de propagação, utilizando o modelo proposto, para um hidrograma hipotético, com vazão de pico 115 m ³ /s. Tempo t = 49,54 minutos.	125
Tabela 5.4.6	-	Hidrograma hipotético adaptado de Pires (1997), utilizado para se testar a estabilidade do modelo	126
Tabela 5.4.7	-	Resultado de propagação, utilizando o modelo proposto, para o hidrograma mostrado na tabela 5.4.6 e figura 28. Vazão de pico 105 m ³ /s. Tempo t = 49,50 minutos.	127
Tabela 5.4.8	-	Resultado comparativo entre lâminas d'água obtidas pela metodologia apresentada no presente trabalho e as obtidas por Pires (1997); vazão de pico de 105 m ³ /s.	128
Tabela 5.5.1	-	Vazões de pico e respectivo período de retorno para a bacia do Córrego do Retiro Saudoso na confluência com córrego Ribeirão Preto	130
Tabela 5.5.2	-	Parâmetros hidráulicos calculados para o tempo 0,0 minutos em todas as seções do córrego Retiro Saudoso.	131
Tabela 5.5.3	-	Parâmetros hidráulicos calculados para o tempo 0,47 minutos em todas as seções do córrego Retiro Saudoso.	131
Tabela 5.5.4	-	Parâmetros hidráulicos calculados para o tempo 55,15 minutos em todas as seções do córrego Retiro Saudoso.	132

RESUMO

A busca de soluções para os problemas urbanos que afetam a qualidade de vida das populações não pode prescindir, atualmente, dos conceitos de inundações e enchentes em áreas urbanas, que são freqüentes em várias cidades do país, que quando atingem áreas densamente ocupadas, provocam prejuízos consideráveis, os quais em muitos casos são irreparáveis através da perda de vidas humanas.

Com o objetivo de fornecer uma ferramenta computacional para delimitar áreas de maior ou menor risco de ocorrência de enchentes, para uso urbano e planejamento do sistema de drenagem chegou-se a metodologia proposta. Desenvolveu-se o modelo de propagação hidrodinâmica utilizando o esquema explícito MacCormack, possibilitando sua aplicação a canais urbanos. Na ocorrência de inundações as lâminas e as seções correspondentes são registradas para posteriormente, gerar-se o mapa preliminar de inundação com o auxílio de um software topográfico. Os testes tiveram como ênfase a propagação hidrodinâmica em um canal real, córrego do Retiro Saudoso, na cidade de Ribeirão Preto – SP, tendo como produto um mapa representando uma área estimada de inundação.

O resultado final deste trabalho pode ser utilizado como parte de um sistema de apoio de decisões para as autoridades no que se refere à inundação, uma vez que o programa pode ser aplicado para estimar e mapear a inundação ao longo de um canal.

ABSTRACT

Nowadays, the quest for solutions to urban problems that affect population quality of life cannot ignore the concepts of inundation and flood in urban areas, which are frequently seen in a number of cities within the country and, whenever reaching crowded areas, bring considerable damage that is, on its turn, irreparable due to the loss of human lives.

The proposed methodology was reached with the objective of providing a computational tool to outline areas with higher or lower risk of flood for planning a draining system and urban use. The hydrodynamic propagation model has been developed by using the MacCormack explicit scheme, making it possible to be applied to urban channels. In the case of inundations, corresponding plates and sections are recorded for further generating the inundation preliminary map with the aid of a topographic software. Tests focused on hydrodynamic propagation in a real channel, stream of the *Retiro Saudoso*, in the city of Ribeirão Preto, state of São Paulo, having a map representing a estimative flooding area.

The final outcome of this work might be used as part of a decision-making support system for authorities to estimate and to map flood along a channel.

1 - Introdução e Justificativa

A busca de soluções para os problemas urbanos que afetam a qualidade de vida das populações não pode prescindir, atualmente, dos conceitos de inundações e enchentes em áreas urbanas, que são freqüentes em várias cidades do país, que quando atingem áreas densamente ocupadas, provocam prejuízos consideráveis, os quais em muitos casos são irreparáveis através da perda de vidas humanas.

A maior parte da água que cai sobre a terra encontra seu caminho para o mar. Uma pequena parte evapora durante a queda, outra evapora da superfície da terra ou ainda é transpirada pelos seres vivos. Caindo sobre um solo com cobertura vegetal, parte do volume precipitado sofre interceptação em folhas ou caules, de onde evapora, ou seja, excedendo a capacidade de armazenar água na superfície dos vegetais, ou por ação dos ventos, a água interceptada pode-se re-precipitar para o solo. Das águas que escoam para o mar, uma fração o faz pela superfície, formando os rios e córregos; outra é infiltrada no solo e percola pelos lençóis d'água até aflorar num rio, ou numa estagnação. Mesmo as águas utilizadas no abastecimento das cidades ou para outros fins como geração de energia elétrica, depois de servidas retornam aos cursos d'água. A água evaporada do mar e da superfície da terra atinge as nuvens e depois precipita em forma líquida ou sólida, fechando um ciclo composto pelas etapas descritas que é o ciclo hidrológico (Wilken, 1978; Tucci, 1993; Righetto, 1998). Ao nosso estudo interessam somente as duas últimas fases, ou seja, a precipitação e o escoamento, pois é com base nestes dados, entre outros, que se inicia todo o processo de controle das cheias.

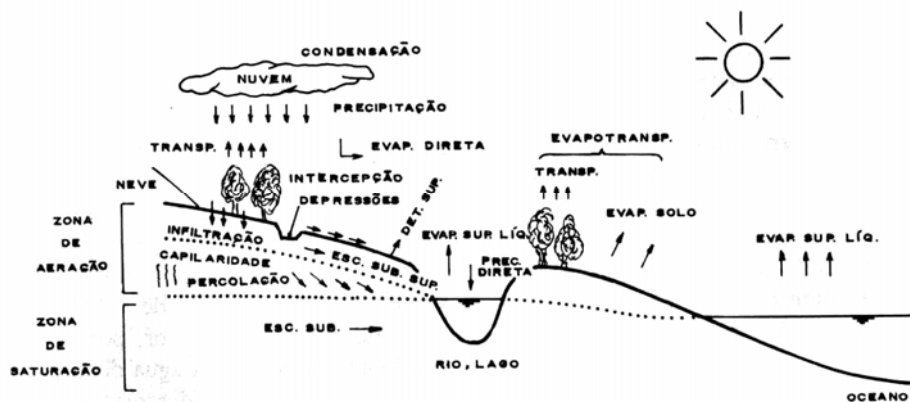


Figura 1: Componentes do ciclo hidrológico.

Fonte: Tucci, pp38 (1993).

Atualmente as cidades vêm passando por sérios problemas relacionados às enchentes. Os motivos são vários, mas pode-se dizer que um dos principais agentes causadores de uma enchente é a ocupação indiscriminada das áreas de várzea, que são áreas situadas às margens dos rios, destinadas à inundação natural durante a época de chuvas. Além disso, a própria construção das cidades provoca a impermeabilização de uma área que antes era coberta por vegetação. Assim, a parcela das águas de chuva que naturalmente iria infiltrar no solo, passa a escoar em direção ao rio, aumentando sua vazão e conseqüentemente o seu nível d'água.

Pode-se considerar inundações, quando ocorrem chuvas contínuas por longos períodos de tempo e os rios passam a ocupar as várzeas. Isto já acontecia muito antes de os homens construírem as primeiras cidades. As enchentes são mais graves que as inundações, pois ocupam uma área maior que as várzeas dos rios. No caso de enchentes, mesmo que os rios sejam bem largos e profundos, ainda assim são insuficientes para transportar a grande quantidade de água das chuvas.

O desenvolvimento urbano brasileiro tem produzido um aumento expressivo na frequência das inundações. À medida que a cidade se urbaniza, ocorre o aumento das vazões máximas (em até 7 vezes) devido à impermeabilização e canalização (Tucci, 1997). Sem contar ainda com os efeitos provocados pela formação das ilhas de calor, que ocorrem em áreas densamente urbanizadas, e são responsáveis por chuvas mais intensas e localizadas. A “atração” que a ilha de calor exerce sobre a chuva fica clara nos dados do radar meteorológico (Defesa Civil do Município de São Paulo, 15 de fevereiro de 2004).

O conceito de Plano Diretor de Drenagem Urbana prevê que, além de projetos e obras, um bom sistema de prevenção de enchentes deve envolver legislação e fiscalização que impeçam a ocupação das áreas inundáveis ou sujeitas à erosão, estando perfeitamente integrado aos aspectos sociais, econômicos e ambientais da área em estudo. A visão moderna acerca da problemática da drenagem urbana envolve o conceito de planejamento urbano integrado onde o sistema de drenagem faz parte de um sistema muito mais amplo de infra-estrutura urbana em que quantidade e qualidade devem receber igual importância (III Seminário Nacional de Drenagem Urbana – www.abrh.org.br/eventos/drenagem/introd.). Dentro deste enfoque moderno o plano diretor de drenagem envolve a utilização de medidas estruturais e não-estruturais. Vale dizer que a solução do problema das cheias envolve a consideração de aspectos legais, institucionais, ambientais e políticos dentro de um contexto integrado.

No Brasil não existe nenhum programa sistemático de controle de enchentes que envolvam seus diferentes aspectos. O que se observa são ações isoladas por partes de algumas cidades. Em geral, o atendimento a enchente somente é realizado depois de sua ocorrência. A tendência é que o problema fique no esquecimento após cada enchente, retornando na seguinte.

Com a crescente impermeabilização das áreas de drenagem de nossas cidades , através da urbanização, a ocorrência de enchentes tem se tornado cada vez mais frequentes.

Conforme Rauber (1997), diretor do Departamento de Esgotos Pluviais (DEP) de Porto Alegre – RS (1997), os alagamentos, são decorrentes da relação entre a natureza e os empreendimentos humanos, em particular os relacionados com a ocupação do solo urbano. As cidades ao serem construídas, “roubam” os caminhos naturais da água de chuva e não oferecem alternativas para o retorno dessas águas aos arroios, rio e mares.

A impermeabilização do solo urbano tem provocado alagamentos com altos riscos, na medida que um volume maior de água chega mais rápido às regiões mais baixas. Para resolver esta situação pelos métodos tradicionais, seria necessário reconstruir canais e galerias, aumentando várias vezes sua vazão, a custos impossíveis de serem pagos.

Para se projetar novos sistemas de drenagem urbana ou ainda analisar e otimizar os sistemas existentes, pode-se lançar mão da modelagem em drenagem urbana. Porém, os modelos somente serão benéficos se eles representarem com exatidão suficiente os complexos processos físicos, químicos e biológicos dentro do sistema de drenagem urbana. Parte do desafio é estabelecer qual é o nível de detalhe apropriado para a tarefa de “mão”, que são os dados exigidos (confiança, certezas, coberturas espaciais e temporais, etc.), as exigências computacionais, as condições de contorno, etc.

São fatores importantes para a modelagem, as características da rede de canais, tais como rugosidade, meandros, geometria e declividade, principalmente no cálculo da linha de água, onde consegue-se determinar as cotas de inundação, além da topografia do terreno e do nível de urbanização da região que se pretende estudar, pois esses dados terão fortes influências no escoamento superficial.

A escolha de um determinado modelo deve ser feita através da ponderação de diversos fatores, sendo que alguns dos mais importantes são: o objetivo do estudo, os dados disponíveis e as facilidades de compreensão e utilização do modelo.

2. Revisão bibliográfica

2.1 - Casos de inundação

“Estradas rurais intransitáveis, pontes interditadas porque desabaram ou podem desabar a qualquer momento, famílias desabrigadas porque tiveram suas casas invadidas pelas águas de rios e córregos que transbordaram, ou ainda porque simplesmente desabaram. Este foi o cotidiano de 41 dos 645 municípios do Estado de São Paulo desde meados do mês de dezembro, quando a ocorrência das fortes chuvas de verão começaram a ser constantes.” (Revista Ambiente Total nº 1, março de 1999; p.46).



Figura 2 – Transbordamento do Córrego Ribeirão Preto.
Fonte: (Revista Ambiente Total nº 1, março de 1999; p.46)

Segundo publicação da Revista Ambiente Total (1999; p.46), Ribeirão Preto – SP, vive os dramas das chuvas de verão com a inundação de importantes avenidas. Os córregos do Retiro e Ribeirão Preto transbordam com as fortes chuvas, inundando as avenidas Francisco

Junqueira e Jerônimo Gonçalves, além de ruas próximas, uma vez que os córregos que atravessam a cidade não têm capacidade para escoar a água que recebem quando fortes chuvas caem sobre a cidade. Apesar de não registrar casos de desabrigados, as inundações atingem pontos considerados vitais para o fluxo de veículos. Durante o período de chuvas de verão, os dois córregos mantêm o nível de água no limite, ameaçando transbordar com qualquer chuva forte.

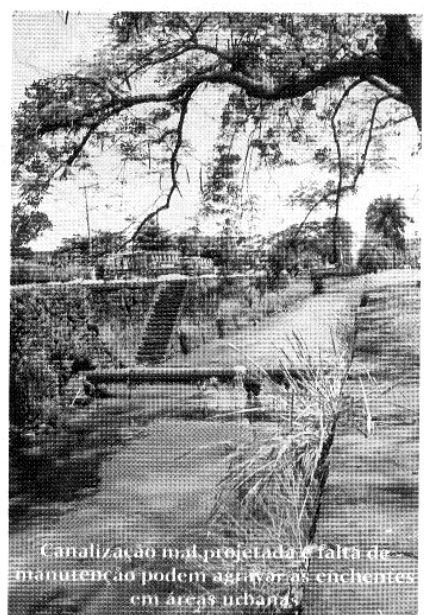


Figura 3 – Canal em má conservação em área urbana de Araçatuba –SP.
Fonte: (Revista Ambiente Total nº 1, março de 1999; p.47)

Em janeiro de 1999, toda a produção agrícola em Araçatuba –SP ficou parada no campo durante mais de duas semanas, pois, todas as estradas rurais do município foram interditadas porque 6 (seis) pontes ameaçavam desabar. Segundo dados fornecidos pelo secretário de planejamento do município, Edson de Paula (gestão 1999), as chuvas destruíram cerca de 273 quilômetros de estradas na zona rural. Na área urbana muitas avenidas e ruas foram invadidas por buracos; o asfalto apresentou afundamentos em vários bairros. Vinte e uma (21) casas construídas

em áreas de riscos ameaçavam desabar. Estas casas estavam localizadas nos bairros Alvorada, Umuarama, Juçara e Novo Umuarama. Doze (12) tiveram desabamento parcial e 3 (três) desabaram completamente no bairro Alvorada. (Revista Ambiente Total nº 1, março de 1999). O secretário afirma ainda que 500 (quinhentas) casas estão construídas em áreas de risco como margens de córregos e locais com possibilidades de deslizamento de terra.

Segundo dados do Centro de Ensino e Pesquisa em Agricultura (Cepa) da Universidade de Campinas (Unicamp), na última quinzena de janeiro de 1999 choveu 40 milímetros em apenas três horas ou seja 40 litros de água em cada metro quadrado. A forte chuva provocou transbordamento do rio Capivari, principalmente nos bairros periféricos, localizados nas proximidades do distrito industrial.

Segundo Jurandir Zulo, pesquisador do Cepa, a média de chuvas no mês de janeiro na cidade é de 240 (duzentos e quarenta) milímetros; nos primeiros 15 dias (janeiro de 1999), foi de 286 milímetros de chuvas. Ele considera a quantidade de chuva normal “se não fosse a impermeabilização do solo, o assoreamento dos rios e córregos e os bueiros entupidos que impedem uma vazão de água dentro do que seria necessário”. Ele diz que é de janeiro de 1929 o recorde de chuvas na cidade, com 649,5 milímetros, “e nem por isso houve registros de inundações”. (Revista Ambiente Total nº 1, março de 1999; p. 47). Segundo ainda o pesquisador, a principal preocupação está com os córregos Anhumas e Quilombo e com os rios Atibaia e Capivari que sempre transbordam, inundando as regiões baixas da cidade.

As regiões baixas da cidade ou os fundos de vale, são identificados como locais problemáticos nas cidades. É lá que ocorrem as enchentes, é para lá que se encaminham os esgotos sem tratamento, gerando como subprodutos da degradação o lixo, os ratos e o mau cheiro.

Baixadas e áreas de várzea são regiões adjacentes ao curso d'água, naturalmente destinada à inundação periódica, que ocorre geralmente no verão, quando as chuvas são mais intensas.



Figura 4 – Comerciante limpando sua loja, na avenida Francisco Junqueira, em Ribeirão Preto após chuva que atingiu a região da Baixada.

Fonte: (Folha de São Paulo, 9 de dezembro de 2003 ; C4)

É comum ver-se hoje em dia cidades em que as margens dos rios estão totalmente ocupadas por moradias e avenidas. É o caso, por exemplo, das avenidas marginais aos rios Pinheiros e Tietê, em São Paulo. Elas foram construídas em uma área que faz parte do leito destes rios, destinada à inundação natural durante o período de chuvas. Após a urbanização desta área, com a ocorrência das chuvas de verão, vêm as cheias que inundam a região urbanizada, causando transtornos à população. Outro exemplo na cidade de São Paulo é o Vale do Anhangabaú, que sofre inundações freqüentes, por tratar-se de uma baixada.

Cabe ressaltar que as inundações temporárias das baixadas aluvionares são fenômenos naturais e têm ocorrido ao longo do tempo, independentemente da ação antrópica. Acontece que ao tentar impedir ou, por vezes, desconsiderando essa ocorrência, o homem encontra a oposição da natureza.

Dentre as várias causas que têm agravado as inundações urbanas, vale ressaltar alguns aspectos importantes como causa do agravamento das inundações. Para Marta Dora Grostein (Grostein, Marta Dora. www.ponto.org/3/entrevista) dois aspectos são importantes. Um primeiro aspecto refere-se ao aumento significativo de áreas com solos impermeáveis no meio urbano. As vias pavimentadas do sistema viário, os passeios públicos, as coberturas das edificações, os pátios e quintais urbanos e a crescente redução da cobertura vegetal, contribuem para o aumento de volume a ser escoado, aumentando também a velocidade da água que chega às regiões mais baixas.

Um segundo aspecto, refere-se ao tipo de ocupação do uso do solo, onde uma parcela da população excluída do mercado imobiliário formal, localiza-se muitas vezes em áreas impróprias para ocupações, ou por serem áreas de conservação e preservação ambiental, ou pelos riscos inerentes à baixa qualificação dos processos de implementação desses espaços.

Em trabalho apresentado na disciplina Sistema Urbanos de Saneamento na UFSCar – São Carlos, SP (Kageyama e Silva, agosto 1998) é exposto um terceiro aspecto, que é relativo aos modelos de gestões públicas que têm sido exercidas no Brasil. Com raríssimas exceções, as políticas públicas têm se caracterizado pela descontinuidade de atuações e pela falta de abrangência no trato das questões urbanas. Segundo as autoras, as cidades são espaços complexos de intervenção e a ausência de um planejamento integrado com propostas que

contemplem atuações a curto, médio e longo prazos, não permite um desempenho com maior efetividade na superação de seus problemas.

Resumidamente, consideram-se que as inundações são fenômenos naturais que podem ocorrer independentemente da ação humana. Porém, as formas de apropriação do solo urbano, a despeito de todo o conhecimento tecnológico disponível, têm agravado as conseqüências da ocorrência desse fenômeno. A elucidação de uma enchente é uma etapa necessária ao processo de encaminhamento de soluções e implica no reconhecimento de sua amplitude que apresenta interações com diversas outras estruturas urbanas.

A ocupação existente junto ao curso d'água e nos setores situados a montante e jusante interferem nos riscos de inundação. Devem ser considerados fatores tais como a densidade populacional, o nível de impermeabilização dos terrenos, o padrão das obras de infraestrutura (em especial os fatores que condicionam o risco de erosão do terreno natural), a qualidade dos serviços de coleta/disposição do lixo e de tratamento de esgotos (Moretti, 1993).

2.2. Modelos Hidrológicos

Uma tarefa importante no processo de inundação é a quantificação das vazões de cheia resultantes do excesso de chuva sobre uma bacia. O processo hidrológico pode ser descrito de maneira bastante simplificada. O excesso da água de chuva que não é infiltrado no solo acumula-se inicialmente nas pequenas depressões do terreno para, em seguida, formar uma

lâmina d'água e, conseqüentemente , o escoamento de superfície ou deflúvio superficial (Righetto, 1998).

O processo de transformação de chuva em vazão tem sido simplificado teoricamente por meio de modelos matemáticos, que têm como finalidade representar o processo de maneira relativamente simples, fornecendo resultados compatíveis com os observados através de medições de precipitações e de vazões.

Não se pretende aqui fazer uma coletânea dos modelos existentes e sim tentar explorar os principais pontos de alguns deles.

2.2.1 Modelo Hidrológico Geral

Righetto (1998), Chow e Kulanaiswamy (1971,1982) estabeleceram que a relação entre a entrada e saída de uma bacia pode ser representada matematicamente por:

$$Q = \phi (I) \quad (2.2.1.1)$$

Onde:

Q = saída da bacia (vazão);

I = entrada na bacia (precipitação);

ϕ = função de transferência executada pelo sistema para transformar a chuva em vazão.

A equação da continuidade de um sistema pode ser expressa por:

$$\frac{dS}{dt} = I - Q \quad (2.2.1.2)$$

onde:

S = armazenamento na bacia.

O armazenamento S , por sua vez, pode ser expresso como uma função matemática da precipitação I e da vazão Q e de suas derivadas em relação ao tempo pela expressão:

$$S = \sum_{m=0}^M a_m (Q, I) \frac{d^m I}{dt^m} + \sum_{n=0}^N b_n (Q, I) \frac{d^n Q}{dt^n} \quad (2.2.1.3)$$

Onde:

a_m e b_n = coeficientes que são funções de I e Q , respectivamente.

Substituindo o valor de S da equação (2.2.1.3) na equação da continuidade (2.2.1.2), obtém-se em função de transferência ϕ :

$$Q = - \left(\frac{a_m D^{m+1} + a_{m-1} D^m + \dots + a_0 D - 1}{b_n D^{n+1} + b_{n-1} D^n + \dots + b_0 D + 1} \right) I \quad (2.2.1.4)$$

Na qual:

$D^m = d^m/dt^m$ e $D^n = d^n/dt^n$, que representa o modelo hidrológico geral de uma bacia hidrográfica.

Para aplicações práticas do modelo, Chow e Kulandaiswamy (1972,1982), recomendam a aplicação de formas simplificadas das equações (2.2.1.3) e (2.2.1.4), fazendo $m=1$ e $n=2$, respectivamente, e assumindo coeficientes constantes:

$$S = (a_0 I + a_1 \frac{dI}{dt}) + (b_0 Q + b_1 \frac{dQ}{dt} + b_2 \frac{d^2 Q}{dt^2}) \quad (2.2.1.5)$$

$$Q = \left(\frac{1 - a_0 D - a_1 D^2}{1 + b_0 D + b_1 D^2 + b_2 D^3} \right) I \quad (2.2.1.6)$$

onde:

$D = d/dt$.

Este modelo não implica em complexidade de cálculo, tornando o modelo exeqüível para a previsão de vazões.

É recomendado a aplicação do modelo hidrológico geral para bacias hidrográficas que cumpram determinados requisitos:

- 1) Área de drenagem compreendida entre 26 e 2.600 km²;
- 2) Existência de dados de chuvas isoladas;
- 3) Disponibilidade de registros de chuvas de grande e de pequena magnitude;
- 4) Disponibilidade de registros de vazões;
- 5) Padrão de drenagem que produza hidrogramas com pico único.

O modelo apresenta como limitações a não existência de uma relação direta com o grau de impermeabilização da bacia e a necessidade de uma série histórica dos dados, sendo portanto necessário uma reavaliação dos parâmetros do modelo ao longo da série histórica dos dados, para que a evolução do grau de ocupação da área urbana possa ser retratado, ou relacionar os parâmetros característicos a_0 , a_1 , b_0 , b_1 e b_2 com o grau de urbanização na bacia hidrográfica.

2.2.2. Modelo de Nash.

Segundo Vasconcelos et al (1989), Nash (1957) propôs um modelo conceitual para uma bacia de drenagem composta de n reservatórios lineares, onde a saída do primeiro é a entrada do segundo e apenas o efeito de armazenamento é considerado.

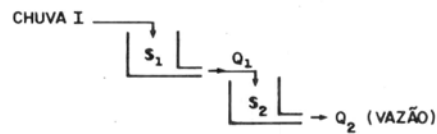


Figura 5. Reservatório em Cascata. **Fonte:** Coleção ABRH, vol.2; 1989; pg.239

Pela transferência de uma unidade de fluxo através dos diversos reservatórios pode ser obtida uma equação para o Hidrograma Unitário Instantâneo (IUH).

$$u(t) = \frac{1}{k(n-1)!} \left(\frac{t}{k}\right)^{n-1} e^{-t/k} \quad (2.2.2.1)$$

que é a IUH da bacia de drenagem simulada, matematicamente representada por uma distribuição (Gamma).

Os valores do coeficiente de armazenamento (K) e do número de reservatórios (n) no modelo de Nash podem ser avaliados pelo método dos momentos.

O primeiro momento de excesso de chuva por unidade de excesso de chuva é:

$$M_{1I} = \frac{\int I t dt}{\int I dt} \quad (2.2.2.2)$$

O segundo momento é:

$$M_{2I} = \frac{\int I t^2 dt}{\int I dt} \quad (2.2.2.3)$$

Para o cálculo dos momentos:

$t = \Delta t/2$ para o primeiro bloco;

$t = \Delta t + \Delta t/2$ para o segundo bloco;

$t = [(n-1) \Delta t + \Delta t/2]$ para o n-ésimo bloco.

Se $I_1 = 0$ o primeiro bloco é $I_2 \Delta t$.

Então, o primeiro momento de precipitação, será:

$$M_{1I} = \sum_{n=2}^N I_n \left[(n-2) \Delta t + \frac{\Delta t}{2} \right] \frac{\Delta t}{\sum_{n=2}^N I_n \Delta t} \quad (2.2.2.4)$$

E o segundo:

$$M_{2I} = \sum I_n \left[(n-2) \Delta t + \frac{\Delta t}{2} \right]^2 \frac{\Delta t}{\sum_{n=2}^N I_n \Delta t} \quad (2.2.2.5)$$

Onde N é o número de dados de precipitação efetiva por unidade de tempo.

Similarmente, o primeiro e segundo momentos de escoamento superficial também podem ser calculados.

A ordenada média de escoamento superficial para qualquer bloco é:

$$\bar{Q} = \frac{Q_n + Q_{n+1}}{2} \quad (2.2.2.6)$$

Então, o primeiro momento de escoamento é:

$$M_{1Q} = \sum_{n=1}^{M-1} \left[\frac{Q_n + Q_{n+1}}{2} \right] \left[(n-1)\Delta t + \frac{\Delta t}{2} \right] \frac{\Delta t}{\sum_{n=1}^{M-1} \left[\frac{Q_n + Q_{n+1}}{2} \right] \Delta t} \quad (2.2.2.7)$$

E o segundo:

$$M_{2Q} = \sum_{n=1}^{M-1} \left[\frac{Q_n + Q_{n+1}}{2} \right] \left[(n-1)\Delta t + \frac{\Delta t}{2} \right] \frac{\Delta t}{\sum_{n=1}^{M-1} \left(\frac{Q_n + Q_{n+1}}{2} \right) \Delta t} \quad (2.2.2.8)$$

Onde M é o número de pontos utilizados do hidrograma.

O primeiro e o segundo momentos de excesso de chuva e escoamento superficial estão relacionados a n e k da seguinte maneira:

$$nk = M_{1Q} - M_{1I} \quad (2.2.2.9)$$

$$n(n+1)k = M_{2Q} - M_{2I} - 2nkM_{1I} \quad (2.2.2.10)$$

Obtendo, finalmente:

$$n = \frac{(M_{1Q} - M_{1I})^2}{M_{2Q} - M_{2I} + M_{1I} - M_{1Q}^2} \quad (2.2.2.11)$$

$$k = \frac{(M_{1Q} - M_{1I})}{n} \quad (2.2.2.12)$$

O modelo se Nash é linear se k é constante, podendo tornar-se não linear se k é feito de uma variável ou uma função de Q.

Dado o HUI e o excesso de chuva I(t), o escoamento superficial é calculado pelo método da superposição que é representado pela integral a seguir:

$$Q(t) = \int_0^{t' \leq t_e} u(t-\sigma)I(\sigma) d\sigma \quad (2.2.2.13)$$

Onde t_e é a duração da chuva efetiva, $t' = t$ para $t \leq t_e$ e $t' = t_e$ para $t > t_e$.

O coeficiente de correlação entre o escoamento superficial calculado Q_c e o observado Q_0 é calculado por:

$$CC = \sqrt{\frac{2\sum Q_0 Q_c - \sum Q_c^2}{2Q_0}} \quad (2.2.2.14)$$

Vasconcelos et al (1989), em um trabalho realizado na Bacia Representativa de Juatama no Estado do Ceará, utilizou-se do modelo de Nash, e concluíram que, os parâmetros que deveriam ser característicos da bacia, variavam com a intensidade de precipitação de uma maneira muito aleatória, induzindo-os ao questionamento da bacia hidrográfica como uma sucessão de reservatórios lineares, observando ainda que isso só seria possível se a entrada (intensidade de precipitação) fosse constante. A conclusão que os autores chegaram foi que, n e k não poderiam ser considerados parâmetros característicos da bacia.

Para reservatórios não lineares, uma equação geral de armazenamento é apresentada por Kulandaiswamy (1964), que considerou a relação entre a precipitação e escoamento superficial por análise de sistemas.

$$S = \sum_{n=0}^N a_n(Q, I) \frac{d^n Q}{dt^n} + \sum_{m=0}^M b_m(Q, I) \frac{d^m I}{dt^m} \quad 2.2.2.15)$$

Para fins de aplicação, foi suposto que $n = 2$ e $m = 1$, ficando a equação acima da seguinte forma:

$$S = a_2 \frac{d^2 Q}{dt^2} + a_1 \frac{dQ}{dt} + a_0 Q + b_1 \frac{dI}{dt} + b_0 I \quad (2.2.2.16)$$

$$\frac{dS}{dt} = a_2 \frac{d^3 Q}{dt^3} + a_1 \frac{d^2 Q}{dt^2} + a_0 \frac{dQ}{dt} + b_1 \frac{d^2 I}{dt^2} + b_0 \frac{dI}{dt} \quad (2.2.2.17)$$

Usando a expressão para armazenamento acima, na equação da continuidade, obtém-se:

$$Q(t) = \frac{-b_1 D^2 - b_0 D + 1}{a_2 D^3 + a_1 D^2 + a_0 D + 1} I(t) \quad 2.2.2.18$$

Onde a_0 , a_1 , a_2 , b_0 e b_1 são coeficientes, conhecidos, determinados a partir das informações de chuva efetiva e escoamento superficiais da bacia, $Q(t)$ escoamento superficial, $I(t)$ chuva efetiva e D é o operador diferencial d/dt .

2.2.3 Modelos Geomorfológicos

Os modelos geomorfológicos, são modelos de transformação chuva-vazão, embasados na geomorfologia da bacia. Geralmente são construídos a partir de conceitos probabilísticos e da hipótese de resposta linear da bacia.

Righetto (1998), apresenta o método idealizado por Ignácio Rodrigues-Iturbe e Juan B. Valdés da Universidade Simon Bolívar, Caracas, Venezuela, e modificado por Vijay K. Gupta, Ed Waymire e C.T. Wang da Universidade do Mississippi, EUA.

Esse método admite como conhecida a precipitação ou a intensidade de chuva excedente sobre a bacia e desconsidera a infiltração, a detenção superficial e a evaporação

durante os eventos chuvosos. O método entende que o volume precipitado efetivo será igual ao volume escoado.

Em um instante $t > 0$, o volume d'água existente na bacia, $V_B(t)$, a vazão de saída pelo exutório, $Q_B(t)$, e a vazão precipitada excedente ou efetiva sobre a bacia, $I_B(t)$, estão relacionados pela lei de conservação da massa:

$$\frac{dV_B(t)}{dt} = -Q_B(t) + I_B(t) \quad (2.2.3.1)$$

Esta equação expressa o balanço hídrico global da superfície da bacia.

Quando a bacia hidrográfica é caracterizada por um conjunto de células, cada uma com características hidrológicas próprias, modelos conceituais baseados fundamentalmente na topografia da bacia são muito eficientes quando acoplados a sistemas de informações geográficas, viabilizando uma resolução refinada para a discretização das células da bacia, de forma a considerar algumas particularidades, como a topografia, características do solo, vegetação, grau de impermeabilização do solo, etc, estabelecendo assim, uma relação confiável da relação chuva-vazão.

2.2.4 Modelo TOPMODEL

O modelo TOPMODEL é bastante simples e possui fundamentação física; está baseado na topografia da bacia. Suas principais características são: a importância que ele dá ao relevo topográfico da bacia e a determinação de uma área variável de afluência relativa à ocorrência de deflúvio superficial. O modelo considera os escoamentos superficiais e

subsuperficiais; os escoamentos superficiais aparecerão nos locais onde a superfície do solo se torna saturada, ou seja, nos locais pertencentes à área variável de afluência (Beven et al., 1984).

O modelo utiliza como dados de entrada a precipitação e a evaporação e, como dados de saída, a área variável de afluência e as vazões de contribuição superficial e subsuperficial.

Pode-se ainda através de um ajustamento do modelo, obter hidrogramas de cheia, decaimento das vazões de base ao longo dos meses, profundidade do lençol freático, áreas sujeitas à inundação e dinâmica das áreas de afluência. É possível acoplar ao modelo um sistema de informação geográfica.

2.2.5 Método do Soil Conservation Service (SCS)

Porto (Porto, R. et al.1993) e Chow (1988) afirmam que o uso do método SCS (Soil Conservation Service), desenvolvido pelo Departamento de Agricultura dos Estados Unidos, é muito utilizado quando não se dispõe de dados hidrológicos. Existe uma adaptação do método para os solos do estado de São Paulo, que segundo o autor, pode ser aplicado a solos de outros estados.

A formulação proposta pelo SCS é::

$$H_{exc} = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S}, P > 0,2S \quad (2.2.5.1)$$

Onde:

H_{exc} = Q = escoamento superficial direto em mm (chuva excedente);

P = precipitação em mm;

S = retenção potencial do solo em mm.

O valor de S depende do tipo e da ocupação do solo e pode ser determinado, por tabelas próprias. A quantidade de $0,2S$ é uma estimativa de perdas iniciais, devidas à interceptação e retenção em depressões.

Relacionando o tipo de solo, condições de uso e ocupação do solo e da umidade antecedente, a mudança de variável se faz necessária:

$$CN = \frac{1000}{10 + \frac{S}{25,4}} \quad (2.2.5.2)$$

Onde:

CN = é chamado de “número de curva” e varia entre 0 e 100, e depende do tipo de solo, ocupação do solo e condições de uso e da umidade antecedente.

O SCS, distingue então, em seu método, quatro grupos de solos, classificados como A,B,C e D (solos arenosos, arenosos com baixo teor de argila, barrentos e argilosos) e três condições de umidade antecedente do solo classificado como condição I, II e III (secos, médios e úmido (próximo a saturação)).

A fórmula do SCS aplica-se à precipitação acumulada, ou seja, qualquer que seja a distribuição temporal do hietograma de entrada o valor da chuva excedente será sempre o mesmo para um determinado valor de chuva total.

Um hietograma de chuva excedente pode ser obtido através do hietograma de precipitação através da aplicação da fórmula do SCS aos valores acumulados da chuva, a cada intervalo de tempo.

2.2.6 Estimativa de vazões de pico em projetos de Drenagem Urbana – Método de Ven Te Chow.

Muitos projetos de engenharia utilizam dados de chuvas intensas, sendo que os dados disponíveis, em muitas partes do mundo, não são suficientes para permitir uma estimativa razoável (Genovez e Zuffo, 2000).

Genovez e Zuffo (2000) fizeram um levantamento de vários estudos realizados no Estado de São Paulo que permitiriam uma estimativa direta ou indireta da intensidade de precipitação para qualquer localidade do estado, comparando a seguir, os diferentes métodos para se obter a chuva intensa de um dado local, associado a uma dada duração e um período de retorno, procurando dessa forma ressaltar a aplicabilidade de cada método.

Os autores concluíram que os métodos baseados em equações generalizadas e coeficientes empíricos não podem em momento algum substituir as informações de pluviógrafos instalados no local de estudo. Entretanto, essas equações podem fornecer uma estimativa razoável para regiões em que dados de precipitação são escassos.

Adota-se o método proposto por Ven Te Chow em estimativas de vazões para obras de macrodrenagem em zonas rurais ou áreas sem urbanização intensa. Utiliza as hipóteses do hidrograma unitário, considerando que o fenômeno da transformação da chuva em vazão é regido por equações lineares. Esta premissa implica que as vazões de cheia são proporcionais às precipitações efetivas valendo a superposição de hidrógrafas causadas por diferentes chuvas.

2.3 - Modelo Geral Hidrodinâmico

2.3.1 Caracterização dos tipos de escoamento

Os escoamentos livres, também referenciados como escoamentos em canais tem um grande número de aplicações práticas na engenharia, estando presente em áreas como o saneamento, a drenagem urbana, irrigação, hidro-eletrecidade, navegação e conservação do meio ambiente. Em todas essas aplicações exige-se que o tratamento matemático a ser aplicado possa englobar a forma mais genérica de escoamento, ou seja, aquele não permanente e não uniforme.

Escoamentos em condições de regime variado e não permanente são aqueles cujas propriedades e características hidráulicas mudam em função do tempo e do espaço. O escoamento não permanente é, em geral, também não uniforme ou variado.

O escoamento em canais abertos pode ser ainda classificado nos seguintes tipos de regime : laminar, subcrítico, turbulento-subcrítico, laminar-supercrítico e turbulento supercrítico.

Para realizar tal classificação são utilizado, geralmente os números de Reynolds e o de Froud. O número de Reynolds (usado para caracterizar o fluxo laminar e turbulento) e o número de Froud (usado para caracterizar o fluxo subcrítico ou supercrítico) assim:

No número de Reynolds é escrito como:

$$R_e = \frac{vd}{\nu} \quad (2.3.1.1)$$

Onde: v é velocidade média, d é a profundidade do fluxo e ν é a viscosidade cinemática do fluido escoado.

Valores de $R_e < 1000$ indicam fluxo laminar e valores superiores a 3000, fluxo turbulento.

O número de Froude é expresso por:

$$F = \frac{v}{(gd)^{1/2}} \quad (2.3.1.2)$$

onde para valor $F < 1$ o fluxo é dito como fluxo subcrítico, $F > 1$ supercrítico e $F = 1$ corresponde ao estado de fluxo crítico.

Ponce & Simons (1978), apresentaram uma classificação do fluxo em função das forças preponderantes no movimento. De acordo com essa classificação, é possível distinguir os seguintes tipos de ondas: a) *ondas cinemáticas* (são aquelas onde os termos de inércia e de pressão podem ser desprezados); b) *ondas difusivas* (somente os termos de inércia podem ser desprezados); c) *ondas dinâmicas* (todos os termos da equação da quantidade de movimento de Saint-Venant são importantes).

O fluxo ainda pode ser classificado, dependendo da tendência da perturbação (onda) em atenuar-se ou amplificar-se no tempo como estável ou instável. Chow (1959), apresenta ainda, para indicar a condição de fluxo de acordo com a estabilidade da superfície livre, o número de Vedernikov (que classifica o fluxo em estável, neutro ou instável).

A equação básica que caracteriza a condição de fluxo de acordo com a estabilidade da superfície livre, é expressa como:

$$V = \chi \cdot \gamma \cdot F \quad (2.3.1.3)$$

Onde V é o número de Vedernikov (adimensional); χ é o parâmetro de atrito de borda; γ é o parâmetro de forma da seção transversal e F é o número de Froude.

Mais tarde Croya apud Chow (1983), demonstrou que o número de Vedernikov é a relação entre a celeridade relativa da onda cinemática e a celeridade da onda dinâmica, cuja relação é:

$$V = \frac{c_{rk}}{c_{rd}} \quad (2.3.1.4)$$

E de acordo com este critério, se a celeridade da onda cinemática for maior que a celeridade da onda dinâmica, o fluxo é instável ($V > 1$), caso contrário é estável ($V < 1$). Para o caso em que $V = 1$, se diz que o fluxo é neutralmente estável e ocorre quando as celeridades são iguais.

Chen (1995) e Ponce (1997) apresentam outra expressão, equivalente, para o número de Vedernikov:

$$V = \frac{F}{F_s} \quad (2.3.1.5)$$

Onde F_s é o número de Froude para a condição de fluxo neutralmente estável. Chen (1995) propõe expressões e valores de F_s para diferentes regimes de fluxo de acordo com as diferentes distribuições da velocidade em cada um deles:

$$\text{Fluxo laminar: } F_s = 0,5 \quad (2.3.1.6)$$

$$\text{Fluxo turbulento hidraulicamente liso: } F_s = \frac{2}{(1 + 3m)y} \quad (2.3.1.7)$$

$$\text{Fluxo turbulento completamente rugoso : } F_s = \frac{2}{1 + 2m} \quad (2.3.1.8)$$

Quando $m = 1/6$, portanto constante, a fórmula empírica de Manning pode ser utilizada.

2.3.2 Modelo Hidrodinâmico

2.3.2.1 Definição

Em 1870, Saint-Venant estabeleceu pela primeira vez um sistema de equações que descrevem um escoamento não permanente em canais.

As equações de Saint-Venant, constituem um sistema de duas equações, em derivadas parciais, em x e t , que descrevem, os escoamentos não permanentes em canais. A integração exata das equações de Saint-Venant é muito complicada sendo sua solução analítica possível em casos muito especiais. Existem, entretanto, diferentes técnicas numéricas para sua resolução.

O modelo de propagação de cheia denominado modelo hidrodinâmico, utiliza em sua forma completa, sem desprezar nenhum termo, as seguintes equações:

Equação da continuidade:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (2.3.2.1.1)$$

Equação Dinâmica:

$$I_f = I_0 - \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} \quad (2.3.2.1.2)$$

O uso de tal metodologia permite uma maior precisão na descrição do escoamento quando comparado aos modelos de difusão ou não inercial (que são modelos aplicados a casos em que não há grande variação espacial e temporal da velocidade no processo de propagação), e dos modelos onda cinemática (modelo que despreza os termos de inércia e os termos de pressão),

entretanto, há mais necessidade de dados e maior dificuldade de resolução numérica das equações diferenciais.

Devido a variação espacial da geometria da calha, da declividade e do coeficiente de rugosidade de Manning, a propagação de uma onda de cheia torna-se complexa, necessitando de levantamentos de dados que as vezes, torna o uso das equações gerais de Saint-Venant impraticável, lançando-se então, mão de métodos aproximados, genericamente denominados modelos hidrológicos ou de armazenamento, que não levam em conta a equação da quantidade de movimento, ou seja, despreza os efeitos dos termos de pressão, inércia, atrito e gravidade, considerando no processo de propagação e atenuação da onda apenas o efeito de armazenamento temporário na calha principal e nas áreas de inundação.

Os modelos que usam as equações completa de Saint-Venant são denominados modelos hidráulicos.

2.3.3 - Propagação da Onda de Cheia - Método de Muskingun

A descrição do processo de propagação da onda de cheia pelo canal, no método hidrológico, é baseado exclusivamente na equação da continuidade e nas relações aproximadas entre o armazenamento na calha e as vazões de entrada e de saída em um volume de controle.

A equação da continuidade, em forma de diferenças finitas, aplicadas a um volume de controle, pode ser escrita, segundo Porto, 1998, como:

$$I - O = \frac{\Delta S}{\Delta t} \quad (2.3.3.1)$$

Onde:

I é vazão de entrada; O é a vazão de saída; ΔS é a variação no armazenamento e Δt é o intervalo de tempo.

Como a vazão de entrada (I) e a vazão de saída (O) são variáveis com o tempo, então, para um dado intervalo de tempo Δt , pode-se aproximar através da média aritmética os valores da vazão de entrada e de saída no início e no final do intervalo. Por outro lado, a variação no armazenamento ΔS , positivo ou negativo, pode ser expresso como a diferença dos armazenamentos no final e no início do intervalo, assim a equação (2.3.3.1) pode ser descrita, conforme o exposto acima como:

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} = \frac{S_{i+1} - S_i}{\Delta t} \quad (2.3.3.2)$$

O método Muskingun, foi desenvolvido por McCarthy em 1938, a partir de trabalhos e controles de cheias desenvolvidos na bacia do Rio Muskingun, nos Estados Unidos. O armazenamento dentro de um trecho do rio, em um dado tempo, é expresso por (Porto, 1998):

$$S = \frac{b \left[x I^{m/n} + (1-x) O^{m/n} \right]}{a^{m/n}} \quad (2.3.3.3)$$

O parâmetro x é um fator de ponderação que reflete a influência relativa das vazões de entrada (I) e de saída (O) na determinação do armazenamento no trecho considerado. É assumido também $m/n = 1$ e $b/a = K$, resultando em uma relação linear simples entre armazenamento e vazões, na forma:

$$S = K [xI + (1-x)O] \quad (2.3.3.4)$$

Onde K é denominado constante de tempo de transito para o trecho considerado e tem unidade de tempo, e representa o tempo médio de deslocamento da onda entre o início e fim

do trecho. O fato de ponderação x varia entre 0 (zero) e 0,5; sendo considerado para correntes naturais igual a 0,2, ou seja $x = 0,2$ (Porto, 1998).

O procedimento numérico para o cálculo da propagação é feito usando a equação da continuidade, na forma de diferenças finitas, para cada intervalo de tempo Δt adotado.

No processo de propagação da cheia, para que não haja possibilidade da vazão estimada (na saída) O_i ser negativa, a relação entre os parâmetros K , x e o intervalo de tempo Δt deve ser satisfeita conforme a condição a seguir:

$$x \leq \frac{\Delta t}{2K} \leq 1 - x \quad (2.3.3.5)$$

Os parâmetros K e Δt devem ter a mesma unidade relativas ao tempo, em horas ou em dias.

Os efeitos de jusante, como por exemplo, remanso provocado por barragens, obstruções, etc, não é levado em conta pelo método. Também não há garantia que uma cheia de maior capacidade do que a cheia medida, irá se comportar de maneira igual, isto é, se os valores de K e x . continuarão sendo os mesmos.

O parâmetro K é usualmente estimado pelo tempo de trânsito de uma onda de cheia através de um trecho do rio ou de um canal, enquanto o valor do parâmetro x é escolhido, em geral entre 0 e 0,5. Entretanto, se os hidrogramas de entrada e de saída do trecho considerado forem conhecidos, através do levantamento das vazões durante um episódio de cheia, pode-se estimar K e x através de um método gráfico próximo de uma função linear na forma:

$$K = \frac{0,5 \Delta t [(I_i + I_{i+1}) - (O_i + O_{i+1})]}{x(I_{i+1} - I_i) + (1 - x)(O_{i+1} - O_i)} \quad (2.3.3.6)$$

Como normalmente, um canal ou rio deve ser dividido em vários trechos para a aplicação do método Muskingum, cada trecho pode ter valores diferentes de K e x.

2.3.4 Métodos numéricos para resolução das Equações de Saint-Venant

As equações :

$$A \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial A}{\partial x} + B \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad e$$

(2.3.4.1)

$$v \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial t} + g \frac{\partial y}{\partial x} = g (I_0 - I_f)$$

Formam um conjunto de equações diferenciais parciais do tipo hiperbólico, que, devido à presença de termos não lineares, só admite soluções analíticas em problemas muito simplificados.

Normalmente se lança mão de métodos numéricos tradicionais de integração de equações diferenciais. As técnicas numéricas de discretização do domínio mais comumente utilizados são: *o método das características; métodos de diferenças finitas e métodos dos elementos finitos*. Os métodos de diferenças finitas são de longe os mais populares entre os pesquisadores hidráulicos pois apresentam grande facilidade na formulação das expressões numéricas e condições de extremidade.

Passaremos a seguir, a fazer uma descrição sucinta dos métodos acima citados, sem ter a pretensão de descrevê-los na sua totalidade.

2.3.4.a - Métodos das características

É uma técnica muito usada para resolver problemas do escoamento não permanente, e consiste na solução das equações diferenciais pelo uso das características.

Segundo Porto, 1998, esse método é utilizado para o cálculo ou modelagem de um escoamento transitório em canais; relaciona as derivadas com as celeridades de propagação das ondas. O método está embasado no conceito de propagação das ondas dinâmicas, expressa pela celeridade relativa c . As equações diferenciais a derivadas parciais são transformadas em um sistema de equações diferenciais ordinárias, por meio da associação entre as variáveis independentes x e t (espaço e tempo) e a celeridade relativa de propagação das ondas, conhecida como equações: característica positiva e característica negativa, representadas da seguinte forma:

Linha da característica positiva

$$\left. \begin{aligned} \frac{dV}{dt} + \frac{g}{c} \frac{dh}{dt} &= -g S_f \\ \frac{dx}{dt} &= V + C \end{aligned} \right\} C^+ \quad (2.3.4.a. 1)$$

Linha da característica negativa

$$\left. \begin{aligned} \frac{dV}{dt} - \frac{g}{c} \frac{dh}{dt} &= -g S_f \\ \frac{dx}{dt} &= V - C \end{aligned} \right\} C^- \quad (2.3.4.a. 2)$$

Como condição inicial para a modelação do escoamento, é necessário a altura do escoamento, velocidade ou a vazão em todos os pontos do canal no tempo $t = 0$.

Como condição de contorno (ou fronteira), são necessários a altura, velocidade ou vazão nas extremidades de montante e jusante no trecho do canal considerado, para todo o tempo $t > 0$.

O canal é dividido em N tramos de comprimento Δx , e as equações características desenvolvidas podem ser aplicadas, em cada tempo t, em todo o domínio do problema, desde a seção $x_1 = \Delta x$ até a seção $x_{N-1} = (N-1) \Delta x$.

Neves, 1999, em seu trabalho de doutorado, faz as seguintes afirmações sobre o método, baseado em pesquisas bibliográficas:

- ◆ A condição de Courant de estabilidade é sempre satisfeita para a malha característica, enquanto que para os esquemas de intervalos especificados o usuário terá de verificar;
- ◆ A discretização da malha característica gasta menor tempo computacional nos cálculos do que a malha dos intervalos especificados;
- ◆ Quanto maior a interpolação utilizada pela malha de intervalos especificados, maior o erro envolvido na solução;
- ◆ No método das características, cada seção do canal é analisada separadamente em cada instante. Portanto, esse método é geralmente utilizado na obtenção das condições de contorno de alguns esquemas de diferenças finitas.

Como desvantagem, a autora afirma que o método não é propício para sistemas em que a geometria do canal seja muito irregular e ou para escoamento bruscamente variado, por causa da convergência das curvas características. Para canais naturais (com trechos irregulares), são necessários várias seções de cálculo, evitando-se com isto erros numéricos oriundos das

interpolações das curvas características, além de sugerir o uso do método para verificar precisão de outros métodos, e também para a solução de problemas em laboratórios.

2.3.4.b - Método de Diferenças Finitas

Os esquemas numéricos de diferenças finitas, são em geral, classificados segundo a discretização no tempo em explícitos e implícitos. Os esquemas explícitos usam informações do tempo t para calcular as variáveis no tempo $t+1$, e assim é possível explicitar a incógnita. Os esquemas implícitos usam as informações do tempo t e $t+1$ para calcular as variáveis no tempo $t+1$ pela solução de um sistema de equações. (Neves, 1999).

O método consiste basicamente na substituição dos termos que contenham derivadas (na resolução de equações diferenciais, ordinárias ou parciais), por aproximações de diferenças finitas e resolver as equações algébricas resultantes.

Na aplicação da técnica de diferenças finitas a um problema físico qualquer, o domínio do problema (região dos valores assumidos pela variável independente geométrica) é discretizado por *uma grade de pontos* ou *grade computacional*. Na modelação unidimensional do transitório em um canal, por meio de métodos de diferenças finitas, o comprimento do canal é dividido em tramos, normalmente de comprimento uniforme Δx , e as extremidades de cada tramo representa um *nó da grade* ou *nó computacional*. O primeiro e o último nó são chamados de *nós de fronteira* e os restantes de *nós inferiores*. O processo computacional é feito em intervalos discretos de tempo e a diferença entre os dois valores de tempo consecutivos é chamado de intervalo de tempo computacional. (Porto, 1998)

Ainda na mesma obra, o autor afirma que para um problema hidrodinâmico unidimensional em um canal, a formulação do problema é expresso pela equação da continuidade e pela equação da quantidade de movimento, aproximadas por técnicas de discretização do domínio.

Se a aproximação por diferença finita da derivada espacial, em relação a x , for expressa em termos de valores das variáveis no nível de tempo conhecido, as equações resultantes podem ser resolvidas diretamente, para cada nó computacional em cada tempo. Este esquema é chamado de *esquema explícito*. Se, por outro lado, a aproximação por diferença finita da derivada espacial for expressa em termos de valores das variáveis no nível de tempo desconhecidos, as equações algébricas do sistema inteiro são resolvidas simultaneamente e o esquema é dito *esquema implícito*.

Esquema explícito:

Um método numérico é considerado eficiente para a resolução de um determinado sistema de equações diferenciais se ele for estável e se observar acuracidade ao longo da solução. Um esquema numérico é dito *estável* se um erro introduzido na solução não se desenvolve no processo computacional ao longo do tempo, a ponto de perder as condições físicas imposta e comprometer a solução. O esquema é dito *instável* se o erro é rapidamente amplificado com o tempo, mascarando a solução em poucos intervalos de tempo. A acuracidade é a capacidade de o método reproduzir os termos das equações diferenciais sem introdução de termos extras falsos, os quais podem ser suficientemente significativos a ponto de afetar a solução.

Estas características são obtidas discretizando-se a malha computacional, em termos de Δx e Δt , de modo bem refinado. No esquema difusivo do sistema numérico explícito, a condição necessária para haver estabilidade é dada pela relação chamada de *condição de estabilidade de Courant*. Essa condição é um fator limitante do tempo, o qual, a depender do fenômeno, pode exigir um processo exaustivo de cálculo, e pode ser representado na forma:

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{\text{máx}(|V \pm c|)} \quad (2.3.4.b.1)$$

Em que $\text{máx}(|V \pm c|)$ é o maior valor absoluto previsto para a velocidade absoluta da onda, dada por:

$$V \pm \sqrt{g H_m} \quad (2.3.4.b.2)$$

Isto é, um esquema de diferenças finitas do tipo explícito só será estável se os passos de tempo e espaço, Δt e Δx , forem tais que, ao longo do processo numérico, satisfaçam à condição de Courant, o que leva, muitas vezes, à necessidade de adoção de passos de tempo muito pequenos. Para fugir desta condição de estabilidade, pode-se utilizar um esquema de diferenças finitas implícito.

Esquema Implícito

Os esquemas implícitos são incondicionalmente estáveis e, podem usar intervalos de tempos maiores. No esquema implícito, o fator limitante é a precisão dos resultados, pois os intervalos de tempo devem ser escolhidos de modo que representem bem o fenômeno e que não provoquem erro numérico na solução. Além disso, deve-se levar em conta o número de seções

por comprimento de onda para que os referidos erros numéricos não deturpem os resultados obtidos (Neves, 1999).

No esquema implícito, as derivadas parciais em relação ao espaço são substituídas por aproximações de quocientes de diferenças finitas em termos das variáveis no nível de tempo desconhecidos.

Dependendo das aproximações por diferenças finitas e coeficientes usados, varias formulações de esquemas implícitos são usadas na técnica de modelagem do escoamento variável em canais.

Um destes esquemas mais utilizados para a análise do escoamento não permanente com superfície livre é o *esquema de Preissman* (Chaudhry, 1993).

As vantagens do uso do esquema de Preissman, é que se pode simular adequadamente ondas frontais íngremes através da influência de variados coeficientes; pode-se usar a variação espacial em grades e principalmente, permite uma solução exata na forma linearizada das equações de governo para valores particulares de Δx e Δt .

As derivadas parciais e outras condições podem ser aproximadas como a seguir, onde θ e ϕ são fatores de ponderação no tempo e no espaço, respectivamente, assumindo valores entre 0 e 1. (Porto, 1998).

$$f(x,t) \approx \theta [\phi f_{i+1}^{k+1} + (1-\phi) f_i^{k+1}] + (1-\theta) [\phi f_{i+1}^k + (1-\phi) f_i^k]$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} \approx \frac{1}{\Delta x} [\theta (f_{i+1}^{k+1} - f_i^{k+1}) + (1-\theta) (f_{i+1}^k - f_i^k)] \quad (2.3.4.b.3)$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} \approx \frac{1}{\Delta t} [\phi (f_{i+1}^{k+1} - f_{i+1}^k) + (1-\phi) (f_i^{k+1} - f_i^k)]$$

Para $\phi = 0,5$, as equações (2.3.4.b.3) resultam em:

- a) Se $\theta = 0$, o esquema é completamente explícito;
- b) Se $\theta = 1$, o esquema é completamente implícito;
- c) Se $\theta = 0,5$, o esquema é implícito centrado a quatro pontos.

Para assegurar que esquema seja numericamente preciso e estável, recomenda-se usar um valor do coeficiente de ponderação $0,55 \leq \theta \leq 1$. Em aplicações típicas, valores de θ entre 0,6 e 0,7 têm sido usado, (Porto, 1998; Chaudhry,1993).

Para escoamento em duas dimensões e pouco profundos, as equações de conservação da massa e momento, onde os termos inerciais podem ser desprezados, podem ser expressa, segundo Aronica et al, 1998, como:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} = 0 \quad (2.3.4.b.4)$$

$$\frac{\partial p}{\partial t} + g h \cdot \frac{\partial H}{\partial x} + g h \cdot J_x = 0 \quad (2.3.4.b.5)$$

$$\frac{\partial q}{\partial t} + g \cdot h \cdot \frac{\partial H}{\partial y} + g \cdot h \cdot J_y = 0 \quad (2.3.4.b.6)$$

Onde $H(t, x, y)$ é a elevação da superfície livre; $p(t, x, y)$ e $q(t, x, y)$ são as componentes x e y da vazão por unidade de largura; h é a profundidade da lâmina d'água e J_x e J_y são resistências hidráulicas nas direções x e y e podem ser expressas, se a equação de Manning for admitida como:

$$J_x = \frac{c^2 \cdot p \cdot \sqrt{p^2 + q^2}}{h^{10/3}} \quad (2.3.4.b.7)$$

$$J_y = \frac{c^2 \cdot q \cdot \sqrt{p^2 + q^2}}{h^{10/3}} \quad (2.3.4.b.8)$$

Onde c é o coeficiente de rugosidade de Manning.

As equações (2.3.4.b.4), (2.3.4.b.5) e (2.3.4.b.6) são solucionadas através do uso da técnica do elemento finito com elemento triangular.

2.4 Dados necessários para a formulação de um programa computacional, aplicado ao cálculo de uma onda de cheia em um canal.

Não se pretende neste tópico elaborar uma “receita” de como se deve formular um programa computacional, e sim mapear os pontos mais importantes de uma formulação.

1. Como primeiro passo é importante e necessário definir o tipo do canal (qual a forma do canal); ex: prismático, retangular, trapezoidal, triangular ou até mesmo natural.
2. Definir qual será o esquema adotado para a resolução das equações completas de Saint-Venant; ex: utilizando o esquema explícito de diferenças finitas. Citam-se Esquema MacCormack; Esquema Lax- Wendroff.
3. Definir o tipo de linguagem que será usado no programa; ex: Fortran, Dos, Delphi, Matlab, etc.
4. Condições de contorno de montante, o que se conhece a montante; ex: a condição de contorno de montante pode ser um hidrograma de cheia conhecido (variação da vazão com o tempo);

5. Condições de contorno de jusante, o que se conhece a jusante; ex: pode ser simplesmente uma relação altura-vazão dada pela fórmula de Manning no regime uniforme; ou mesmo um hidrograma.
6. Definir as condições iniciais; ex: para iniciar os cálculos é necessário conhecer os dados de entrada, como por exemplo os valores da profundidade inicial y_0 , da velocidade média inicial v_0 em cada nó no tempo $t = 0$, isto é, antes do início da cheia;
7. Discretização da equação (qual o processo de resolução da equação); ou seja qual o esquema utilizado na resolução das equações completas de Saint-Venant.

Observações: O programa fonte tem a extensão da linguagem de programação; a extensão exe significa executável, que pode ser rodado em qualquer ou em um determinado ambiente. Quando há necessidade de alteração, somente pode ser feita nos arquivos ou programas fonte.

Um ponto importante que deve ser analisado refere-se ao passo de tempo a ser especificado pelo usuário de um determinado programa ou na elaboração de um novo, ou seja calcula-se o tempo (Δt) limite, ditado pela condição de estabilidade de Courant, calculado para as condições iniciais. É interessante que se insira diferentes combinações de Δx e Δt (Dx e Dt), para se dar conta de que os valores de Dt necessários para assegurar uma solução estável se situem sensivelmente abaixo da condição de estabilidade de Courant inicial.

Segundo Porto (1998) “A obrigação de utilizar pequenos passos de tempo para assegurar uma solução estável é uma desvantagem da utilização do esquema explícito”.

Friedman et al, 1984, afirmam que uma seleção apropriada dos procedimentos para analisar um problema específico ou particular é a principal componente da atividade de modelação, e sugerem então algumas recomendações para o uso e aplicação de um modelo:

- A escala do modelo matemático é baseada nos fundamentos da representação mecânica-física e incorporada para as possibilidades de estender o entendimento do problema para o campo da ciência;

- A seleção do modelo matemático para a sua aplicação requer um entendimento da avaliação do modelo quanto à sua capacidade e limitação. Sua complexidade é um importante fator para sua avaliação.

- Modelos são usados para formular hipóteses e testes, como uma ferramenta heurística para o entendimento da estrutura e funcionamento e avaliando os efeitos de controle futuro ou nas estratégias de gerenciamento. Um fator importante para a avaliação do modelo é a complexidade do modelo e a comparação espaço-tempo (relação, razão).

Segundo Anderson et al, 1995, muitas simulações de inundação utilizando modelos hidráulicos em duas dimensões tem se tornado uma proposição possível, citando como exemplos trabalhos como Lynch e Gray, 1980, Kawahara e Umeso, 1986, Gee et al, 1990, Leclerc et al, 1990 e Feldhans et al, 1992.

Para poder elaborar um mapeamento de uma área inundável, é necessário dispor da topografia bem como proceder ao levantamento das obstruções ao escoamento, como pilares e encostos de pontes, estradas com taludes, edifícios, caracterizando em planta e em seção, o tipo de cobertura e obstrução (Tucci, 1993).

2.5 Revisão dos Modelos Hidrodinâmicos

São apresentados a seguir alguns modelos hidrodinâmicos, sem a intenção de descrever todos os modelos existentes, e sim delinear aqueles que poderão servir de embasamento para nosso trabalho bem como suas aplicações e resultados obtidos. Os modelos MPHRC (Barbassa, 1991) e MPHRC-MAI (Pires, 1997), serão descritos com um nível melhor de detalhamento.

2.5.1 MODELO RM2

Este modelo foi desenvolvido originalmente pelo US Army Corps of Engineer appud King e Norton, 1978, para problemas de escoamento em superfície livre de pequena escala de extensão entre 1 e 2 km. Posteriormente, foi implementado por Gee et al, 1990 e Bates et al, 1992, para permitir simulações em escalas maiores,entre 10 e 30 km.

As equações utilizadas no modelo RM2, são as equações força- momento e a equação de conservação de massa, dadas por King e Norton, 1978, como:

Equação Força-Momento:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial x} + g \frac{\partial z_0}{\partial x} - \frac{\varepsilon_{xx}}{\rho} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \frac{\varepsilon_{xy}}{\rho} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \left[-2wv \sin\phi + \frac{g u}{c^2 h} (u^2 + v^2)^{1/2} - \frac{\xi}{h} V_a^2 \sin\psi \right] = 0 \quad (2.5.1.1)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial y} + g \frac{\partial z_0}{\partial y} - \frac{\varepsilon_{yx}}{\rho} \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} - \frac{\varepsilon_{yy}}{\rho} \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \left[-2wu \sin\phi + \frac{g v}{c^2 h} (u^2 + v^2)^{1/2} - \frac{\xi}{h} V_a^2 \sin\psi \right] = 0 \quad (2.5.1.2)$$

Onde os termos em colchete ([]) são respectivamente: efeito Coriolis, atrito do leito e tensão superficial devido ao vento.

Equação da conservação da massa

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(u \cdot h) + \frac{\partial}{\partial y}(v \cdot h) = 0 \quad (2.5.1.3)$$

onde os termos são:

ρ = massa específica do fluido;

u, v = componentes da velocidade nas direções x e y ;

h = profundidade da lâmina d'água;

c = coeficiente de Chezy;

g = constante gravitacional;

z_0 = elevação do leito do canal;

$\epsilon_{xx}, \epsilon_{xy}, \epsilon_{yx}, \epsilon_{yy}$ = coeficientes de viscosidade em meio turbulento;

x, y = coordenadas cartesianas;

t = tempo;

w = rotação da terra, rotação angular;

ϕ = latitude local;

ξ = coeficiente empírico;

V_a, ψ = velocidade e direção do vento local.

O modelo resolve as três incógnitas, u , v e h , empregando um conceito de fluxo médio para tratar o escoamento turbulento; calculando velocidades médias instantâneas com o passar do tempo, dando apenas movimento. O número de Reynolds, que é um termo adicional, é acrescentado às equações de governo para representar a tensão de cisalhamento interna, devido às flutuações de velocidade.

O número de Reynolds é o produto da profundidade média, velocidade e um coeficiente ϵ , que é um dimensional similar ao coeficiente de viscosidade absoluta μ e viscosidade cinemática ν .

O modelo RM2 sofreu duas implementações a primeira o modelo foi implementado com uma correção para efetuar o cálculo da viscosidade cinemática, calculando automaticamente para uma mesma geometria, uma vez que, Gee e MacArthur (1978) afirmaram que a viscosidade cinemática variava de acordo com a direção e o tamanho da seção.

Em uma outra implementação do modelo, foi feita a inclusão de algoritmos para descrever áreas secas e áreas molhada (appud King e Roing, 1988), onde um elemento da solução entra toda vez que a profundidade da água em um dos nós torna-se menor que zero (tornando-se instável). Isso foi chamado de formulação de “passos” (appud Lynch e Gray, 1980), dando como resultado um limite irreal do fluxo com uma frente seca, conduzindo as oscilações instáveis no limite da posição frontal (limite ente a frente úmida e seca).

Para se tentar manter a estabilidade do modelo numérico, as equações descritas anteriormente (2.5.1.1) e (2.5.1.2) foram discretizadas, sendo linear para a profundidade da lâmina de água e quadrática para a velocidade. Para os extremos das equações que são do tipo não linear, é executada uma resolução do tipo Newton-Raphson, que reduz o termo de amplidão de ondas de simulação.

Bates et al, 1992; Anderson e Bates, 1994, compararam os resultados da aplicação do modelo RM2 com dados de campo e concluíram que a simulação é bastante realística quando se tenta uma investigação preliminar, antes do refinamento adicional.

Como condição inicial, o modelo requer medidas de dados da estação para especificar as condições limites (numéricas) do domínio computacional e a descrição da topografia de alcance da inundação.

As informações específicas do local, como coeficiente de atrito limite e o coeficiente turbulento, fazem parte dos parâmetros que são usados no processo de calibração do modelo RM2.

A seleção dos parâmetros limites para a rugosidade foi abordada por um estudo de Chow, 1959, estimando o coeficiente de Manning n através do método de foto-interpretação (appud Acrement e Schneider, 1984).

Ao analisar o modelo, algumas hipóteses quanto à sua sensibilidade foram levantadas e puderam ser testadas.

Testou-se a estabilidade do modelo em relação à baixa ocupação da planície sujeita a inundação concluindo que uma baixa ocupação provoca raios de ação largos em mudanças na extensão da inundação, mostrando que nesse aspecto, há uma sensibilidade elevada. Para se ter uma condição de inundação próxima da real, seria necessário um pequeno incremento na extensão da inundação

Outro fator correlatado foi quanto à largura da planície de inundação, tendo um impacto sensitivo idêntico à ocupação da planície. Seções de largura relativamente estreita podem ser totalmente inundadas quando valores de ocupação da planície são altos.

Em áreas de baixa declividade do leito lateral, quando ocorre uma pequena mudança na elevação da água superficial, pode gerar grandes mudanças na posição do limite entre o úmido e o seco, podendo dar um efeito distorcido na análise da sensibilidade.

2.5.2 MODELO DIFUSIVO 2D

Este tipo de modelo, fornece bom resultados quando aplicado a rurais, tal como campos agrícolas ou para representar processos de inundação que são determinados pela topografia, cobertura da terra e tipo de solo. O modelo é baseado na dinâmica não-inercial do fluxo superficial (appud Hromadka e Lai, 1981); (Wasantha Lae, 1998).

Para o caso de áreas urbanizadas, o método foi alterado devido a fatores tais como uso e ocupação da terra e existência de sistemas de drenagem.

Chen, T.J. Chang e M.H.Hsu, 1999, do Departamento de Engenharia Agrícola da Universidade Nacional de Taiwan, fizeram uma simulação utilizando o modelo difusivo 2D para uma bacia urbana, que passaremos a descrever de maneira sucinta e mostrando os resultados obtidos.

Foi verificado que o coeficiente de deflúvio de áreas urbanas é diferente do das áreas rurais e constatados que a direção do escoamento em superfície terrestre é mudada devido à instalação de elementos artificiais (tais como sistemas de drenagem, ruas e edificações).

Um modelo bastante utilizado e com resultados satisfatórios nas simulações de fluxo em tubos de drenagem urbana é o SWMM (Storm Water Mangement Model) desenvolvido por USEPA (Huber e Dickinson, 1998). Porém, o seu uso fica limitado a chuvas que excedam a capacidade de escoamento do sistema de drenagem e que causa transbordamento e inundações;

podendo ser utilizado apenas para abastecer os hidrogramas de sobrecarga dos sistemas de drenagem.

O SWMM é comumente aplicado para qualificar e quantificar processos de chuvas em áreas urbanizadas. Ele contém vários blocos, permitindo assim a análise de diferentes processos. Dentre os vários blocos, pode-se mencionar o RUNOFF e o EXTRAN appud (Huber et al, 1984; Huber e Dickinson, 1988), que foram utilizados nos testes ao longo do Rio Tanshui, localizado na região metropolitana da cidade de Taipei, ao norte de Taiwan.

O bloco RUNOFF realiza simulação hidrológica e seus dados de saída são utilizados como dados de entrada para o bloco EXTRAN, que utiliza uma solução numericamente explícita da equação de Saint-Venant, para calcular o fluxo no conduto de um sistema de drenagem.

Há também um software que fornece a relação entre a inundação por nível d'água ou curvas de volume e profundidade, conhecido como MOUSE, desenvolvido pelo Instituto Hidráulico Dinamarquês, 1999 e Hydroworks (HR Wallingford Ltda, 1997).

Entretanto, nenhum dos softwares acima mencionados, pode dar informações detalhadas sobre a zona de inundação e a profundidade da mesma. Desse modo, para simular uma inundação em áreas urbanas, é necessário à combinação de modelos, como por exemplo, a combinação de um modelo de sistema de drenagem e o modelo difusivo 2D.

Há a necessidade de se fazer, segundo Tayfur et al, 1993, em relação ao modelo de inundação 2D, algumas considerações relativas às equações matemáticas (equações de onda dinâmica) que regem o fluxo de escoamento sobre a superfície da bacia, pois o uso dessas equações torna-se difícil devido à declividade e à geometria irregular da planície.

Admitindo que o termo de aceleração do escoamento da água em superfícies urbanas é pequeno se comparado ao gravitacional e ao termo de atrito, o termo de inércia, na equação de movimento, pode ser negligenciado, podendo escrever as equações para águas pouco profundas e de profundidades médias em superfícies terrestres como:

$$\frac{\partial d}{\partial t} + \frac{\partial[(1-\beta)u \cdot d]}{\partial x} + \frac{\partial[(1-\beta)v \cdot d]}{\partial y} = q \quad (2.5.2.1)$$

$$-\frac{\partial h}{\partial x} = S_{fx} + \frac{qu}{dg} \quad (2.5.2.2)$$

$$-\frac{\partial h}{\partial y} = S_{fy} + \frac{qv}{dg} \quad (2.5.2.3)$$

Onde d é a profundidade do fluxo, h é o estágio da lâmina de água, u é a componente da velocidade na direção x , v é a componente da velocidade na direção y , t é o tempo, g a aceleração da gravidade e q é a vazão ou sobrecarga na saída do tubo de drenagem, calculado através do SWMM.

As declividades de atrito nas direções x e y são calculadas através das equações:

$$S_{fx} = \frac{n^2 \cdot u \cdot \sqrt{u^2 + v^2}}{d^{4/3}} \quad (2.5.2.4)$$

$$S_{fy} = \frac{n^2 \cdot v \cdot \sqrt{u^2 + v^2}}{d^{4/3}} \quad (2.5.2.5)$$

Onde n é o coeficiente de rugosidade de Manning.

O adimensional $\beta = \sqrt{\frac{A_b}{A}}$, é a proporção que representa uma relação linear da

área construída e a área total de interesse.

Deve-se considerar os termos inerciais das equações de onda dinâmica quando os efeitos de seus termos é aparente e pode-se desprezá-los, no caso de uma equação na forma simplificada, quando apenas os efeitos de remanso é considerado, como por exemplo no caso da aplicação de uma simulação de uma inundação lenta em planícies terrestres.

Os autores estudaram um modelo difusivo 2D com o método de esquema explícito de direção revezada, também denominado de ADE, que possui duração de tempo relativamente curto e de uso apropriado quando não é exigido uma precisão muito elevada.

O modelo 2D foi modificado de acordo com os vários usos do solo e instalações artificiais.

Computou-se inicialmente o excesso de chuva e o coeficiente de deflúvio do planalto, utilizando o Método de Índice de Infiltração (Musgrave e Holton, 1964) e o modelo HEC-1. O coeficiente de deflúvio obtido é dado de entrada para o bloco RUNOFF do SWMM, onde é então calculado o escoamento superficial da hidrográfica da vazão.

As hidrografas de vazão são dados de entrada para o sistema de drenagem na simulação do bloco EXTRAN do escoamento no conduto.

Quando $Q_{in} > Q_f$ (Q_{in} é a vazão total de influxo no conduto a montante, e Q_f é a quantidade plena do conduto a jusante, definido como: $Q_f = \frac{1}{n_c} \cdot A_f \cdot R_f^{2/3} \cdot S_f^{1/2}$; onde n_c é o coeficiente de Manning do conduto; A_f é a área da seção transversal plena do conduto; R_f é o raio hidráulico para escoamento pleno no conduto e S_f é a declividade devido ao atrito no conduto), a vazão Q_s ($Q_s = Q_{in} - Q_f$) é introduzido no modelo difusivo 2D para simular a superfície de inundação. Como as chuvas em áreas simuladas e o coeficiente runoff de áreas de

planalto estarão dentro do bloco RUNOFF do SWMM, a única contribuição adicional ao modelo difusivo 2D é a vazão de sobrecarga dos bueiros e as vazões de saída dos sistemas de drenagem.

No bloco EXTRAN, do SWMM, é simulado a função da estação de bombeamento (sink). Quando a vazão de saída Q_0 do sistema de drenagem é maior que a capacidade da estação de bombeamento, Q_p , e o volume de água no reservatório de detenção também exceda a capacidade projetada, ocorre o efeito de remanso, fazendo com que possa haver o transbordamento da água para a superfície, através dos bueiros, localizados em condutos a montante.

Para a situação em que $Q_0 \leq Q_p$, o fluxo de saída Q_0 é imediatamente drenado para fora da estação de bombeamento.

Os testes foram realizados ao longo do Rio Tanshui, que atravessa a região metropolitana da cidade de Taipei, localizada ao norte de Taiwan e densamente populosa.

O nível da água no rio, é normalmente, mais elevado que os níveis dos fluxos nas redes de águas pluviais e também em relação ao escoamento terrestre nas planícies durante os eventos de chuva, não permitindo assim, o escoamento superficial por gravidade, sendo necessário a construção de sistemas de recalque. Portanto o sistema de drenagem urbana em Taipei é composto por sistemas de drenagem em galerias e de recalque.

O modelo foi aplicado em uma inundação ocorrida em outubro de 1998, quando da passagem do Tufão ZEB por Taiwan. O coeficiente de Manning foi calibrado através do uso da terra, baseado em estudos recentes appud Hsu et al., 1990, Hsu, 1992; Lin e Hsu, 1994.

O hietograma da chuva do tufão, retirado da estação pluviométrica de Chungchengchiao, forneceu um total de chuva de 400 mm durante 30 horas, e a intensidade de pico foi de 41 mm/h.

Para a verificação do modelo, foi aplicado o total de chuva de 505 mm com um pico de intensidade de chuva de 78 mm/h, que é excedente a intensidade da chuva do evento do tufão ZEB, que foi gerada através de uma curva duração frequência (IDF) appud Chow et al, 1998, utilizando o Alternating Block Method.

A estação pluviométrica de Taipei, possui mais de 53 anos de dados detalhados disponíveis, mas não possui nenhum registro preciso de áreas inundáveis e profundidades críticas durante os eventos. A zona de inundação no centro de Taipei, foi estabelecido pelo governo após a passagem do tufão.

O resultado da simulação do modelo revelou um bom resultado, podendo ser usado em muitas situações de inundação. Entretanto, deve ser observado que quando não se leva em consideração o sistema de drenagem no modelo, o resultado da simulação dá como resultado, inundações mais sérias.

2.5.3 Modelo de Transição entre escoamento em condutos livres para escoamento em conduto forçado

A transição de escoamento livre para escoamento forçado é um fenômeno que acontece frequentemente em sistemas de tubos de drenagem durante o evento de chuvas pesada

(Trajkovic et al, 1999). É um fenômeno complexo e por isso tem conduzido ao desenvolvimento de vários modelos experimentais.

Na literatura, os trabalhos estão classificados em dois grupos: o primeiro relativo às investigações de instabilidade durante a transição (appud Homam e McCorquodale, 1981) e o segundo, relativo à verificação dos modelos numéricos (appud Yasukawa e Yamaguchi, 1998); (Cardle e Song, 1989; Yasukawa et al, 1996 e Capart et al, 1997).

Cardle e Song (1988), afirmam que os modelos numéricos baseados nas equações de Saint-Venant não podem simular condições de instabilidade, pois as instabilidades dos fluxos causam flutuações de pressões, que não podem ser simuladas com modelos numéricos.

Trajkovic et al (1999), utilizaram um modelo numérico baseado no esquema McCormak para simular alguns experimentos em laboratório, e para isso, utilizaram o Laboratório de Hidráulica da Universidade de Calábria.

O experimento por eles realizado constituía em um tubo de material *perpex*, com 10 m de comprimento, diâmetro interno de 10 cm e espessura da parede de 5 mm. O tubo foi apoiado por duas vigas de aço, permitindo facilmente a regulagem da declividade (a declividade máxima estimada no experimento foi de 10%). A montante do tubo foi colocado um tanque, mantido em regime permanente (nível da água constante durante a experiência), e a 1,50 m do tanque e a 0,40 m do final do tubo, a jusante, foram instalados portões, que auxiliariam nas condições do fluxo. No topo do tubo, foram instalados 8 (oito) entradas de piezômetros, conectados a um painel de controle com um transdutor de pressão, e havia também, tubos de ventilação, com diâmetros internos de 1,4 cm. Durante o experimento, os tubos de ventilação poderiam ser abertos ou fechados.

Como condição inicial tinha-se: escoamento era sempre supercrítico, devido a declividade íngreme do tubo e presença de um portão de eclusa a montante; portão de jusante parcialmente fechado, criando assim um salto hidráulico estacionário em algum lugar dentro do tubo transformando assim, o fluxo em transcrito.

O modelo numérico utilizou a equação de Saint-Venant, na sua forma conservadora, para que saltos hidráulicos ou ondas dinâmicas pudessem ser simuladas, resultando em soluções pouco precisas (appud Abbot 1975), através do uso de um esquema *predictor-corrector*, Garcia-Navarro e Saviron, 1992; Capart et al, 1997.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \cdot (v Q + g I_1) = g A (S_0 - S_f) \quad (2.5.3.1)$$

Onde A é a área molhada da seção transversal, Q é a vazão, v é a velocidade g, a aceleração da gravidade, I₁ é o primeiro momento da área A sobre a superfície livre, S₀ é a declividade de fundo e S_f é a declividade devido ao atrito que pode ser escrito na forma:

$$S_f = \frac{n^2 Q |Q|}{A^2 R^{4/3}} \quad (2.5.3.2)$$

Onde n é o coeficiente de rugosidade de Manning e R o raio hidráulico, definido como $R = A/B$, em que B, representa o perímetro molhado.

Equações no mesmo formato podem ser utilizadas para o escoamento forçado através da introdução de uma abertura estreita no tubo (abertura de Preissman, appud Cung e Wegner, 1964). Essa abertura de largura B_s é adotada conforme a celeridade da onda de pressão da água no tubo. No caso citado acima, a largura da abertura no tubo seria muito pequena, o que

causaria instabilidade numérica. Para que pudesse ser evitado a instabilidade, no experimento, adotou-se uma abertura de largura $0,1D$, onde D é o diâmetro do tubo.

O esquema utilizado para os cálculos numéricos, foi o esquema McCormak, que é um esquema explícito, obrigando a verificação da estabilidade do fluxo, utilizando o critério de Courant-Friedrichs-Lewy.

A equação de Saint-Venant (2.5.3.1) foi utilizada na sua forma vetorial;

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial F(u)}{\partial x} = S \quad (2.5.3.3)$$

onde:

$$u = \begin{pmatrix} A \\ Q \end{pmatrix} \quad F(u) = \begin{pmatrix} Q \\ vQ + g I_i \end{pmatrix} \quad S = \begin{bmatrix} 0 \\ g A \left(S_0 - \frac{n^2 Q |Q|}{A^2 R^{4/3}} \right) \end{bmatrix} \quad (2.5.3.4)$$

A solução para a variável u em passo de tempo $n+1$, pode ser obtida através do passo predictor e do passo corrector (Gorgia – Navarro e Saviron, 1992).

O passo Predictor, é escrito como:

$$u_i^{(1)} = u_i^n - \frac{\Delta t}{2 \Delta x} [F_i^n - F_{i-1}^n] + \Delta t \cdot S_i^n \quad (2.5.3.5)$$

O passo Corrector, é escrito como:

$$u_i^{n+1} = \frac{1}{2} (u_i^n + u_i^{(1)}) - \frac{\Delta t}{2 \Delta x} [F_{i+1}^{(1)} - F_i^{(1)}] + \frac{\Delta t}{2} S_i^{(1)} \quad (2.5.3.6)$$

Como resultado do experimento, foi comprovado que a transição de superfície livre para conduto forçado é facilitada quando uma abertura de Preissman é introduzida. Cabe

ressaltar, porém, que em algumas condições esta abertura pode causar uma instabilidade numérica, cujas causas não puderam ser identificadas no experimento.

Capart et al (1999) utiliza o esquema de volume finito para determinar regimes de transição dentro dos tubos de drenagem, uma vez que devido à topologia da rede, mudança brusca de velocidade (devido a topografia), pode haver variação de fluxo, como por exemplo, reversão de direção do fluxo, passagem de regimes subcríticos e supercríticos.

O esquema de volume finito é conhecido por descrever de maneira precisa o salto hidráulico, movimentos de grandes ondas e seções críticas dentro dos canais, (Chaudhry, 1993). Para maiores detalhes quanto ao esquema de volume finito é sugerido Braschi e Gallati, 1992; Capart et al, 1997.

As equações de Saint-Venant para descrever escoamento instável, gradualmente variado, em canal prismático foi escrito na sua forma conservativa:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.5.3.7)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(vQ + gI_1) = gA(S_0 - S_f) \quad (2.5.3.8)$$

Onde A e I são respectivamente a área molhada e o primeiro momento referente à superfície livre da seção transversal da área molhada e v é a velocidade média; Q é a vazão; g a aceleração da gravidade e S₀ a declividade de fundo, S_f é a declividade devido ao atrito, que pode ser calculada através da fórmula de Manning:

$$S_f = \frac{n^2 v |v|}{R^{4/3}} \quad (2.5.3.10)$$

onde n é o coeficiente de rugosidade de Manning e R é o raio hidráulico. As expressões convenientes para as variáveis hidráulicas em seções transversais circulares, podem ser encontradas em French, 1994.

Pode-se então concluir que as equações de canais abertos, somente podem ser aplicadas a escoamentos em tubos parcialmente cheios, podendo ser estendida para a situação de conduto forçado através da adição de uma abertura no topo da seção transversal fechada (abertura de Preissman).

Tucciarelli (2003) apresentou um novo algoritmo para a solução das equações dinâmicas completas de Saint-Venant, denominado DORA.

O procedimento usado em sua metodologia foi o de fracionar o sistema original em dois outros sistemas, cinemático e difusivo. No sistema cinemático cada elemento é calculado (os elementos de montante são ordenados em cada passo de tempo, de acordo com a direção do fluxo) utilizando uma aproximação espacial através de equações diferencial ordinária (*ODE-ordinary differential equations*) simples. No sistema, difusivo, (alguns algoritmos, aplicados de forma empírica têm sido utilizados nos cálculos para a forma difusiva das equações de Saint-Venant; Tucciarelli, 2001, para formas difusiva 1D e 2D) contêm na equação de momento, somente os termos complementares e pode ser facilmente resolvido utilizando métodos implícitos.

Dentre as vantagens apresentadas pelo uso do método, estão garantia da conservação da massa, estabilidade em relação à condição de Courant, pois trabalha com $C > 1$ e utiliza as informações obtidas da resolução do elemento de montante, pode ser aplicado a domínios inicialmente secos (condição de profundidade igual a zero) e pode ser aplicado à transição de escoamentos livres para pressurizados sem a ajuda da aproximação de Preissman.

2.5.4 MPHRC- Modelo de Propagação Hidrodinâmico em Redes de Canais

Foi programado em linguagem Pascal 5.5. e utiliza como dados de entrada os seguintes parâmetros;

- Número de canais da rede;
- Número de passos de tempo;
- Passo de tempo em segundos;
- Tipo de canal (se é inicial, intermediário ou final);
- Número de seções levantadas para o canal;
- Lâmina de água (m);
- Área molhada (m^2) de cada seção levantada;
- Perímetro molhado (m) de cada seção levantada;
- Número de condições de contorno interna da rede de canais;
- Número do canal e da seção onde há condição interna a ser atendida;
- Curva chave da última seção de jusante;
- Características físicas dos canais;
- Hidrograma afluente de montante e laterais.

Inicialmente o programa verifica se o canal é de montante, em caso afirmativo é feita a leitura de vazão de montante no arquivo que contém o hidrograma de entrada, para o cálculo de variáveis para a primeira seção.

Os dados lidos por cada sub-rotina no programa são:

Nucanai SD = que é o número de canais da rede (segundo uma convenção adotada pelo autor) mostrado na figura 6.

Onde o par de números indica respectivamente, o número do canal e a sua seção correspondente.

A figura 6 mostra o esquema representativo de uma rede de canais ramificada, Sendo N o enésimo canal e também a enésima seção do canal.

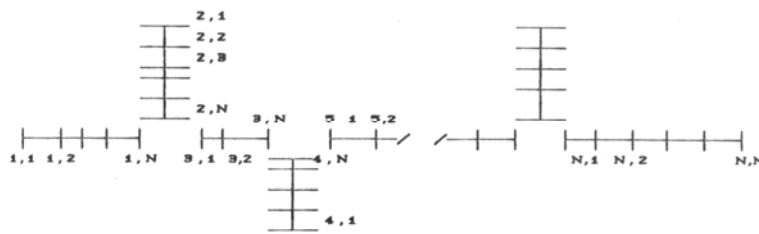


Figura 6. Esquema de uma Rede de canais .
Fonte: Barbassa; pp 56 (1991)

Dentro do programa principal tem-se ainda:

NDT = o número de passos de tempo (múltiplo de 5), devido a divisão do número de passos de tempo da propagação hidrodinâmica em grupos de 5 dados.

DT = passo de tempo dado em segundos (s).

Tipocanal [] = vetor que classifica cada canal como inicial, intermediário ou final, onde cada canal recebe um número, sendo 1 = canal inicial; 2 = canal intermediário e 3 = canal final.

Nseclev [] = número de seções levantadas para cada canal, sendo 20 seções o número máximo de seções por canal.

Nucci = número de condições de contorno internas da rede de canais.

CCICAN = é o número do canal onde há condição de contorno interna a ser atendida.

Cciseção = é o número da seção correspondente ao canal onde há condição de contorno interna a ser atendida.

CCI [] = é o vetor que armazena o número do canal e o número da seção correspondente em que há condição de contorno interna. O número de pares armazenados será igual a NUCCI.

A introdução de condições de contornos interna tem a função de conciliar níveis de energia e assegurar continuidade de descargas. Como condição de contorno interna, pode-se citar a do tipo entroncamento como mostrado na figura 6 e variações bruscas de seções, mostrada na figura 7. Cabe ressaltar que Barbassa (1991), desprezou em seu trabalho as perdas de carga que ocorrem tanto nos entroncamentos quanto nas variações bruscas de seções.

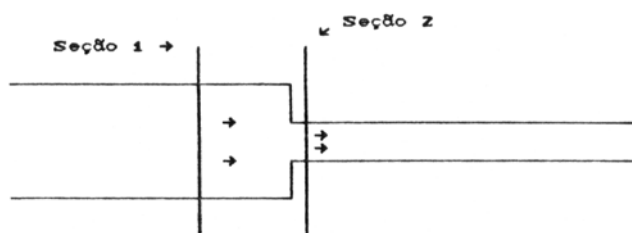


Figura 7.Variação Brusca de seção em canais.
Fonte: Barbassa; pp 59 (1991)

O MPHRC, conforme Barbassa (1991), é mostrado na figura 8.

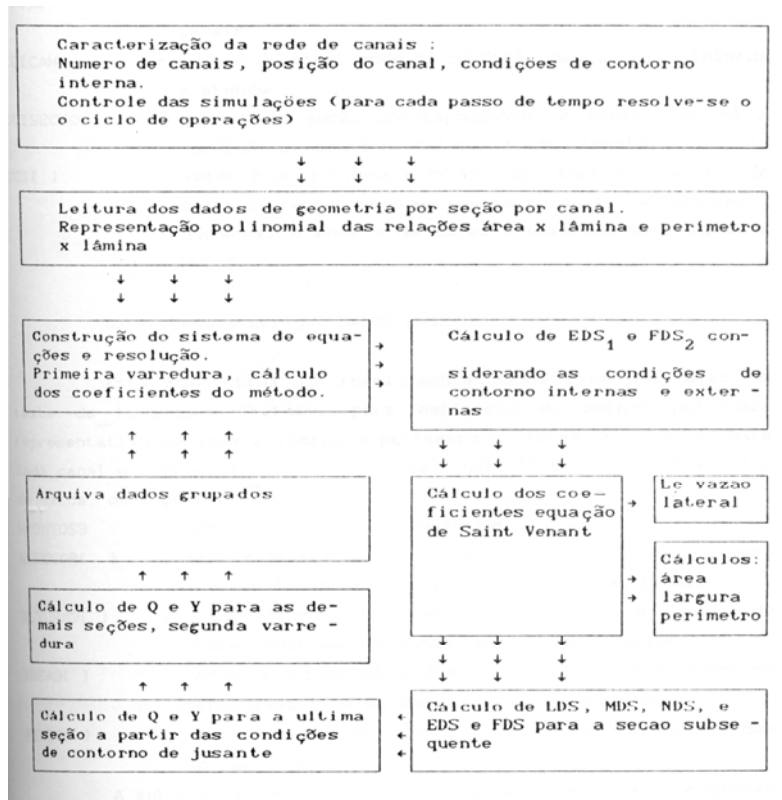


Figura 8. Fluxograma de operações executadas pelo programa MPHRC.
Fonte: Barbassa, pp 61 (1991).

Na figura 8 EDS e FDS são coeficientes que relacionam vazão x lâmina na seção de jusante e/ ou na seção de montante.

$$Q_i = EDS_i \cdot y_i + FDS_i \quad (2.5.4.1)$$

$$Q_{i+1} = EDS_{i+1} \cdot y_{i+1} + FDS_{i+1} \quad (2.5.4.2)$$

Já, LDS, MDS e NDS são coeficientes que relacionam lâmina e vazão na seção de jusante $i+1$ com a lâmina na seção de montante i . Sendo:

$$y_i = LDS_i \cdot y_{i+1} + MDS_i \cdot Q_{i+1} + NDS_i \quad (2.5.4.3)$$

A sub-rotina de *Leituras de Dados* lê inicialmente dados para aplicação do teste de Kolmagorov-Smirnov, para definição de qual será o melhor polinômio representativo de área x

lâmina e perímetros x lâmina. Em seguida, para cada canal e cada seção levantada deste canal, lê-se e escreve no arquivo de saída os seguintes dados:

Npontos 3 = número de pontos da seção levantada (número máximo de 11 (onze) seções).

Nseccor [] = é uma matriz de máxima no formato 8 x 20, que armazena para o canal e para a seção levantada quantas seções lhe são iguais.

Altura3 [] = é um vetor que armazena a lâmina correspondente à ordem do ponto levantado da seção (no máximo um número de 11 dados).

Área3 [] = é um vetor que armazena a área correspondente à ordem do ponto levantado da seção (no máximo um número de 11 dados).

Peri3 = é um vetor que armazena o perímetro correspondente à ordem do ponto levantado da seção (no máximo um número de 11 dados).

As sub-rotinas Ajustarea e Ajustaperi têm por função procurar o melhor polinômio que represente os pares lâmina x área e lâmina x perímetro respectivamente.

A sub-rotinas MinQuad aplica o método dos mínimos quadrados e sua resolução será pelo método de Gauss, programado pela sub rotina de mesmo nome.

As funções AREA, B E DERB, calculam respectivamente a área, a largura do canal e a derivada da largura para um dado canal e seção fornecida, a partir dos polinômios representativos da área da seção em questão, armazenadas em CALCAREA [] e POLIAREA [].

As funções PERI e DERIPERI calculam o perímetro e a derivada do perímetro para um canal e uma seção especificada a partir do polinômio representativo armazenado nas matrizes CALCPERI [] e POLIPERI [].

A sub-rotina DS, resolve o sistema de equações para cada passo de tempo. Na primeira varredura, verifica se o canal é de montante, quando então é solicitada a leitura da vazão de montante (condição de contorno) para o cálculo de EDS e FDS para a primeira seção. Caso contrário se for um canal do tipo 2 (dois) ou 3 (três) , trata-se de um entroncamento, e aí se aplicam as equações da continuidade e balanço de energia. Verifica-se, ainda, se há condição de contorno interna na seção seguinte aplicando o mesmo tratamento feito para o entroncamento. Neste caso o programa solicita a sub-rotina COEFICIENTE para os cálculos dos coeficientes das equações de Saint-Venant discretizadas para a seção e canal específico. Com estes dados, determina-se LDS, MDS e NDS e os EDS e FDS da seção seguinte, e assim sucessivamente até a última seção do último canal. Na varredura de retorno, inicia-se o cálculo da lâmina y com o auxílio da condição de contorno de jusante (último canal e última seção), e com esta determina a vazão Q . A partir de então, faz a varredura de retorno até a primeira seção do primeiro canal. Para cada passo de tempo chama-se a sub-rotina IMPRESSÃO_RESULTADOS, que armazenam temporariamente os dados calculados e de grupos em grupos que são arquivados na forma de RECORD no endereço especificado.

A sub-rotina COEFICIENTE lê as seguintes variáveis para todas as seções de todos os canais: lâmina, vazão, distância da seção em questão em relação à primeira, declividade do trecho, rugosidade do trecho, cota do fundo do canal e cota da rua. É nestes dados que estão embutidas as condições iniciais. Cria-se então um arquivo de RECORDS denominado CSDISTCOT.REC, para armazenar o número do canal, o número da seção, distância, cota do fundo e cota da rua. Esta sub-rotina chama então as funções AREA, B, DERB, PERI, DERIPERI e CELATERAL.

A sub rotina CELATERAL faz a leitura da vazão lateral que contribui para a seção em questão. São especificados a seção e o canal em que se deseja obter a vazão lateral. Caso o arquivo não existir essa subrotina retorna o valor zero para a subrotina COEFICIENTE.

A subrotina IMPRESSÃO_RESULTADO armazena temporariamente os dados até formar um grupo de 5 (cinco), para então proceder ao arquivamento destes dados como RECORD, armazenando, para cada passo de tempo no endereço fornecido, os seguintes dados: PASSO, TEMPO, CANAL, SEÇÃO, LAMINA, NA, VAZÃO, que são respectivamente: passo de tempo, tempo em segundos, número do canal, número da seção, lâmina d'água, cota do nível de água e vazão.

São fornecidos três arquivos textos com as características físicas, condições iniciais e parâmetros usados pelo teste de Kolmogorov-Smirnov.

O arquivo CARACFIS.DAD fornece os dados na ordem que são lidos pelo programa principal e pela sub rotina LEITURA_DADOS_ENTRADA:

NUCANAISD, NDT, DT, já descritos anteriormente

TIPOCANL [] = classificação dos tipos de canal por 1, 2 ou 3 (inicial, intermediário e final).

NSECLEV [] = número de seções levantadas por canal.

NUCCI = número de condições de contorno interna

CCICAN, CCCISEÇÃO = fornece tantos pares quantas condições de contorno internas houver, os quais indicam o número do canal e da seção.

NPONTOS3, NSECCOR = número de pontos da seção, e números de seções iguais a esta.

ALTURA3 [], AREA3 [], PERI 3 [] = altura, área e perímetro correspondentes ao número de pontos da seção.

Os dados da seção devem obedecer a ordem dos canais, após a ordem das seções de montante para jusante.

CONDI.DAD é um arquivo que fornece os dados que serão usados pela sub-rotina COEFICIENTE, na seguinte ordem: y, Q, DIST, DECL, n, Z e ZR, que são respectivamente: lâmina, vazão, distância da seção inicial do canal, declividade do trecho, rugosidade do trecho, cota do fundo do canal e cota da rua ou margem do canal. Estes dados devem ser fornecidos da primeira a última seção do primeiro canal e assim sucessivamente até a última seção do último canal.

Os demais arquivos são de números reais que fornecem ao programa as vazões de montante, usadas como condições de contorno, e as vazões laterais do canal.

KS.DAD é um arquivo de dados que traz uma seqüência de vinte números, correspondente ao nível de significância de 1% que serão utilizados pelo teste Komogorov-Smirnov.

O N.REA é um arquivo formado por números reais. O N indica o número do canal correspondente ao hidrograma armazenado neste arquivo, e desta forma será identificado.

Já o NS.REA são arquivos de hidrogramas laterais aos canais, são portanto números reais. Os símbolos N e S que compõem o arquivo indicam o número do canal e o número da seção a que afluem, e por estes números são identificados pelo programa.

O MPHRC admite o cálculo de até 8 canais em rede, com 50 seções por canal, 50 contribuições laterais por canal, 100 passos de tempo e distância entre seção variável. Admite ainda a introdução de condições de contorno internas.

As condições de contorno de jusante foram aproximadas por uma relação linear entre a vazão e a lâmina, ou seja : $Q = A y + B$.

O programa foi aplicado na Bacia do Monjolinho, situado na cidade de São Carlos-SP, incluindo seus afluentes, que são os córregos do Gregório e do Mineirinho. A bacia do Monjolinho possui uma área de 58,8 km², e a do Gregório, uma área de 19,1 km². Cabe ressaltar, que para aplicação do modelo hidrodinâmico, os córregos Monjolinho e Gregório forma divididos em seções (nós).

O MPHRC foi aplicado nos nós (seções) 54 a 66 para o córrego Monjolinho e nos nós 48 a 56 do córrego do Gregório, por serem trechos sujeitos a remanso.

Para a aplicação do modelo hidrodinâmico, foram realizadas simulações hidrológicas para se obter os hidrogramas afluentes de montante e jusante (que são um dos dados de entrada para o modelo). Essas simulações levaram em conta a impermeabilização do solo e os efeitos da intensidade de precipitação sobre as diversas situações de urbanização da área.

Como resultado dessas simulações, obteve-se as vazões máximas o seguinte: para a condição de urbanização correspondente a 1980, 1990 e 1990i (impermeabilização da área urbana) uma vazão máxima de 9 m³/s (para períodos de retorno de 5,10 e 20 anos). Para a condição de impermeabilização da área urbana e área rural, denominada Gregório 1990 ii, a vazão de pico simulada pelo modelo foi de 16 m³/s, para um período de retorno de 5 anos. Ao se

aumentar o período de retorno para 20 e 50 anos as vazões de pico duplicaram e triplicaram respectivamente.

Tendo em vista o exposto acima, a propagação hidrodinâmica pode ser aplicada, e teve como vazão mínima tolerável pelo modelo uma vazão de $12 \text{ m}^3/\text{s}$, pois valores menores provocaram instabilidade. O modelo é instável também para velocidades elevadas, limitando a aplicação do mesmo a trechos de baixas declividades. Para se verificar a estabilidade do modelo, foi utilizado o método implícito linear totalmente centrado de Contractor & Wiggert (1972) apud Mahmood (1975). O qual é um esquema de discretização que tem em vista os critérios de estabilidade e convergência.

A metodologia utilizada para propagação hidrodinâmica mostrou-se adequada quando aplicada a escoamento em áreas urbanas cujo efeito de remanso se faz sentir, produzindo diferenças de até 1 metro entre os cálculos pelas equações de Saint-Venant e o modelo cinemático.

2.5.5 Modelo Digital de Terreno

Por definição um Modelo Digital de Terreno ou Modelo Numérico de Terreno é uma representação matemática da distribuição espacial da característica de um fenômeno vinculado a uma superfície real. A superfície é em geral contínua e o fenômeno que representa pode ser variado. Dentre alguns usos do MNT pode-se citar:

- ✓ Armazenamento de dados de altimetria para mapas topográficos;

- ✓ Análise de corte-aterro para projeto de estradas e barragens;
- ✓ Elaboração de mapas de declividade e exposição para apoio a análise de geomorfologia e erodibilidade;
- ✓ Análise de variáveis geofísicas e geoquímicas;
- ✓ Apresentação tridimensional (em combinação com outras variáveis).

Para a representação de uma superfície real no computador é indispensável a criação de um modelo digital, podendo ser por equações analíticas ou por uma rede de pontos em forma de uma grade de pontos regulares e ou irregulares. A partir dos modelos pode-se calcular volumes, áreas, desenhar perfis e seções transversais, gerar imagens sombreadas ou em níveis de cinza, gerar mapas de declividade e exposição, gerar fatiamentos em intervalos desejados e perspectivas tridimensionais.

No processo de modelagem numérica de terreno pode-se distinguir três fases: aquisição dos dados, geração de grades e elaboração de produtos representando as informações obtidas.

Os dados de modelo numérico de terreno estão representados pelas coordenadas xyz , onde z , o parâmetro a ser modelado, é função de xy , ou seja: $z = f(x,y)$. Estes dados são usualmente adquiridos segundo uma distribuição irregular no plano xy , ou ao longo de linhas com mesmo valor de z ou mesmo com um espaçamento regular.

A aquisição destes dados é realizado por levantamento de campo, digitalização de mapas, medidas fotogramétricas a partir de modelos estereoscópicos e dados altimétricos adquiridos de GPSs, aviões e satélites. Entretanto as aplicações ou produtos de MNT não são elaborados sobre os dados amostrados, mas sim dos modelos gerados no formato de grade regular

ou irregular. Estes formatos simplificam a implementação dos algoritmos de aplicação e os tornam mais rápidos computacionalmente.

Os métodos de aquisição de dados podem ser por pontos amostrados com espaçamento irregular e regular bem como por mapa de isolinhas (representação de uma superfície por meio de curvas de isovalor). Pires, 1997, trabalhou com uma rede de triângulos irregulares. Na modelagem da superfície por meio de grade irregular triangular, cada polígono que forma uma face do poliedro é um triângulo. Os vértices do triângulo são geralmente os pontos amostrados da superfície. Esta modelagem permite que as informações morfológicas importantes como as descontinuidades, representadas por feições lineares de relevo (cristas) e drenagem (vales), sejam consideradas durante a geração da grade triangular, possibilitando modelar a superfície do terreno preservando as feições geomórficas da superfície.

A aquisição das isolinhas pode ser efetuada por meio de digitalização manual com uso de uma mesa digitalizadora, ou através de um processo automático por meio de “scanner”. A digitalização manual consiste na operação de identificação de uma isolinha com um valor de cota e em aquisição pelo operador por um processo onde segue-se a linha ao longo do mapa. Na digitalização com o uso de “scanner”, é obtido uma matriz de pontos onde podem ser identificadas as isolinhas e os valores de cota.

A grade retangular ou regular é um modelo digital que aproxima superfícies através de um poliedro de faces retangulares. Os vértices desses poliedros podem ser os próprios pontos amostrados caso estes tenham sido adquiridos nas mesmas posições xy que definem a grade desejada.

A geração da grade regular ou retangular deve ser efetuada quando os dados amostrados na superfície não são obtidos com espaçamento regular. Assim, a partir das

informações contidas nas isolinhas ou pontos amostrados, gera-se uma grade que representa de maneira mais fiel possível a superfície. Os valores iniciais a serem determinados são os espaçamentos nas direções **x** e **y** de forma que possam representar os valores próximos aos pontos da grade em regiões com grande variação e que, ao mesmo tempo, reduzam redundâncias em regiões quase planas.

O espaçamento da grade, ou seja a **resolução** em **x** ou **y**, deve ser idealmente menor ou igual à menor distância entre duas amostras com cotas diferentes. Ao se gerar uma grade muito fina (densa), ou seja, com distâncias entre os pontos muito pequena, existirá um maior número de informações sobre a superfície analisada necessitando maior tempo para sua geração. Ao contrário, considerando distâncias grandes entre os pontos, será criada uma grade grossa podendo acarretar perda de informação. Desta forma para a resolução final da grade deve haver um compromisso entre a precisão dos dados e do tempo de geração da grade.

Uma vez definida a resolução e conseqüentemente as coordenadas de cada ponto da grade, pode-se aplicar um dos métodos de interpolação para calcular o valor aproximado da elevação: vizinho mais próximo, média simples, média ponderada, média ponderada por quadrante e média ponderada por cota e por quadrante. Pires (1997) optou pelo método de vizinhos naturais, o qual consiste em atribuir cada ponto **xy** da grade a cota da amostra mais próxima ao ponto. Este interpolador deve ser usado quando se deseja manter os valores de cotas das amostras na grade sem gerar valores intermediários.

Na modelagem da superfície por meio de grade irregular triangular, cada polígono que forma uma face do poliedro é um triângulo. Os vértices do triângulo são geralmente os pontos amostrados da superfície. Esta modelagem permite que as informações morfológicas importantes como as discontinuidades, representadas por feições lineares de relevo (cristas) e

drenagem (vales), sejam consideradas durante a geração da grade triangular, possibilitando modelar a superfície do terreno preservando as feições geomórficas da superfície.

O número de redundâncias é bastante reduzido comparado a grade retangular, uma vez que a malha é mais fina em regiões de grande variações e mais espaçadas em regiões quase planas. As discontinuidades da superfície podem ser modelados através de linhas e pontos característicos.

Esta grade tem a vantagem de utilizar os próprios pontos amostrados para modelar a superfície, sem a necessidade de qualquer interpolação sobre os mesmos. A desvantagem da grade irregular é que os procedimentos para obtenção de dados derivados de grades triangulares tendem a ser mais complexos e conseqüentemente mais demorados que os da grade retangular.

Uma superfície topográfica é um dado do tipo MNT, e pode ser representada através de perfis que descrevem a elevação dos pontos ao longo de uma linha. O perfil é traçado a partir de uma trajetória definida pelo usuário ou a partir de linhas que correspondam a um dado de interesse.

As isolinhas são curvas que unem entre si pontos da superfície que tenham o mesmo valor de cota. O significado do valor da cota depende da magnitude física da superfície que se pretende modelar.

A representação do relevo ou terreno é uma componente fundamental no processo cartográfico. Esta representação, em formato digital, recebe o nome de Modelo Digital do Terreno (MDT) e consiste em um conjunto de dados que explicitam as coordenadas (x,y,z) do terreno e a forma como os mesmos estão relacionados. O MDT pode ser considerado como parte de um problema mais geral: a reconstrução de superfícies, que é atualmente, campo de estudos da

visão computacional. O Modelo Digital do Terreno também pode ser visto como uma particularidade de um Modelo Digital de Elevação (MDE), que inclui além do terreno, outras feições tais como as produzidas pelo homem (casas, prédios, etc.) ou não (vegetação, árvores, etc.). Na literatura norte-americana, DTM é a sigla para *Digital Terrain Model* (Modelo Digital do Terreno), além de ser usado como sinônimo de MDE.

O Modelo Digital do Terreno, também tem aplicações em várias outras áreas (Petrie et.al., 1990), como na engenharia civil, mapeamento batimétrico, mapeamento geológico e geofísico, simulação e visualização do terreno, engenharia militar, etc.

Vários produtos, como curvas de nível, volumes, mapas de declividades, base para Sistemas de Informações Geográficas (SIG), são derivados do Modelo Digital do Terreno, além de ser imprescindível para a geração de ortofotos digitais.

Na era digital, as técnicas fotogramétricas para a geração do Modelo Digital do Terreno estão sendo automatizadas. A geração automática do MDT, a partir de um par de fotos digitais (imagens) com sobreposição adequada, compreende os seguintes passos (Schenk, 1996):

- a) determinação de pontos correspondentes (*matching*);
- b) interpolação e densificação da superfície;
- c) conferência e edição do MDT (controle de qualidade)

Recentemente, associados a sistemas de informação geográfica, tem tido grande divulgação modelos que utilizam o conceito de onda cinemática, no qual a perda de carga unitária se faz igual ao declive da superfície do terreno, e que obrigam à adequação do modelo digital do terreno por forma a não ocorrerem em zonas horizontais ou depressões e conduzem a distribuição

irrealista da altura do escoamento, especialmente ao longo dos canais que se estabelecem (Hipólito e Simões, 2002).

Porém, a construção de modelos tridimensionais de terreno torna-se computacionalmente cara, dado o esforço computacional exigido para a visualização e o tamanho dos modelos gerados pelos CADs.

Com o crescimento exponencial do uso da *Web* para divulgação de conhecimento, a distribuição de tais modelos torna-se praticamente inviável, devido a velocidade de tráfego de dados na Internet.

Visando contornar o problema de distribuição de dados pela rede, a indústria de informática desenvolveu a Linguagem de Modelamento em Realidade Virtual VRML (*Virtual Reality Modeling Language*), a qual permite a visualização de verdadeiros mundos virtuais totalmente interativos em tempo real em arquivos que ocupam somente alguns quilo bytes.

Tal proeza é conseguida devido ao fato da linguagem VRML guardar nos arquivos apenas uns poucos dados geométricos somados a algumas informações matemáticas para reconstrução dos mundos. Portanto, os mundos virtuais não são transmitidos nos arquivos, mas apenas suas equações matemáticas.

Para se gerar um Modelo Digital de Terreno (MDT) em linguagem VRML é necessário que o conjunto de dados disponíveis forme uma grade regular, ou seja, seus pontos sejam regularmente espaçados no plano.

A linguagem VRML exige que os dados consistam em um conjunto de alturas provenientes de pontos planos (x,y) regularmente espaçados. A única informação usada para a construção dos modelos, a exceção dessa, é o espaçamento entre os pontos da grade.

Portanto, uma vez que os dados coletados não constituem necessariamente um conjunto de pontos regularmente espaçados, faz-se necessário o uso de interpolação, com o fim de gerar a grade regular a partir das amostras extraídas do arquivo DXF.

A geração de modelos na linguagem VRML permite a construção de MDT através da entrada de dados direta ou até mesmo leitura e conversão de arquivos de CADs no formato DXF em três dimensões.

O formato DXF é um formato vetorial de intercâmbio. Foi criado para ser compatível com a maioria dos CADs existentes, é padrão ASCII, ou seja, é interpretado pelo programa (no caso, o CAD) através da leitura de descrição textuais do seu conteúdo. Este formato pode ser facilmente convertido em qualquer outro formato de outros sistemas CAD, consagrando-se, portanto, em um padrão, dada a sua popularidade.

Dentre os Modelos Numéricos de Terreno que utilizam a linguagem VRML podemos citar o ENGEMAP 3D, que é uma versão para Windows programado em ambiente DELPHI. Nesta versão os dados de entrada são guardados em um arquivo texto, sendo na verdade um banco de dados primários, cujos dados podem ser entrados em forma de tabela em x, y, e z.

2.5.6 MPHRC-MAI Modelo de Propagação Hidrodinâmica para Redes de Canais e Mapeamento de Áreas Inundáveis

Pires (1997), implementou e aplicou o modelo MPHRC (Barbassa, 1991) para o mapeamento de áreas urbanas de inundação e para representar área de inundação utilizou um modelo numérico de terreno, o qual foi descrito na seção anterior. A proposta final foi

denominada de Modelo de Propagação Hidrodinâmica para redes de Canais e Mapeamento de Áreas Inundáveis (MPHRC-MAI).

Os programas MPHRC e MPHRC-MAI visam representar o armazenamento da água em áreas de inundação lateral definidas pelo relevo, quando o escoamento ultrapassar o nível da borda do canal e extravasar para seu entorno.

O modelo numérico do terreno, utilizado no MPHRC-MAI, calcula o nível da água armazenada na área de inundação variando em relação ao nível da água no canal, ou seja, enquanto o nível da água no canal estiver subindo acima de sua borda, o modelo continuará armazenando água, e se estiver abaixando, a água armazenada retorna ao canal até o seu esgotamento.

Para o cálculo de armazenamento lateral, foi utilizado um método onde é criada uma bacia lateral, entre as seções, possibilitando assim o armazenamento, e fazendo-se a variação desta área em função da diferença entre a cota da água a montante (seção inicial) e a jusante (seção final), esse método foi tratado com a condição de contorno interna do esquema implícito de Preissman.

Pires (1997), optou pelo método do de armazenamento lateral principalmente pela disponibilidade da ferramenta computacional para a geração do Modelo Numérico do Terreno (MNT), que facilita o cálculo de áreas horizontais de inundação e volumes de armazenamento.

Ao MPHRC foi incorporado, como condição de contorno, o cálculo de área inundada. As rotinas foram desenvolvidas em ambiente *Windows* por permitir uma interface gráfica. Utilizou-se a linguagem Delphi, versão 1.0.

Foi admitida, para o cálculo da área inundada, a hipótese de que a cota da água no canal entre duas seções consecutivas de montante e jusante, e na bacia de armazenamento eram iguais, desprezando assim, a declividade na linha de água. Tal consideração somente é válida para pequenas distâncias entre as seções.

No caso de tal critério não puder ser aplicado, Pires (1997) sugere que as equações devem ser re-deduzidas com a inclusão dos termos referentes aos diferenciais de cota entre duas seções consecutivas no canal, criando-se paralelamente e a uma distância de 10 metros a montante destas, uma nova seção, com a finalidade de reduzir tais diferenciais de cota que poderiam provocar instabilidades numéricas durante a propagação.

A nova condição de contorno interna, o armazenamento em bacia lateral usada para cálculo de área de inundação em função de cota de água, implementada na versão original por Pires (1997), pode ser calculada pelo polinômio representativo da área de armazenamento ou através do modelo numérico do terreno.

Ao iniciar-se a propagação hidrodinâmica, o modelo analisa a seção de jusante referente à que se está, verificando se há condição de contorno interno (CCI) e de que tipo é, atribuindo 0 quando não há nenhuma condição de contorno interna; 1 quando a condição de contorno interna é do tipo variação brusca de seção e 2 quando a condição de contorno interno é do tipo armazenamento em bacia lateral.

Quando a CCI é do tipo 2, é chamada uma rotina *Área_função_lâmina*, que calcula a área de armazenamento em relação a cota de água na seção j (seção de montante), dando como resultado a área que será utilizada para se calcular os coeficientes EDS e FDS (coeficientes que relacionam vazão x lâmina na seção de jusante) para a seção $j+1$ (seção de jusante).

Esta rotina sempre avalia a cota da água em relação a cota da rua nas seções com condição de contorno interna de armazenamento lateral. O modelo foi preparado para aplicação da rotina de cálculo de área inundada somente quando o nível de água superar a cota da rua (Pires 1997).

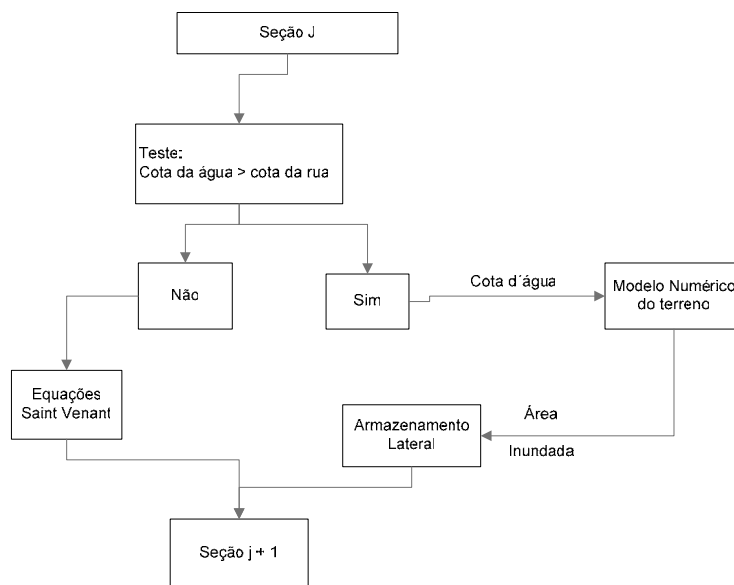


Figura 9. Fluxograma de cálculo de área de inundação MPHRC-MAI
Fonte: Pires, pp 51 (1997).

O modelo apresenta, como resultados, vazões e alturas das lâminas de água para cada seção levantada do canal e para cada intervalo de propagação; área inundada (m^2) em função da cota de água (m) através de polinômio ou MNT (Modelo Numérico do Terreno), volume armazenado (m^3) e vazão de armazenamento (m^3/s) para as seções indexadas com condição de contorno do tipo armazenamento lateral. Esses resultados são registrados para os tempos onde existiu armazenamento ou retorno da água para o canal.

Pires, 1997, utilizou em seu trabalho, o software Surfer 4.5 para definição do MNT através do método de Kringing, cujos dados de entrada são pontos coordenados do terreno,

podendo estar posicionados de forma regular ou irregular. Esse software realiza interpolação em uma malha regular gerada sobre os pontos com espaçamento definido pelo usuário. Após a produção do Modelo Numérico do Terreno é possível calcular áreas superficiais, volumes e curvas de nível.

Inicialmente, optou-se por uso de pacotes para definição do Modelo Numérico do Terreno, usados para cálculos de áreas em projeção horizontal a partir de cotas, e posterior geração de polinômios de grau n , representativos da área x cota, observando que essa representação nem sempre apresentava bons resultados devido a variação do relevo da bacia que se pretende estudar.

O uso do processo polinomial mostrou-se sensível para lâminas menores que um metro, impossibilitando assim, o seu uso em Ribeirão Preto-SP, como atesta Pires, 1997. Esse foi o principal motivo de se ter usado o MNT ao complementar o MPHRC.

O MPHRC-MAI pode operar nos dois modos, ou seja, com polinômios representativos da área de inundação ou com cálculo automático de áreas inundadas em função de cotas (níveis de água) através do MNT, cuja rotina para cálculo de área inundada (polinômio ou MNT) sempre será solicitado pelo programa principal toda vez que a cota da água extravasar a borda do canal na seção de referência de montante, e então a área será calculada em função da diferença entre a cota da superfície da água no canal e a cota da borda no canal.

O MNT é definido previamente e armazenado na forma de arquivo, não sendo necessário sua produção para cada passo de tempo ou seção, o que contribui para a aceleração no processamento dos cálculos.

Dados necessários ao MPHRC-MAI

Os dados necessários para o MPHRC-MAI na confecção do arquivo de entrada são:

- numero de canais e números de seções transversais de cada canal;
- passo de tempo (que é o intervalo de tempo em segundos para a propagação do fluxo pelo canal, retirado do hidrograma de entrada);
- hidrograma de entrada para o canal principal;
- curva-chave (vazão x nível d'água, da última seção de referência);
- rugosidade das seções dos canais;
- características físicas das seções (larguras das bases inferior e superior, profundidade do canal, inclinação dos taludes);
- número de condições de contorno internas – CCI (variações brusca de seção e bacias de armazenamento);
- número de condições de contorno internas do tipo armazenamento;
- número do canal e da seção onde há CCI do tipo variações bruscas de seção (todas são fornecidas) e do tipo de armazenamento;
- grau do polinômio e o polinômio para a seção;
- as coordenadas x, y e z que representam os limites entre as seções de referência (no caso do cálculo automático da área inundada em função do MNT);

Como complemento dos dados a serem fornecidos ao modelo, tem-se ainda o hidrograma de entrada para o canal e os hidrogramas de contribuição lateral que chegam aos

canais secundários, que podem ser definidos através de valores medidos de vazões ou através de modelos hidrológicos.

Aplicação do Programa MPHRC-MAI

É relevante resgatar que o MPHRC-MAI pode ser aplicado tanto pelo método polinomial, atentando para a sensibilidade que o processo acusa para lâminas inferiores a um (1) metro, como pelo MNT (modelo numérico do terreno) acoplado. A escolha do método depende basicamente da qualidade e da quantidade de dados usados e disponíveis.

O modelo foi verificado com os dados reais de vazões e níveis de inundação levantados em agosto de 1984 na cidade de Brusque – SC, e através da adoção de hidrogramas para trecho de canal urbano na bacia do córrego Retiro Saudoso em Ribeirão Preto-SP (Pires 1997).

Aplicação do MPHRC-MAI em Brusque-SC

No caso de Brusque–SC, optou-se pelo método de representação polinomial da área de inundação, pelo fato deste método ter se mostrado mais favorável a pequenas amostras de dados, pois não havia um número suficiente de cotas de pontos para a geração do MNT, devido a má qualidade da planta da cidade.

Durante a propagação, da onda de cheia o modelo verifica o tipo de condição de contorno interna das seções e quando ocorre armazenamento lateral, em uma seção o modelo utiliza uma sub-rotina que calcula a área de inundação.

As características geométricas das seções transversais referentes a cada seção são necessárias para a produção de um arquivo de entrada que possui os parâmetros iniciais, que são

lâminas correspondentes à área e perímetros molhados. É o MPHRC que constrói os polinômios utilizados para a propagação do escoamento a partir dessas relações.

O coeficiente de rugosidade utilizado nos testes foi calibrado através do modelo HEC-2 que serviu também para efetuar uma simulação para a definição dos arquivos de entrada, onde foram adotadas declividades médias calculadas a partir das plantas de perfil do canal esses valores médios foram apresentados como condições iniciais para a propagação.

Outra implementação do MPHRC-MAI em relação ao MPHRC foi a questão da curva-chave. Barbassa (1991), tratou a curva-chave como uma relação linear entre vazão e lâmina para pequena faixa de variação de vazão. Pires (1997), implementou o modelo para utilizar parâmetros de ajustamento das curvas do tipo linear, exponencial ou polinomial de grau 2. Em Brusque, o melhor ajustamento foi obtido através do polinômio de grau 2.

Comparou-se os dados de campo levantados em Brusque-SC; dados esses realizados através de levantamento planimétrico e marcas de enchente ocorrida em agosto de 1984, através de medição de níveis de água em réguas distribuídas ao longo do trecho urbano do rio Itajaí-Mirim; os calculados pelo MPHRC-MAI e com os resultados obtidos pelo CEHPAR (Centro de Hidráulica e Hidrologia Professor Parigot de Souza, da Universidade Federal do Paraná).

Os resultados são referentes a um pico de vazão de $1020 \text{ m}^3/\text{s}$, em agosto de 1984, obtidos do hidrograma fornecido pelo CEHPAR.

Como resultado, além da propagação, foi produzido um mapa de inundação e o perfil hidráulico do rio.

Ao se comparar o mapa de inundação obtido com o levantamento de campo e a representação gráfica definida pelo MPHRC-MAI, conclui-se que seria necessário plantas nas escalas de 1:1000 a 1:5000 com curvas de nível de metro em metro ou com boa quantidade de cotas na superfície, para se obter melhor qualidade na modelagem das superfícies e na estrutura das áreas inundadas.

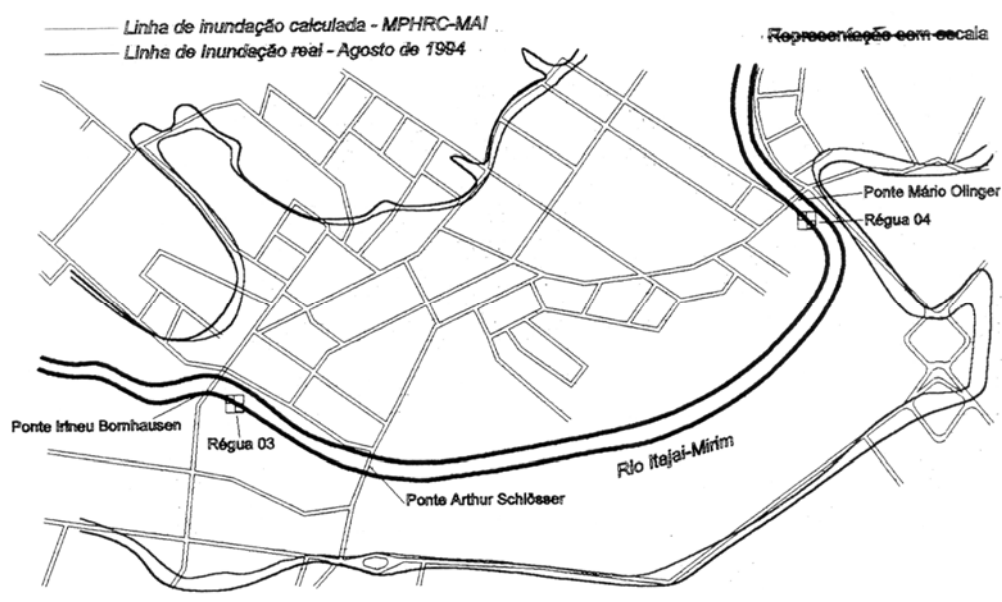


Figura 10 – Áreas de Inundação no rio Itajaí-Mirim em Brusque-SC
Fonte: Pires, pp 91 (1997).

Os dados obtidos através do modelo MPHRC-MAI, garantiram valores próximos aos dados de campo, mostrando-se ainda, superiores quando comparados com os dados obtidos através do uso do HEC-2.

Como dificuldades e limitações encontradas na aplicação do modelo, o autor cita:

- a falta de uma representação de todas as variáveis contidas em um problema real (ex: os vários coeficientes de rugosidade encontrados nas áreas de inundação);

- o modelo trata o escoamento como unidimensional (as direções secundárias do escoamento definidos pelas ruas e a extensão da planície de inundação, definem um caráter bidimensional ao escoamento);
- não se levou em conta o escoamento lateral no sentido do fluxo (escoamento nas ruas e avenidas que margeiam o canal);
- desconsiderou-se a perda de carga localizada relativa a três pontes existente sobre o rio.

Pires (1997) concluiu que o método de representação de área inundada por processo polinomial, para as condições reais observadas em Brusque-SC, chegaram a resultados satisfatórios, observando ser importante e necessário, uma análise criteriosa dos dados e parâmetros iniciais para a obtenção de bons resultados.

Aplicação do MPHRC-MAI em Ribeirão Preto-SP

Em Ribeirão Preto-SP, o método proposto foi o que incorpora o MNT (Modelo Numérico do Terreno) para cálculo da área inundada.

O MNT, que representa numericamente a superfície do solo, é produzido previamente e armazenado em um arquivo digital, podendo ser usado para cálculos de áreas reduzidas, superfícies, volumes, perímetros, aspectos do terreno, declividades, interpolação de curvas de níveis e outros. O modelo hidrodinâmico, fornece ao MNT informações referentes à cota da superfície da água e coordenadas (quatro coordenadas que delimitam a área entre as seções do canal), durante a propagação da onda cheia, produzindo então, a área de projeção horizontal da superfície inundada.

Os arquivos de entrada são os compostos por dados referentes a números de canais, tipo de cada canal (inicial, intermediário ou final), número de passo de tempo, passo de tempo de propagação, condições de contorno internas (variação brusca de seção ou armazenamento lateral) e condições de contorno de jusante ou curva-chave.

Optou-se pela adoção de hidrogramas devido a inexistência de registros de vazões para o local estudado e poucos dados para simulações com modelos hidrológicos. Os hidrogramas adotados possuíam tempo de pico de 30 minutos, 30 passos de tempo e vazões de pico de 85, 105 e 115 m³/s.

A adoção de hidrogramas é relevante para o desenvolvimento de mapas de inundações em situações onde não existem registros de vazões no local estudado e nem dados para simulações com modelos hidrológicos.

A falta de um hidrograma medido e curva-chave foram supridas, pelo uso de um hidrograma adotado e o cálculo da curva de descarga (vazão), pela aplicação da equação de Manning.

Para cada hidrograma adotado, executou-se o MPHRC-MAI, produzindo o mapeamento das áreas inundadas, ou seja, apresentou-se para cada simulação, o passo de tempo onde ocorreu o pico da vazão, o perfil hidráulico longitudinal para o passo juntamente com o mapa da área inundada entre as seções analisadas.

Como resultado, percebeu-se que na produção dos mapas para um pequeno aumento de vazão, havia um crescimento significativo das áreas inundadas, mostrando assim a potencialidade de inundação de uma determinada área como mostra as figuras 11a , 11b e 11c.

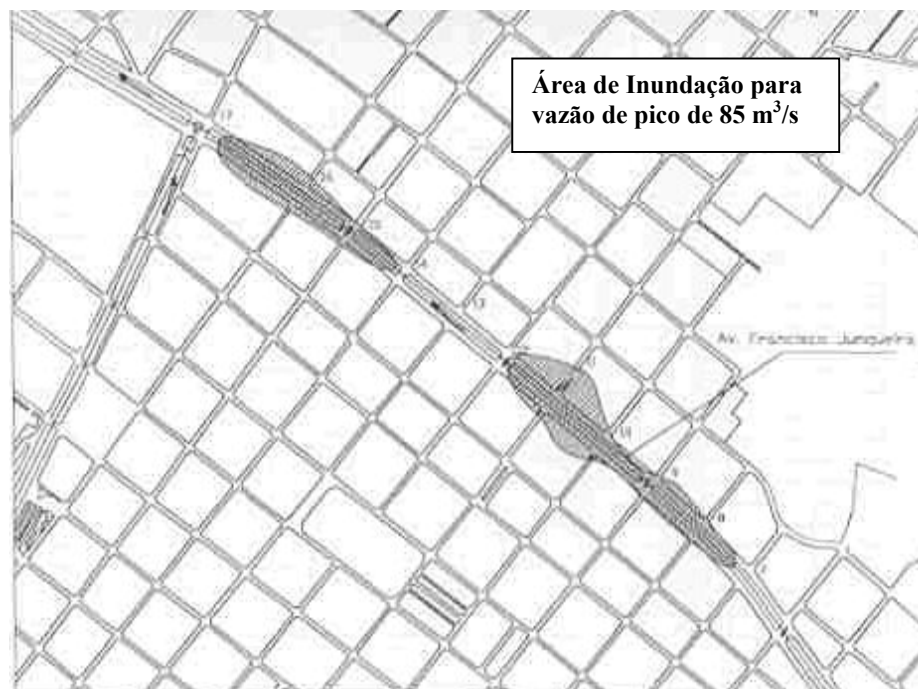


Figura 11a– Áreas de Inundação no córrego do Retiro Saudoso- Ribeirão Preto-SP, para a vazão de pico de 85 m³/s.
Fonte: Pires, pp101 (1997).



Figura 11b– Áreas de Inundação no córrego do Retiro Saudoso- Ribeirão Preto-SP, para a vazão de pico de 105 m³/s.
Fonte: Pires, pp 104 (1997).



Figura 11c– Áreas de Inundação no córrego do Retiro Saudoso- Ribeirão Preto-SP, para a vazão de pico de $115 \text{ m}^3/\text{s}$.
Fonte: Pires, pp107 (1997).

Pode-se concluir ainda, que os valores calculados pela propagação hidrodinâmica variam em função dos dados de entrada e da curva-chave.

O uso de polinômios representativos de áreas de inundação em Ribeirão Preto, mostrou-se não aplicável devido a instabilidade numérica no modelo hidrodinâmico, ou seja, para lâminas pequenas de extravasamento, os resultados de áreas de inundação eram negativas.

2.5.7 Esquema Explícito de MacCormack e Programa proposto por Chaudry

Lax e Wendroff (1960) desenvolveram um método que deu origem ao método MacCormack, de segunda ordem, o qual pode ser usado na simulação de escoamentos bruscamente variado.

Chaudhry et al (1987,1989, 1990, 1991) e Garcia Navarro (1992) desenvolveram pesquisas sobre a aplicação do método numérico MacCormack na simulação de escoamentos em canais regulares onde ocorrem fenômenos como ressaltos hidráulicos e variações de fundo. O esquema fundamenta-se na aplicação de diferenças finitas de segunda ordem de acuracidade como forma de representar as ondas de choque do fenômeno (Neves, 1999).

A grande limitação do uso do método é a condição de estabilidade, dada pelo número de Courant:

$$C_n = \frac{\text{velocidade real da onda}}{\text{velocidade numérica da onda}} = \frac{|V| \pm c}{\Delta x / \Delta t} \quad (2.5.7.1)$$

$$\Delta t \leq \frac{\Delta X}{V \pm c}$$

onde :

Cn = número de Courant

Δt = passo de tempo;

ΔX = espaçamento da malha

$V \pm c =$ é a velocidade ou celeridade absoluta da onda; é a velocidade medida em relação à margem do canal (o sinal positivo indica quando a onda se propaga no sentido do escoamento).

Essa condição limita o uso do esquema numérico a pequenos intervalos de tempo, exigindo-se um processo exaustivo de cálculo (Neves, 1999).

O espaçamento ΔX não pode ser aumentado para permitir um Δt maior, pois a precisão da solução depende do número de seções por comprimento de onda. Quanto menor esta relação, maior serão os erros numéricos de amortecimento e dispersão.

$$\Delta X = \frac{\textit{comprimento do canal}}{\textit{número de seções}} \quad (2.5.7.2)$$

A discretização numérica do esquema McCormack em um canal é feita através das seções transversais distanciadas de ΔX , e o tempo é dividido em intervalos Δt .

A seguir é apresentado o esquema numérico:

Esquema Numérico McCormack

As equações de governo podem ser escritas na forma conservativa como:

$$U_t + F_x + S = 0 \quad (2.5.7.3)$$

Ou na forma matricial, onde:

$$U = \begin{pmatrix} A \\ VA \end{pmatrix} ; F = \begin{pmatrix} VA \\ V^2A + g \end{pmatrix} ; S = \begin{pmatrix} 0 \\ -gA(S_0 - S_f) \end{pmatrix} \quad (2.5.7.4)$$

Passo *Predictor*:

$$\frac{\partial U}{\partial t} = \frac{U_i^P - U_i^k}{\Delta t} \quad (2.5.7.5)$$

$$\frac{\partial F}{\partial x} = \frac{F_i^k - F_{i-1}^k}{\Delta x} \quad (2.5.7.6)$$

Substituindo as equações (2.5.7.5) e (2.5.7.6) em (2.5.7.3), para o passo *predictor*,

tem-se:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial F}{\partial x} + S = 0 \quad (2.5.7.7)$$

$$\frac{U_i^P - U_i^k}{\Delta t} + \frac{F_i^k - F_{i-1}^k}{\Delta x} + S_i^k = 0 \quad (2.5.7.8)$$

$$\frac{U_i^P - U_i^k}{\Delta t} = -\frac{F_i^k - F_{i-1}^k}{\Delta x} - S_i^k \quad (2.5.7.9)$$

$$U_i^P - U_i^k = -\frac{\Delta t}{\Delta x} (F_i^k - F_{i-1}^k) - S_i^k \Delta t \quad (2.5.7.10)$$

$$U_i^P = U_i^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} (F_i^k - F_{i-1}^k) - S_i^k \Delta t \quad (2.5.7.11)$$

sendo, $2 \leq i \leq N$

É através da equação (2.5.7.11) que os valores de velocidade (V) e profundidade (Y) são calculados, em todas as seções. Esses valores são também utilizados na parte *corrector* nos cálculos de F^P e S^P .

Passo *Corrector*

$$\frac{\partial U}{\partial t} = \frac{U_i^C - U_i^k}{\Delta t} \quad (2.5.7.12)$$

$$\frac{\partial F}{\partial x} = \frac{F_i^P - F_{i-1}^P}{\Delta x} \quad (2.5.7.13)$$

Substituindo as equações (2.5.7.12) e (2.5.7.13) em (2.5.7.3) tem-se:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial F}{\partial x} + S = 0 \quad (2.5.7.14)$$

$$\frac{U_i^C - U_i^k}{\Delta t} + \frac{F_i^P - F_{i-1}^P}{\Delta x} + S_i^P = 0 \quad (2.5.7.15)$$

$$\frac{U_i^C - U_i^k}{\Delta t} = -\frac{F_i^P - F_{i-1}^P}{\Delta x} - S_i^P \quad (2.5.7.16)$$

$$U_i^C - U_i^k = -\frac{\Delta t}{\Delta x} (F_i^P - F_{i-1}^P) - S_i^P \Delta t \quad (2.5.7.17)$$

$$U_i^C = U_i^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} (F_i^P - F_{i-1}^P) - S_i^P \Delta t \quad (2.5.7.18)$$

O valor de U^i em tempo desconhecido $k + 1$ é dado por:

$$U_i^{k+1} = \frac{1}{2} (U_i^P + U_i^C) \quad (2.5.7.19)$$

sendo $1 \leq i \leq (N-1)$

Em que os índices: C, k, P, i referem-se:

C = refere-se ao valor da variável após o passo *corrector*;

k = refere-se ao tempo;

P = refere-se às variáveis calculadas durante o passo *predictor*;

i = refere-se às seção que está sendo calculada

O esquema McCormack é estável se o número de Courant (C) for menor ou igual a 1 ($C_n \leq 1$). Esta condição tem que ser satisfeita em cada ponto da malha, durante todo o processo computacional.

Programa proposto por Chaudry

No apêndice F do livro “*Open Channel Flow*” (Chaudry, 1993), é apresentado o programa de propagação hidrodinâmica utilizando o esquema explícito McCormack. O programa está em FORTRAN.

A seguir, é descrito de forma sucinta o referido programa.

O programa possui como condição inicial profundidade e vazão constante. É considerando ainda, a jusante do trecho do canal uma vazão constante e igual a zero (condição chamada de transiente), produzida pelo fechamento súbito de uma comporta na seção.

O programa não admite variações de seções, ou seja, cada seção ao longo de todo o canal possui as mesmas características físicas da seção padrão tais como: largura de fundo, coeficiente de rugosidade, declividade lateral da seção, declividade de fundo, vazão e

profundidade constantes, que são utilizados como dados de entrada. O programa ainda admite como dados iniciais de entrada a aceleração da gravidade, o número total de seções (o canal principal é dividido em seções de igual comprimento) e o tempo total de propagação da onda.

As condições de contorno são: na extremidade de montante é considerado uma profundidade igual à profundidade inicial (dado de entrada) e na extremidade de jusante é admitido uma vazão igual a zero.

Inicia-se então os nós interiores do programa, passos *predictor* e *corrector*, em todas as seções, iniciando-se na seção $i+1$ (seção 2), encerrando o *looping* computacional quando $i \leq$ número de seções.

O programa calcula o número de Courant (C_n) para todas as seções, verificando a estabilidade. Se alguma seção se mostrar instável, o programa reduz o passo de tempo (Δt).

Os dados de saída fornecidos pelo programa são: velocidade e altura de lâmina d'água em todas as seções.

2.6 - Simulação de efeito de Remanso

Segundo Sartos, J, (1999), o uso de hidrogramas unitários em modelos de escoamentos dinâmicos, apresenta como desvantagem por não serem capacitados para simular condições de remanso, resultando em efeitos significativos no hidrograma.

Assim, o autor acima citado, desenvolveu uma investigação, nos métodos hidrológicos, que pudessem, pelo menos de maneira aproximada, modelar os efeitos de remanso.

Em um primeiro momento, fez-se uma simulação em um escoamento dinâmico, utilizando um modelo de hidrograma unitário convencional e comparando os resultados com os obtidos através da simulação de modelos hidrológicos capazes de simular remanso e efeitos de cheias. Cabe ressaltar que para essa comparação, a chuva efetiva utilizada em ambos os modelos foi idêntica pois, somente deste modo os diferentes métodos de simulação podem ser associados com encaminhamento de fluxo.

A comparação de escoamento dinâmico e métodos de simulação de hidrograma unitário mostraram que uma simulação hidrológica de longo termo, incluindo remanso e condições de elevação, requer uma calibração no resultado do escoamento dinâmico em cada caso, pois cada sistema de drenagem reage de maneira muito individual a vazões maiores que aquelas previstas em projeto (Sartos, 1999).

Quando as influências do efeito de remanso e de elevação tem que ser levado em conta no escoamento em rede de drenagem, sugere-se o seguinte método:

- 1- Calibração do hidrograma unitário através dos resultados obtidos de escoamentos dinâmicos (hidrogramas de vazões gerados por chuvas de projeto sem condições de remanso);
- 2- Simulação hidrológica de longo termo e classificação dos eventos pelos picos de vazão;
- 3- Simulação dinâmica dos eventos com picos de vazões mais elevados, (decrecentes do topo da lista) para picos de vazões de caminhamento hidrológico e dinâmico praticamente iguais, e determinando qual o maior escoamento possível na rede;

- 4- Calibração do coeficiente de armazenamento, para um componente de modelo linear de reservatórios que afeta somente a parte superior do hidrograma de vazão;
- 5- Adoção de um modelo componente de reservatório estático adicional, que detêm o volume de escoamento acima da Q_{max} , até a rede ter capacidade de escoar livre novamente.

O autor utilizou o modelo componente HYSTEM-EXTRAN. O modelo detém a água em um reservatório estático fictício, sem aumento de pressão. Assim que o sistema de drenagem tem sua capacidade livre novamente, o reservatório libera a água represada.

Com o exposto acima, pode-se concluir que o conceito de caminhamento hidrológico para o modelo de escoamento dinâmico é capaz de simular a influência de efeito de remanso com precisão suficiente para muitos propósitos práticos, requerendo apenas um parâmetro adicional. Entretanto, cada modelo componente requer uma calibração, pois cada sistema de drenagem reage de maneira muito individual á condição de remanso.

Na maioria dos casos, onde há condição de remanso, as equações utilizadas para tal condição, não admitem uma solução explícita, devendo-se nesse caso, utilizar métodos de integração numérica. Entre os métodos utilizados, pode-se destacar o método chamado “*direct step method*”, que utiliza a equação da energia e um esquema de diferenças finitas, permitindo o levantamento da linha d’água em um canal de seção e declividade constantes para uma dada vazão (Porto, 1998). A situação de remanso não será contemplada como objeto de estudo no presente trabalho.

3. OBJETIVOS

Vários municípios não possuem em seu cadastro técnico as áreas estimadas de inundação. É objetivo deste trabalho fornecer uma ferramenta computacional para estimar áreas inundáveis auxiliando assim o poder municipal nas tomadas de decisões quanto ao uso e ocupação das áreas sujeitas a inundação.

3.1 – Objetivos específicos

Foram explorados os seguintes componentes fundamentais:

- ◆ Implementar modelo de propagação hidrodinâmica para condições variadas de escoamento;
- ◆ Reestudar as condições de contorno internas e externas, possibilitando mudanças nas geometrias das seções, alteração de declividade e comprimento nos trechos e nas condições de montante e jusante do canal;
- ◆ Aplicar o modelo a uma situação de inundação real;
- ◆ Gerar um mapa com a projeção horizontal da área inundada estimada.

4. METODOLOGIA

O desenvolvimento urbano brasileiro tem produzido um aumento expressivo relativo à ocupação das margens dos rios e córregos por avenidas e edificações. A ausência de mapas que estimem a área de inundação são quase uma constante na maioria das cidades, dificultando assim o estabelecimento de medidas preventivas que possam minimizar os impactos sofridos por essas regiões quando atingidas por uma chuva.

Na literatura há várias metodologias para elaborar simulações de inundação. Algumas dessas metodologias foram resgatadas no capítulo 2 enfatizando vantagens e restrições quando aplicadas. Nesta pesquisa optou-se por utilizar o modelo hidrodinâmico de propagação de enchentes, com discretização das equações de Saint Venant pelo esquema explícito de diferenças finitas de MacCormack, segundo Chaudhry (1993), (com isso garantindo a estabilidade frente a variação no escoamento). O modelo foi aplicado em uma área com problemas de inundação para que se pudesse avaliar os resultados.

A metodologia compreendeu as seguintes etapas:

- Critérios para escolha do local de estudo; características de interesse da bacia; histórico de inundação da área em estudo;
- Caracterização dos canais;
- Características da topografia da área sujeita a inundação;
- Implementação e teste do programa, com representação da área estimada de inundação;

- Aplicação do método proposto e avaliação dos resultados.

4.1. – Escolha do local para aplicação do estudo

Justificou-se estudar o caso do córrego Retiro Saudoso situado na cidade de Ribeirão Preto – SP, por ele estar sujeito a inundação há várias décadas e por contar com estudos acadêmicos e de órgãos de governo. A fotografia apresentada na figura 12 mostra uma das inundações ocorridas em 1927 na região central de Ribeirão Preto.



Figura 12: Foto tirada em 1927 de uma inundação, ocorrida na região central da cidade de Ribeirão Preto.
Fonte: Secretaria de Planejamento e Gestão Ambiental de Ribeirão Preto.

Em março de 2002, foi apresentado pelo DAEE o Plano Diretor de Macrodrenagem de Ribeirão Preto visando propor, através de debates, soluções para os problemas de inundação que frequentemente acometem o município. A necessidade da elaboração do Plano Diretor foi constatada após a conclusão, pelas autoridades locais, de que medidas corretivas pontuais mostravam-se insuficientes, para a solução do problema.

O Plano Diretor de Macrodrenagem identificou que as capacidades de vazão dos córregos Ribeirão Preto e Retiro Saudoso são insuficientes frente às demandas hidrológicas. O Plano não recomenda a ampliação das capacidades de escoamento das calhas, tendo em vista as enormes interferências existentes, os custos elevados das intervenções, as desapropriações necessárias e os longos prazos de construção requeridos. Então há necessidade de se estudar as áreas de inundação para que sejam tomadas medidas de controle estruturais permitindo assim o convívio do homem nessas áreas.

O município de Ribeirão Preto localiza-se no Estado de São Paulo, a 329 km da capital do Estado, tendo coordenadas geográficas a 21°10'42" Sul e 42°48'24" Oeste, clima do tipo Cw (Mesothermal) pela classificação de Köppen, com invernos secos e verões úmidos. As temperaturas médias anuais oscilam entre as mínimas de 11,4 e máximas de 27,8 C. O período chuvoso tem início entre outubro e novembro e se estende até março. A estação seca tem início em abril e se estende até setembro.

O córrego Retiro Saudoso é um dos principais afluentes do Ribeirão Preto e sua bacia possui grande ocupação urbana. A mancha de urbanização no município, segundo dados fornecidos pelo SEADE, em de 2000 pode ser observada nas figuras 13 e 14.

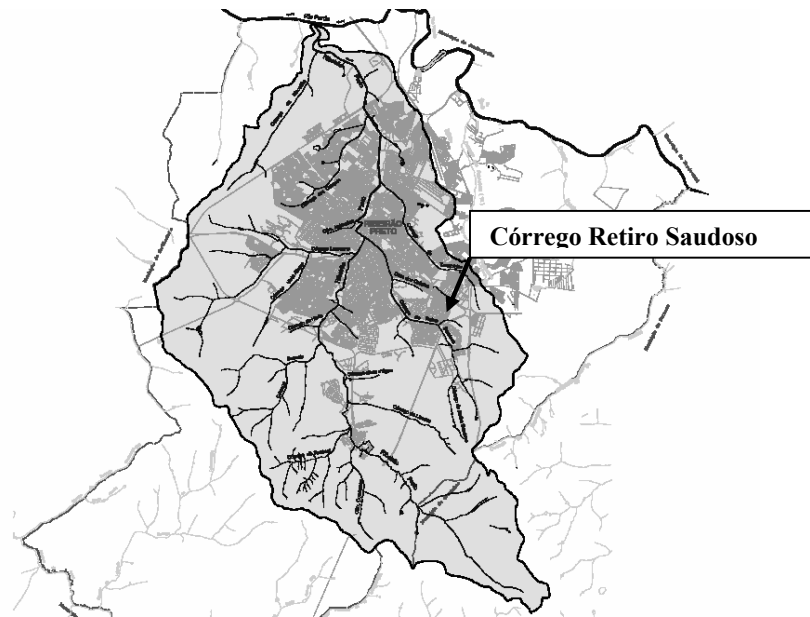


Figura 13: Hidrografia e Urbanização no município de Ribeirão Preto - SP
Fonte: DAEE (2002).

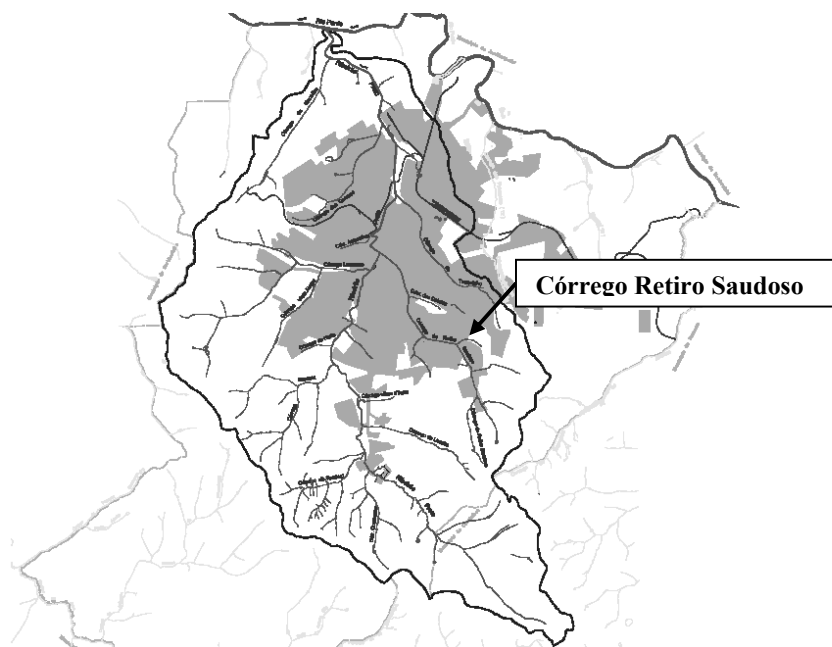


Figura 14 Hidrografia e Urbanização, em destaque, no município de Ribeirão Preto - SP
Fonte: DAEE (2002).

Esse córrego é afluente da margem direita do Ribeirão Preto e possui uma área de drenagem de 47,1 km². Dos quais cerca de 41% se encontra densamente urbanizados, conforme observado na figura 15.

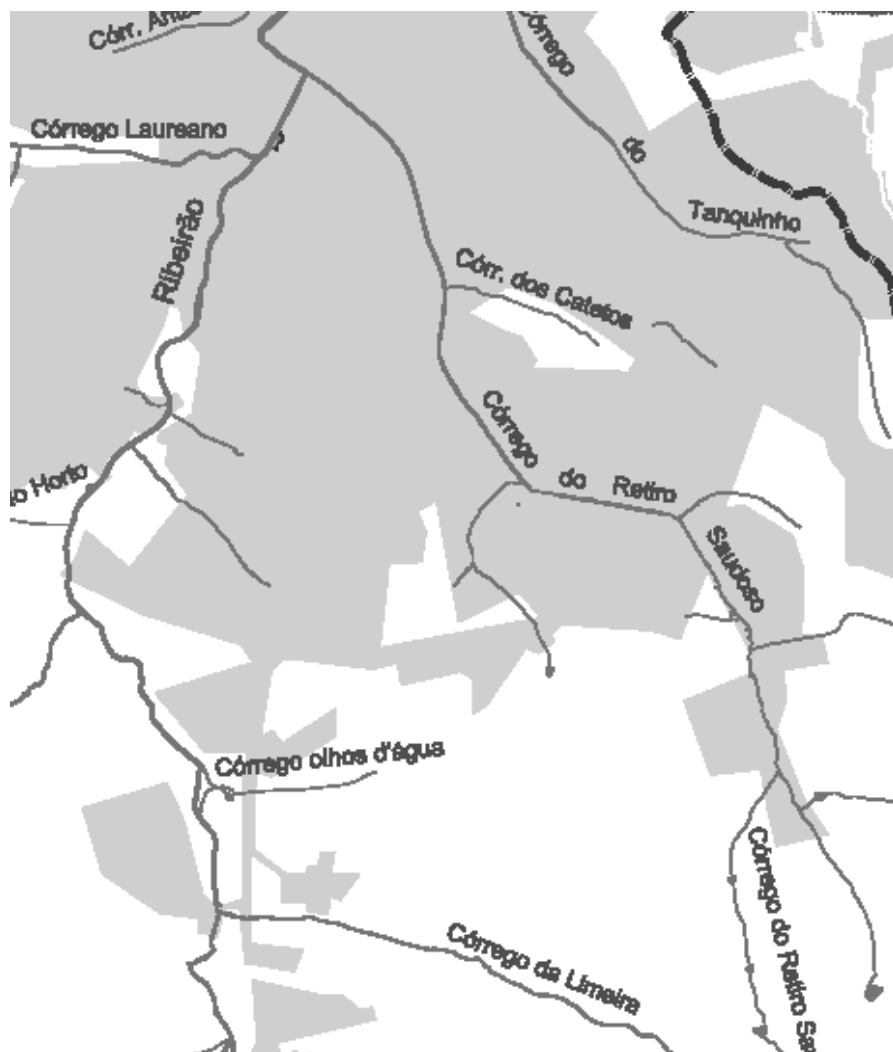


Figura 15: Afluente da margem direita do córrego Ribeirão e Urbanização ao longo do córrego Retiro Saudoso no município de Ribeirão Preto - SP
Fonte: DAEE (2002).

O comprimento total do seu talvegue, onde localiza-se o córrego Retiro Saudoso, é de aproximadamente 14 km. A hidrografia do município de Ribeirão Preto é mostrado na figura 16 e em destaque toda a extensão do referido córrego.



Figura 16: Hidrografia do município de Ribeirão Preto - SP. Destaque para o córrego Retiro Saudoso
Fonte: DAEE (2002).

A junção do córrego Retiro Saudoso e o córrego Ribeirão Preto ocorre no encontro das avenidas Gerônimo Gonçalves e Francisco Junqueira, no centro da cidade. A figura 17 dá uma ampla visão da junção dos dois córregos. Este local e regiões próximas constituem-se na região mais vitimada pelas inundações como ilustrado na figura 18, tanto em frequência, como pela gravidade de tais eventos. As figuras 19 e 20 mostram inundações ocorridas nos anos de 2002 e 2003, respectivamente, devido ao extravasamento do canal do córrego Retiro Saudoso na avenida Francisco Junqueira.



Figura 17: Junção do córrego Retiro Saudoso na av: Francisco Junqueira com o córrego Ribeirão Preto na av: Jerônimo Gonçalves - Ortofoto.

Fonte: Secretaria de Planejamento e Gestão Ambiental de Ribeirão Preto.



Figura 18: Inundação no cruzamento da Avenida Francisco Junqueira com a Avenida Jerônimo Gonçalves no ano de 2002.

Fonte: Secretaria de Planejamento e Gestão Ambiental de Ribeirão Preto.



Figura 19: Inundação na Avenida Francisco Junqueira no ano de 2002.

Fonte: Secretaria de Planejamento e Gestão Ambiental de Ribeirão Preto



Figura 20: Inundação ao longo da Avenida Francisco Junqueira no ano de 2003.
Fonte: Secretaria de Planejamento e Gestão Ambiental de Ribeirão Preto.

4.1.1 – Caracterização do trecho em estudo

O trecho do córrego Retiro Saudoso foi caracterizado a partir dos levantamentos feitos por Pires (1997), DAEE (2002) e por visitas de campo através das variáveis:

- Extensão dos trechos de seção homogênea;
- Dimensões das seções transversais (largura do fundo, profundidade, inclinação dos taludes, etc);
- Tipo do material usado na construção e seu estado de conservação;
- Cotas topográficas do fundo do canal e da rua.

4.2 – Implementação do Modelo

No capítulo 2 (dois) foi descrito o funcionamento do programa apresentado por Chaudhry (1993) e que serviu de base para esta pesquisa.

O modelo utiliza as equações de Saint-Venant da conservação da massa e da quantidade de movimento, as quais são solucionados pelo esquema de McCormack que fundamenta-se na aplicação de métodos numéricos de diferenças finitas.

$$U_t + F_x + S = 0 \quad (4.2.1)$$

$$U = \begin{pmatrix} A \\ V A \end{pmatrix}; \quad F = \begin{pmatrix} V A \\ V^2 A + g \end{pmatrix}; \quad S = \begin{pmatrix} 0 \\ -g A(S_0 - S_f) \end{pmatrix} \quad (4.2.2)$$

A discretização numérica do esquema McCormack considera uma grade espaço-tempo e dois grupos de representações finitas para uma grandeza U, denominada *predictor* e *corrector*, através de seções transversais, discretizadas no canal e distanciadas de ΔX . O tempo é dividido em intervalos Δt .

Calcula-se os valores de velocidade (V) e lâmina d'água (Y) em todas as seções, no passo *predictor*, utilizando a equação 4.2.3, sendo posteriormente corrigidas quando houver condição de contorno interna. Esses valores são também utilizados no passo *corrector* nos cálculos de F^P e S^P .

$$U_i^P = U_i^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} (F_i^k - F_{i-1}^k) - S_i^k \Delta t \quad (4.2.3)$$

Sendo, $2 \leq i \leq N$

Os valores de velocidade (V) e lâmina d'água (Y) são calculados no passo *corrector* utilizando-se a equação 4.2.4, cujos valores são corrigidos no caso de haver condição de contorno interna.

$$U_i^C = U_i^K - \frac{\Delta t}{\Delta x} (F_i^P - F_{i-1}^P) - S_i^P \Delta t \quad (4.2.4)$$

Sendo, $2 \leq i \leq N$

Com a equação 4.2.5 são calculados os valores finais de velocidade (V) e lâmina d'água (Y) após os passos *predictor* e *corrector*.

$$U_i^{K+1} = \frac{1}{2} (U_i^P + U_i^C) \quad (4.2.5)$$

Sendo $1 \leq i \leq (N-1)$.

Os índices P, i, k, C, referem-se ao passo de tempo *predictor*, à seção que está sendo calculada, ao tempo e ao passo de tempo *corrector* respectivamente.

O programa foi desenvolvido em Matlab, por ser de fácil implementação, possuir em sua plataforma vários algoritmos de cálculo numérico e também recursos gráficos.

O modelo incorpora condições de contorno internas, dentro da calha do canal, tais como alargamentos de seções, alterações nos comprimentos e mudanças de declividades nos trechos, verificando assim mudanças relativas ao regime de escoamento e também estreitamento na largura do canal devido a pontes ou outras interferências urbanas, causando aumento de velocidade de escoamento e inundação.

Portanto a caracterização dos canais, da topografia, dos dados físicos e hidrológicos fazem parte dos arquivos de entrada do modelo, como se descreve adiante.

4.2.1 – Dados de entrada do modelo

Fazem parte do arquivo de entrada os seguintes dados: número de trechos considerados, comprimento relativo a cada trecho do canal em estudo, cota de fundo e cota da rua (normalmente tomada em relação à margem com menor cota) em cada seção e forma das seções (se são regulares ou não, fornecendo ao programa a inclinação dos taludes, quando houver a necessidade dos mesmos).

4.2.2 – Condições iniciais e de contorno externas

Na situação inicial, correspondente a $T = 0$ segundos, a vazão foi mantida constante em todas as seções e a lâmina d'água foi calculada. Foi considerado para tanto escoamento permanente uniforme. O primeiro valor do hidrograma afluente foi utilizado para o cálculo das condições iniciais, na seção de montante RS 11.

A condição de contorno externa de jusante, na seção RS 02, é representada por uma curva chave do tipo polinomial de grau 2, fornecida por Pires (1997) cuja equação é mostrada na equação 4.2.2.1, onde Q é a vazão em m^3/s e y é a lâmina de água em metros.

$$Q = 0,071709029 + 9,4645712 y + 4,9783883 y^2 \quad (4.2.2.1)$$

4.2.3 – Condição de contorno interna

Nas seções onde havia alargamentos e estreitamentos de seções introduziu-se a condição de contorno interna. As perdas de carga entre as seções foram desprezadas.

Para isso consideraram-se subseções imediatamente a montante e a jusante da seção em que sofreu alargamento ou contração. Nesses pontos foram aplicadas as equações do balanço de energia e da continuidade, segundo as expressões 4.2.3.1 e 4.2.3.2.

$$y_M + \frac{Q_M^2}{2g A_M^2} = y_J + \frac{Q_J^2}{2g A_J^2} \quad (4.2.3.1)$$

Onde:

y_M é a lâmina d'água da seção de montante;

A_M é a área molhada da seção de montante;

y_J é a lâmina d'água da seção de jusante;

A_J é a área molhada da seção de jusante;

Q é a vazão na seção de montante e de jusante, considerada constante segundo a equação da continuidade:

$$Q_M = Q_J \quad (4.2.3.2)$$

4.2.4 – Verificação da estabilidade numérica

A condição de estabilidade é verificada. O passo de tempo Δt é calculado para cada trecho e o menor valor encontrado é utilizado no cálculo do próximo passo de tempo da propagação da onda. O esquema MacCormack é estável se o número de Courant (C_n) for menor ou igual a 1 ($C_n \leq 1$). Esta condição tem que ser satisfeita em cada ponto da malha, durante todo o processo computacional. Utiliza-se o menor valor de Δt para garantir a condição de estabilidade segundo as equações 4.2.4.1 e 4.2.4.2.

$$C_n = \frac{\text{velocidade real da onda}}{\text{velocidade numérica da onda}} = \frac{|V| \pm c}{\Delta x / \Delta t} \quad (4.2.4.1)$$

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{V + c} \quad (4.2.4.2)$$

Onde c é a celeridade da onda.

Ao determinar o próximo passo de tempo de propagação, o programa busca no hidrograma de entrada a vazão correspondente àquele tempo e calcula então as características hidráulicas para cada seção. O processo de verificação de estabilidade se repete até que o tempo de propagação seja igual ou inferior ao tempo total definido como dado de entrada.

Caso a condição não seja satisfeita, isto é $C_n > 1$, o programa acusa em qual seção isto ocorre. O passo de tempo é então reduzido e os cálculos repetidos.

4.2.4.1 – Passos *predictor* e *corrector*

O esquema de discretização de McCormack utiliza ,como descrito no item 2.5.7., dois passos. Os passos *Predictor* e *Corrector* iniciam-se na seção imediatamente após a seção considerada como inicial (seção de montante), calculando-se a vazão e a lâmina d'água para todos os pontos no espaço (todas as seções), nos dois passos de tempo. Após realizada a propagação de cada passo de tempo, tem-se conhecidas velocidades e lâminas (y) em todas as seções do canal.

O programa verifica então se a cota do fundo somada à lâmina d'água é maior do que a cota da rua. Caso isso seja verificado o programa busca em qual seção e em qual passo de tempo ocorreu o extravasamento do canal, registrando essas informações em um outro arquivo. Esses dados são então utilizados em um software de topografia que gere um modelo numérico de terreno a fim de identificar a curva de nível que dará origem a área de inundação estimada.

Portanto, o programa faz a seguinte verificação:

Cota fundo + altura da lâmina d'água > Cota da Rua → há extravasamento de água (inundação).

Cota fundo + altura da lâmina d'água ≤ Cota da Rua → não há extravasamento de água (não há inundação).

No caso de haver extravasamento de água do canal para o sistema viário, a cota máxima obtida, somando-se a cota de fundo e a lâmina de água (cota máxima de inundação) é projetada horizontalmente no sentido longitudinal e transversal do canal com o objetivo de definir a área inundada.

4.3 – Geração de mapa de área inundada estimada

Conhecidas as cotas máximas de inundação em uma seção do canal passa-se as estimativas da área de inundação. Tal representação foi produzida utilizando-se um programa que tivesse uma versão para Windows e utilizasse os arquivos de CADs no formato DXF, tornando sua execução mais rápida computacionalmente.

A aquisição de dados topográficos foi feita a partir de levantamentos obtidos por Pires (1997) e DAEE (2002). As coordenadas XYZ foram adquiridas segundo uma distribuição triangular dos pontos com um espaçamento máximo de 120 metros. Os vértices dos triângulos são os próprios pontos amostrados da digitalização. As cotas foram adquiridos através de levantamento realizado por Pires (1997). As coordenadas XYZ fazem o fechamento da poligonal.

É traçado um eixo de referência (no eixo do canal) para que possam ser lançadas as cotas de fundo do canal. Após todas as cotas serem lançadas o programa realiza a triangulação através de malhas, e posteriormente gera as curvas de nível (no presente trabalho utilizou-se espaçamento entre as curvas de nível de 10 em 10 cm).

Os dados referentes às coordenadas XYZ são então utilizados em um arquivo de representação de superfície de base CAD, no formato DXF, mantendo-se constantes as coordenadas X e Y, variando apenas a coordenada Z. A coordenada Z é obtida somando-se a altura da lâmina d'água, gerada pelo modelo de propagação hidrodinâmica e a cota do terreno, que projetada horizontalmente sobre a superfície delimita a área de inundação gerando assim, o mapa representativo da área de potencial de inundação. O MDT ou MNT é utilizado para se fazer

o cálculo de áreas e de volumes após a geração do perfil horizontal onde se contempla o fundo do canal, a cota da rua e a cota máxima de inundação.

4.4 – Aplicação do modelo

O modelo foi testado sob variadas condições de escoamento e aplicado ao canal do Retiro Saudoso – Ribeirão Preto, onde já havia cálculo da mancha de inundação usada para comparar com os resultados obtidos neste trabalho.

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS.

Neste capítulo apresentam-se os resultados da propagação hidrodinâmica com o modelo desenvolvido e estimativa da área inundada para o córrego do Retiro Saudoso, situado na cidade de Ribeirão Preto – SP.

O modelo de propagação hidrodinâmica desenvolvido tem um fluxograma simplificado de funcionamento mostrado na figura 22. O modelo permite calcular vazões, velocidade e lâminas em quaisquer tempos e em todas as seções de um canal, como mostrado nos itens seguintes. A cota máxima de inundação é utilizada na estimativa das áreas inundadas, através da projeção nas direções transversal e longitudinal do canal. A geração da mancha de inundação pode ser realizada, a princípio, por qualquer software que possua recursos topográficos. A figura 23 apresenta fluxograma com as principais operações realizadas para a referida geração.

Considera-se que a mancha ou área inundada foi estimada de forma simplificada neste trabalho, pois não se consideraram as vazões de extravasamento externas a calha do canal para as áreas inundadas. Assim o nível de água no canal tende a ser maior que aquele em uma cheia real.

Descreve-se a aplicação do modelo apresentando os resultados de levantamentos do canal, dos hidrogramas adotados, estimativa dos perfis e manchas de inundação e comparação com os resultados obtidos por Pires (1997).

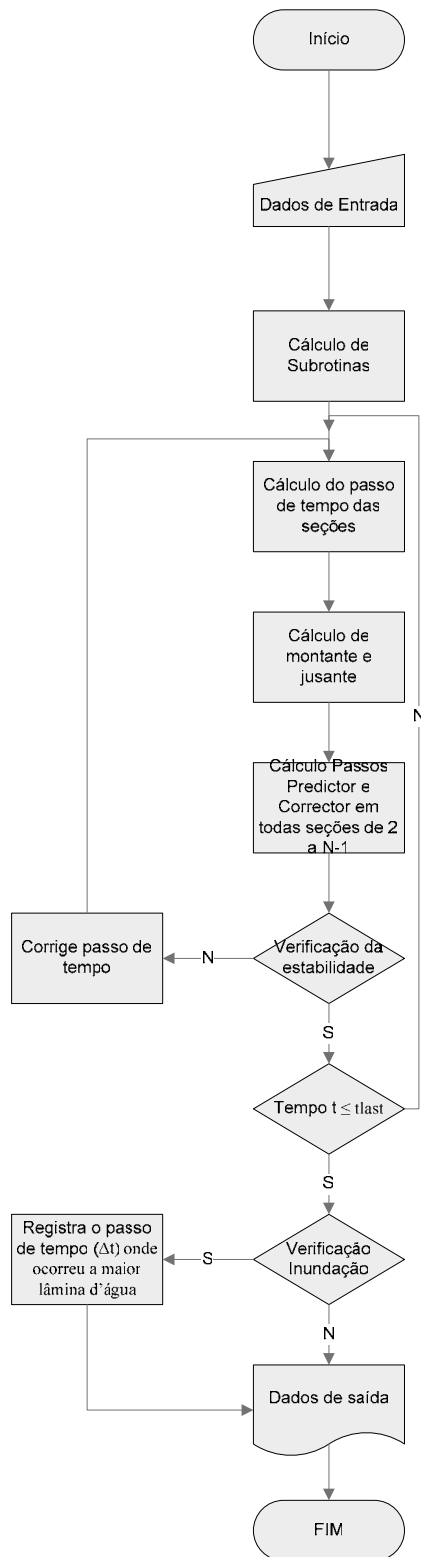


Figura 21: Fluxograma simplificado da propagação hidrodinâmica

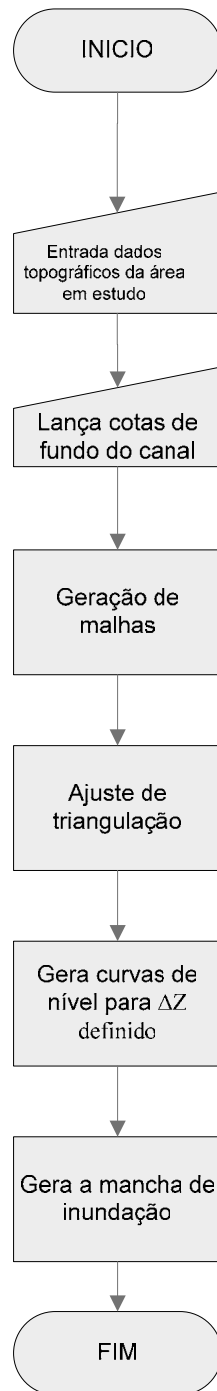


Figura 22: Fluxograma simplificado da geração da mancha de inundação

5.1 – Levantamento das características do canal

O canal do córrego do Retiro Saudoso possui dados levantados por Pires (1997) e DAEE (2002). As formas das seções levantadas são as mesmas, porém com pequenas diferenças nas dimensões. Utilizou-se os dados do DAEE (2002) de geometria das seções e perfis longitudinais de fundo e das ruas ao longo do trecho do córrego.

O trecho em estudo é um segmento do córrego Retiro Saudoso compreendido entre as avenidas Independência e a Jerônimo Gonçalves. Foi representado por 9 trechos e 10 seções, numeradas de jusante para montante e receberam numerações RS 02 (jusante) a RS 11 (montante) e possui comprimento total de 1700,00 metros. A figura 23 mostra o trecho em planta.

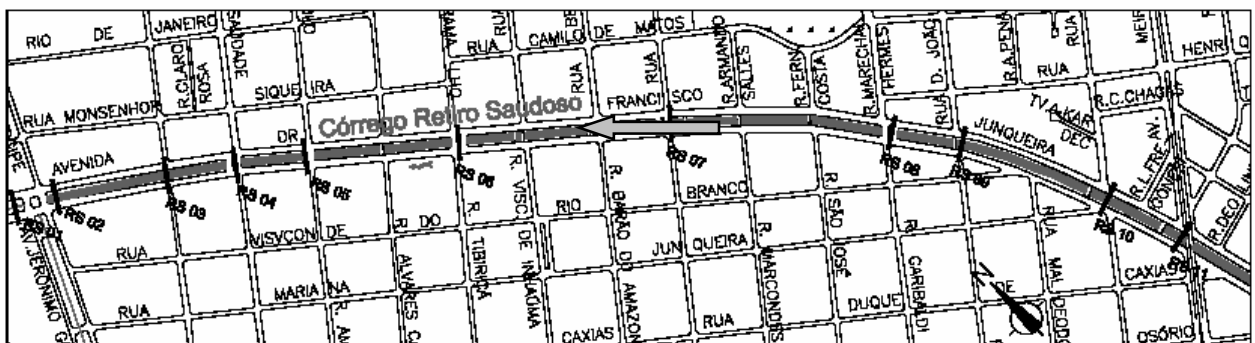


Figura 23: Planta do trecho do córrego Retiro Saudoso, compreendido entre as avenidas Independência e Jerônimo Gonçalves, com numerações de jusante para montante.

Fonte: DAEE (2002)

As seções transversais consideradas nesta pesquisa são regulares. As seções RS 11, RS 10, RS 08 a RS 02 são retangulares e possuem larguras de base variáveis. A seção RS 09 é do tipo trapezoidal, com largura de base 14,00 metros e talude inclinados H:V = 1,00. O perfil de fundo possui declividade variável em cada trecho considerado, como pode ser observado na figura 24 e nos anexos. A figura 25 mostra as referidas seções transversais.

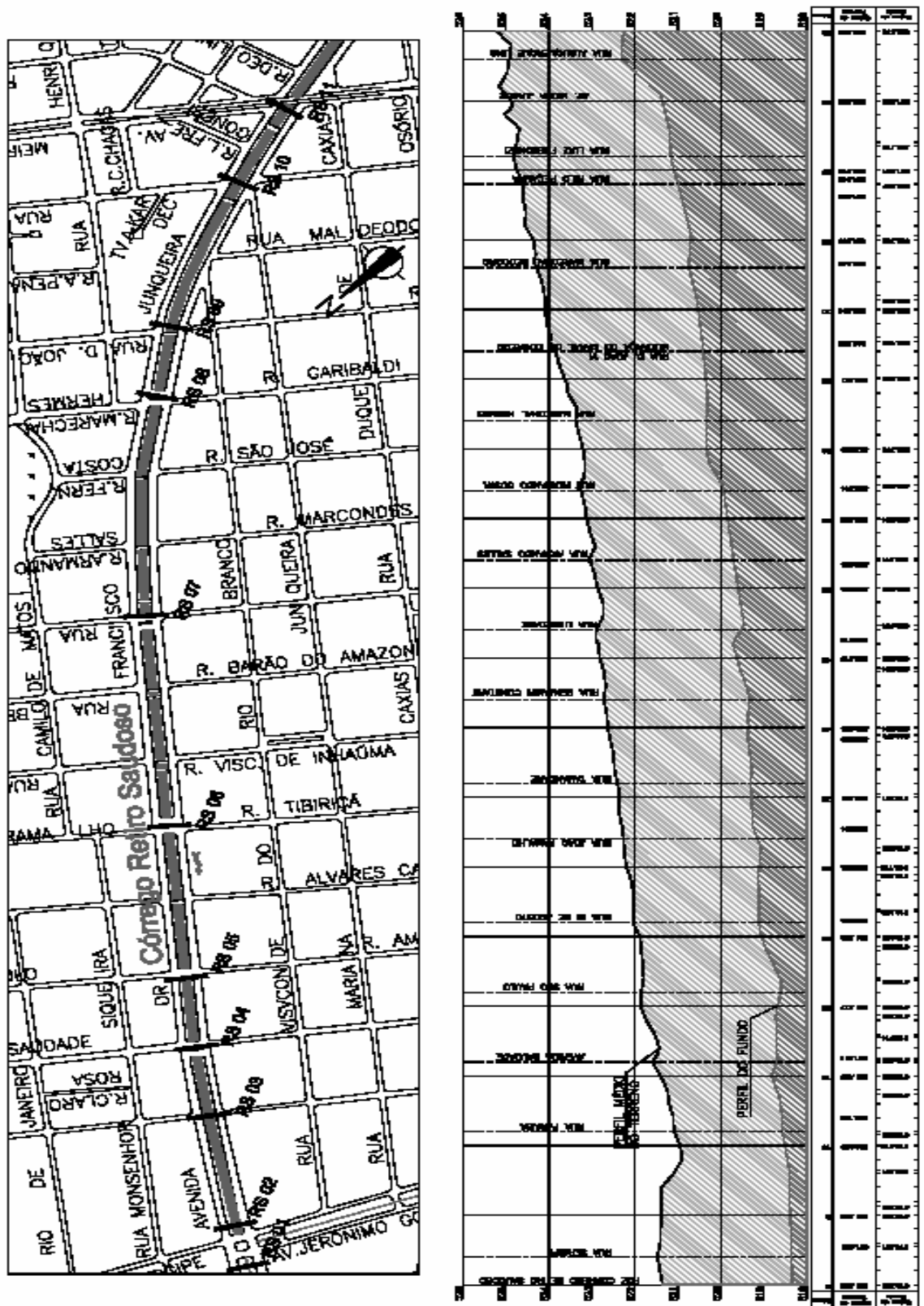


Figura 24: Planta e perfil longitudinal do fundo do canal do córrego do Retiro Saudoso, no trecho estudado. Fonte: DAEE (2002)

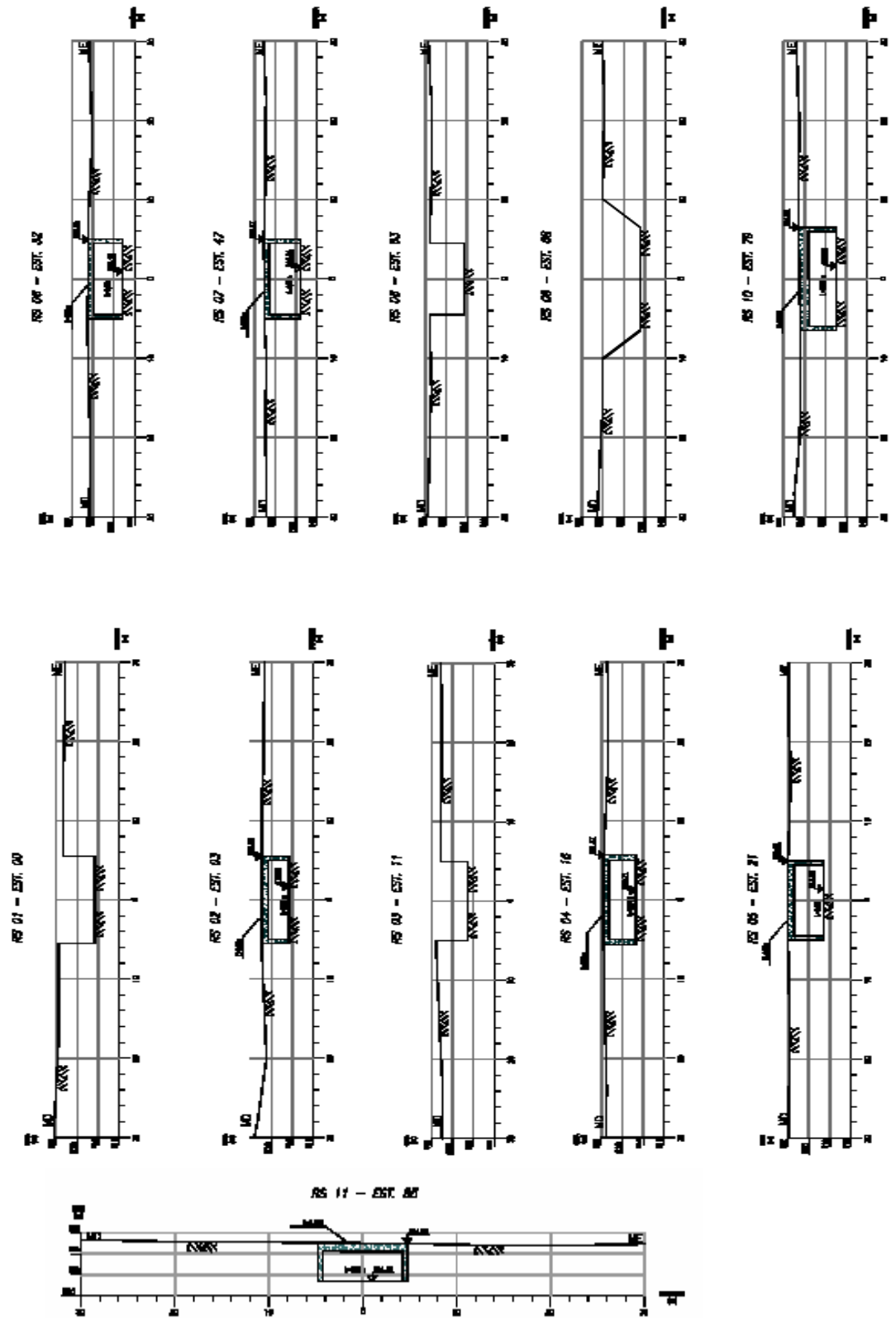


Figura 25: Perfis transversais das seções consideradas.
 Fonte: DAEE (2002)

As seções possuem revestimentos de fundo e lateral, ao longo de todo o trecho considerado, em concreto, que se encontra em péssimo estado de conservação. O coeficiente de Manning para todos os trechos do canal foi adotado como sendo $n = 0,022$ o que corresponde a um canal revestido em concreto projetado rugoso e alvenaria de pedra (Chow, 1973).

Mudanças relativas à geometria são observadas entre as seções RS 10 e RS 09 e RS 09 e RS 08. Observam-se ainda mudanças nas larguras das bases das seções com geometrias semelhantes tais como: entre as seções RS 11 e RS 10, RS 08 e RS 07, RS 05 e RS 04, RS 03 e RS 02.

As seções RS 11, RS 10, RS 07, RS 06, RS 05, RS 04 e RS 02 possuem uma laje de cobertura, devido à travessia sobre o canal, não influenciando as condições de escoamento.

5.2 – Dados de entrada

O modelo exige a definição do número de seções do canal, tempo de simulação, várias características geométricas do canal, informações sobre discretização do hidrograma e cotas relativas ao perfil longitudinal do canal. Estes dados, segundo a ordem de leitura, são os seguintes:

NSEC = número de seções do canal (adimensional); (o programa admite o número de seções que se fizerem necessárias);

TLast = tempo total de propagação em (segundos), retirado do hidrograma (tempo total do hidrograma);

CSL = comprimento de cada seção em (m); iniciando-se na seção de montante;

B0 = largura de fundo das seções do canal em (m); iniciando-se na seção de montante;

S = declividade do talude do canal H : V

S0 = declividade em (m/m) dos trechos entre as seções do canal

CMN = coeficiente de rugosidade de Manning (adimensional);

HidrogrT = tempo em (minutos), usado para discretizar o hidrograma;

HidrogrQ = vazão em (m³/s), usado em cada passo de tempo;

CTRua = cota topográfica da rua em (m) para cada seção levantada;

CTF = cota topográfica do fundo do canal em (m) para cada seção levantada;

Estes dados de entrada estão mostrados na tabela 5.2.1. Observa-se na tabela 5.2.1 que usaram-se 10 das seções levantadas, correspondentes às seções RS11 a RS02. O número de trechos do canal foi igual a 9 e o tempo de simulação igual a 8400 segundos ou 2 horas e 20 minutos.

Tabela 5.2.1 – Dados de entrada para o modelo de propagação hidrodinâmica

Estaca	Seção	CSL (m)	B0 (m)	S	S0 (m/m)	CMN	CTRua (m)	CTF (m)
RS 11	1	0,00	8,5	0	0,00994	0,022	524,920	521,280
RS 10	2	120,00	12,0	0	0,00242	0,022	524,560	520,990
RS 09	3	220,00	14,0	1	0,00254	0,022	523,981	520,431
RS 08	4	100,00	10,0	0	0,00084	0,022	523,330	520,347
RS 07	5	320,00	9,0	0	0,00252	0,022	523,070	519,540
RS 06	6	300,00	9,0	0	0,00130	0,022	522,460	519,150
RS 05	7	220,00	9,0	0	0,00250	0,022	522,000	518,600
RS 04	8	100,00	10,0	0	0,00110	0,022	521,770	518,710
RS 03	9	100,00	10,0	0	0,00152	0,022	521,026	518,558
RS 02	10	220,00	14,0	0	0,00124	0,022	520,960	518,360

5.3 - Condições iniciais, condições de contorno internas e curva chave

As condições iniciais de velocidade (V) e lâmina (y) em todas as seções do canal são calculadas para o tempo $t = 0$, considerando escoamento permanente e uniforme nos trechos do canal a partir da primeira vazão do hidrograma afluente à seção de montante do canal.

A condição de contorno interna, como alargamento e estreitamento de seções foi tratada segundo a conservação de energia entre duas seções, uma imediatamente a montante da seção, onde ocorre a condição de alargamento ou estreitamento, e outra imediatamente a jusante. Toda vez que o programa identifica mudança na largura de fundo de uma determinada seção, define também automaticamente, duas seções, equidistantes da seção original, uma a montante e outra a jusante. A distância definida para essas seções intermediárias foi de 1 metro.

É admitido que as cotas de fundo da seção de montante é igual a da seção de jusante, variando as lâminas d'água e largura de fundo das referidas seções. O equacionamento foi mostrado no capítulo 4, quando tratou-se da condição de contorno interna, item 4.2.3.

A condição de contorno de montante é representada pelo hidrograma afluente à seção 1 e mostrado no item 5.4.

A condição de contorno externa de jusante foi à curva chave obtida por Pires (1997), através da equação de Manning, aplicadas às características físicas do canal. Esta curva chave é mostrada na equação 5.3.1, sendo Q a vazão em m^3/s e y a lâmina em metros.

$$Q = 0,071709029 + 9,4645712 y + 4,9783883 y^2 \quad (5.3.1)$$

5.4 – Verificação da estabilidade do modelo e testes realizados

O programa foi testado empregando-se vários hidrogramas hipotéticos. Inicialmente testou-se a estabilidade numérica do modelo propagando o hidrograma mostrado na tabela 5.4.1 e figura 27, no trecho do canal do Retiro do Saudoso. As características geométricas e topográficas das seções foram mantidas. Os resultados da propagação do hidrograma da tabela 5.4.1 para o passo de tempo $t = 50,47$ minutos e todas as seções do canal são mostrados na tabela 5.4.2. Verifica-se uma lâmina máxima de água de 3,75 metros e velocidades menores que 1 m/s. O número de Courant, menor que 1 em todas as seções indica que a condição de estabilidade nos cálculos hidráulicos para esta condição de teste foi satisfeita.

Tabela 5.4.1 – Hidrograma hipotético adaptado de Pires (1997) a fim de testar a estabilidade numérica do modelo.

tempo (minutos)	vazão m ³ /s	tempo (minutos)	vazão m ³ /s
0	20	75	71
5	21	80	62
10	22	85	55
15	23	90	45
20	26	95	41
25	39	100	39
30	59	105	36
35	68	110	34
40	96	115	33
45	130	120	30
50	150	125	29
55	128	130	26
60	109	135	25
65	95	140	22
70	80		

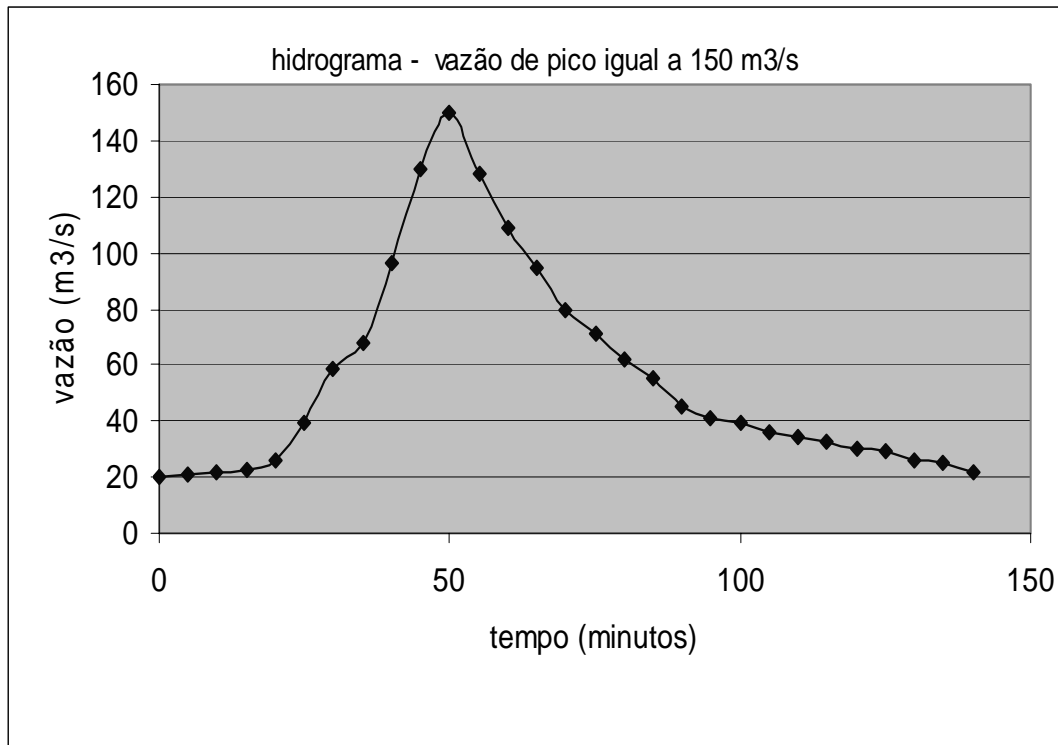


Figura 26: Hidrograma hipotético propagado para se testar a estabilidade numérica do modelo.

Tabela 5.4.2 – Resultado de propagação, utilizando o modelo proposto, para um hidrograma hipotético, com vazão de pico 150 m³/s. Tempo t = 50,47 minutos.

Estaca	Seção	CTRua (m)	CTF (m)	Y (m)	V (m/s)	Cou
RS 11	1	524,92	521,28	2,58023	0,57007	0,72898
RS 10	2	524,56	520,99	2,63889	0,14629	0,74155
RS 09	3	523,98	520,43	2,52725	0,62579	0,66932
RS 08	4	523,33	520,35	2,67979	0,74305	0,99901
RS 07	5	523,07	519,54	2,46701	0,92249	0,93714
RS 06	6	522,46	519,15	2,20935	0,68427	0,90142
RS 05	7	522,00	518,60	2,91409	0,41325	0,87207
RS 04	8	521,77	518,71	2,98835	0,26073	0,93908
RS 03	9	521,02	518,56	3,23745	0,24660	0,85322
RS 02	10	520,96	518,36	3,75148	0,16656	0,96899

A fim de se conseguir velocidades mais elevadas, as declividades do canal foram modificadas ao longo do trecho. Mudanças nas cotas do fundo do canal se fizeram necessárias.

As alterações realizadas, hipoteticamente, a fim de se obter velocidades com valores mais expressivos são demonstradas na tabela 5.4.3. Um hidrograma hipotético foi utilizado e é apresentado na tabela 5.4.4 e figura 27.

Tabela 5.4.3 – Dados de entrada para o modelo de propagação hidrodinâmica, a fim de se testar a estabilidade do modelo.

Estaca	Seção	CSL (m)	B0 (m)	S	S0 (m/m)	CMN	CTRua (m)	CTF (m)
RS 11	1	0,00	8,5	0	0,009	0,022	524,92	521,280
RS 10	2	120,00	12,0	0	0,007	0,022	524,56	520,440
RS 09	3	220,00	14,0	1	0,008	0,022	523,98	518,680
RS 08	4	100,00	10,0	0	0,006	0,022	523,33	518,080
RS 07	5	320,00	9,0	0	0,006	0,022	522,90	516,160
RS 06	6	300,00	9,0	0	0,006	0,022	522,46	514,360
RS 05	7	220,00	9,0	0	0,006	0,022	522,10	513,040
RS 04	8	100,00	10,0	0	0,006	0,022	521,90	512,440
RS 03	9	100,00	10,0	0	0,006	0,022	521,45	511,840
RS 02	10	220,00	14,0	0	0,008	0,022	521,66	510,080

Tabela 5.4.4 – Hidrograma hipotético adaptado de Pires (1997), utilizado para se testar a estabilidade do modelo.

tempo (minutos)	vazão m ³ /s	tempo (minutos)	vazão m ³ /s
0	20	75	61
5	21	80	52
10	22	85	45
15	23	90	42
20	26	95	41
25	29	100	39
30	44	105	36
35	61	110	34
40	86	115	33
45	110	120	30
50	115	125	29
55	108	130	26
60	98	135	25
65	85	140	22
70	70		

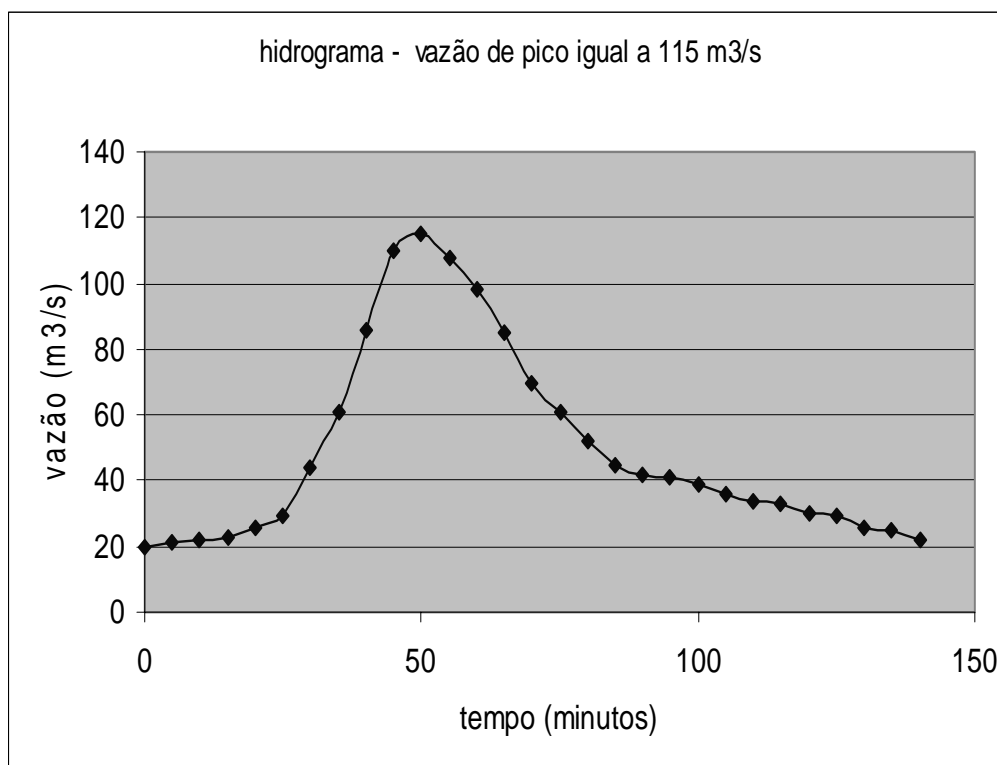


Figura 27: Hidrograma adotado, pico de 115 m³/s
Fonte: Pires (1997)

A tabela 5.4.5 apresenta os resultados da propagação do hidrograma da tabela 5.4.4 e figura 27, para o passo de tempo $t = 49,54$ minutos e todas as seções do canal. Verifica-se uma velocidade máxima de 2,897 m/s. O programa re-ajustou o intervalo de tempo, fazendo com que o número de Courant ficasse nos limites que proporcionaram estabilidade numérica.

Tabela 5.4.5 – Resultado de propagação, utilizando o modelo proposto, para um hidrograma hipotético, com vazão de pico $115 \text{ m}^3/\text{s}$. Tempo $t = 49,54$ minutos.

Estaca	Seção	CTRua (m)	CTF (m)	Y (m)	V (m/s)	Cou
RS 11	1	524,92	521,280	2,14819	2,80811	0,99751
RS 10	2	524,56	520,440	2,75257	2,16810	0,99044
RS 09	3	523,98	518,680	2,57030	2,19982	0,99904
RS 08	4	523,33	518,080	2,81302	2,40570	0,92209
RS 07	5	522,90	516,160	2,34821	2,77595	0,98736
RS 06	6	522,46	514,360	2,33372	2,89659	0,93213
RS 05	7	522,10	513,040	2,23694	2,06112	0,91270
RS 04	8	521,90	512,440	2,10531	2,06444	0,91615
RS 03	9	521,45	511,840	1,95570	2,49217	0,98976
RS 02	10	521,66	510,080	1,64294	2,59378	0,93231

Utilizou-se o hidrograma mostrado na tabela 5.4.6 e apresentado na figura 28 a fim de estabelecer uma relação entre os valores obtidos pelo modelo desenvolvido e os obtidos por Pires (1997) e que se encontram disponíveis em sua dissertação na página 102. A tabela 5.4.7

mostra os resultados obtidos utilizando-se a metodologia proposta para $t = 49,50$ minutos. A comparação entre os dois modelos encontra-se na tabela 5.4.8, onde são mostrados os valores de lâminas d'águas obtidas pelos dois métodos.

Tabela 5.4.6 – Hidrograma hipotético adaptado de Pires (1997), utilizado para se testar o modelo.

tempo (minutos)	vazão m ³ /s	tempo (minutos)	vazão m ³ /s
0	20	75	43
5	21	80	39
10	23	85	38
15	27	90	36
20	33	95	34
25	43	100	32
30	60	105	30
35	84	110	29
40	105	115	28
45	100	120	27
50	89	125	26
55	75	130	25
60	64	135	23
65	56	140	22
70	49		

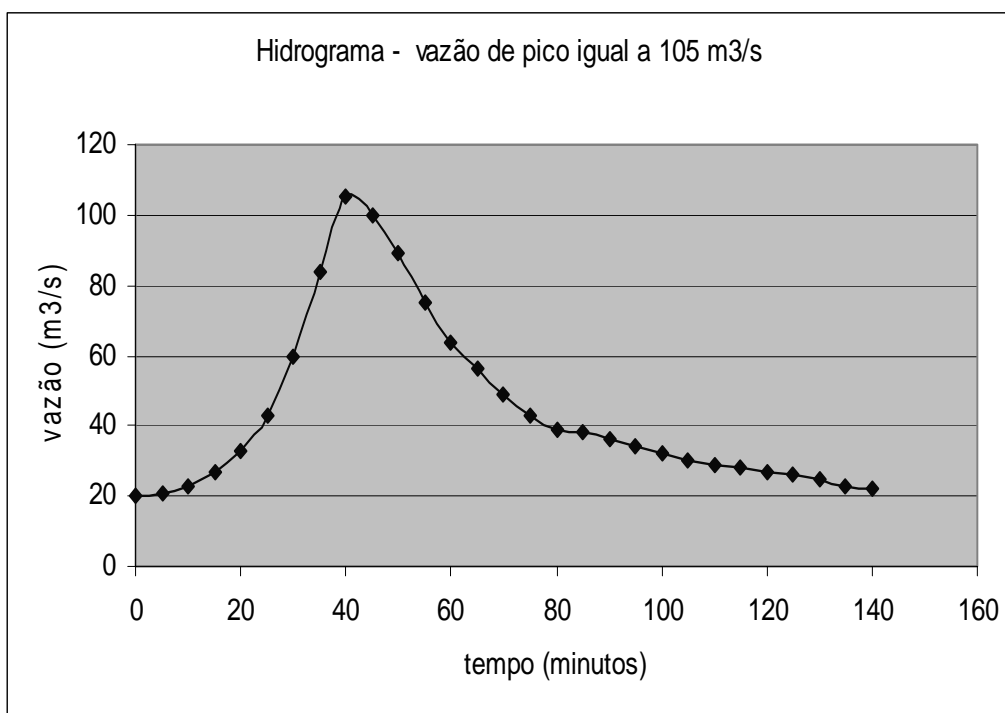


Figura 28: Hidrograma adotado, pico de 105 m³/s
Fonte: Pires (1997)

Tabela 5.4.7 – Resultado de propagação, utilizando o modelo proposto, para o hidrograma mostrado na tabela 5.4.6 e figura 28. Vazão de pico 105 m³/s. Tempo t = 49,50 minutos.

Estaca	Seção	CTRua (m)	CTF (m)	Y (m)	V (m/s)	Cou
RS 11	1	524,92	521,28	2,62	0,7482	0,7501
RS 10	2	524,56	520,99	2,71	0,3685	0,7606
RS 09	3	523,98	520,43	3,64	0,7066	0,7017
RS 08	4	523,33	520,35	3,50	0,6254	0,9996
RS 07	5	522,90	519,54	3,40	0,7676	0,9052
RS 06	6	522,46	519,15	3,18	0,1757	0,9158
RS 05	7	522,10	518,60	3,11	0,4221	0,8542
RS 04	8	521,90	518,71	2,84	-0,4637	0,9427
RS 03	9	521,45	518,56	2,93	-0,5850	0,9121
RS 02	10	521,66	518,36	2,97	-0,3933	0,9431

Tabela 5.4.8 – Resultado comparativo entre lâminas d’água obtidas pela metodologia apresentada no presente trabalho e as obtidas por Pires (1997); vazão de pico de 105 m³/s .

Estaca	Seção	Y (m)	Y (m) (Pires)
RS 11	1	2,62	2,61
RS 10	2	2,71	2,59
RS 09	3	3,64	3,59
RS 08	4	3,50	3,48
RS 07	5	3,40	3,32
RS 06	6	3,18	3,08
RS 05	7	3,11	3,05
RS 04	8	2,84	2,78
RS 03	9	2,93	2,86
RS 02	10	2,97	2,90

Pode-se concluir observando a tabela 5.4.8, que os valores obtidos pela metodologia apresentada no presente trabalho são superiores aos obtidos por Pires (1997) como era previsto, uma vez que não foi considerada a relação com a área viva de escoamento (área externa a calha do canal). Porém observa-se ainda que os referidos resultados estão bem próximos àqueles obtidos por Pires (1997) quando da aplicação do MPHRC-MAI, para a mesma vazão de pico de 105 m³/s.

O trabalho ainda contou com testes preliminares a fim de verificar a equação da conservação da massa . Hidrogramas para seções de montante e jusante em todos os passos de tempo, foram produzidos e seus volumes calculados. A sobreposição dos hidrogramas é mostrado na figura 29, para o tempo de propagação de 8400 segundos ou 2 horas e 20 minutos. O volume calculado na seção de montante foi de 423.600 m³ e o volume na seção de jusante foi de

414.601,40 m³, havendo uma diferença de aproximadamente 2,17% entre os valores dos volumes calculados.

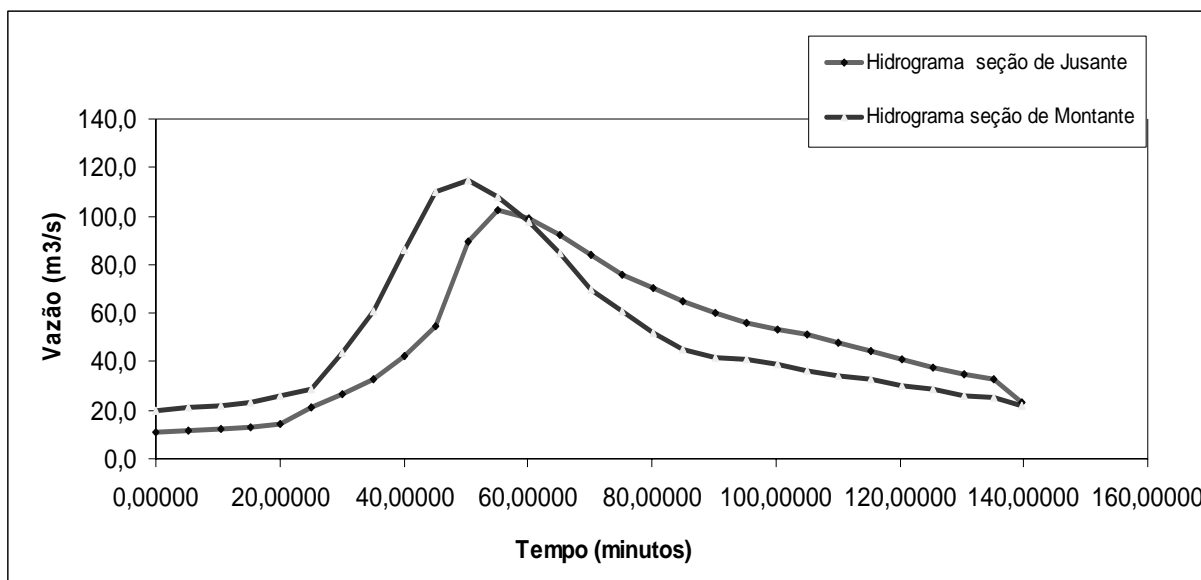


Figura 29: Hidrograma das seções de montante e jusante, tempo de propagação 8400 segundos

A vazão final do hidrograma foi mantida constante por um período maior, conforme observado na figura 30.

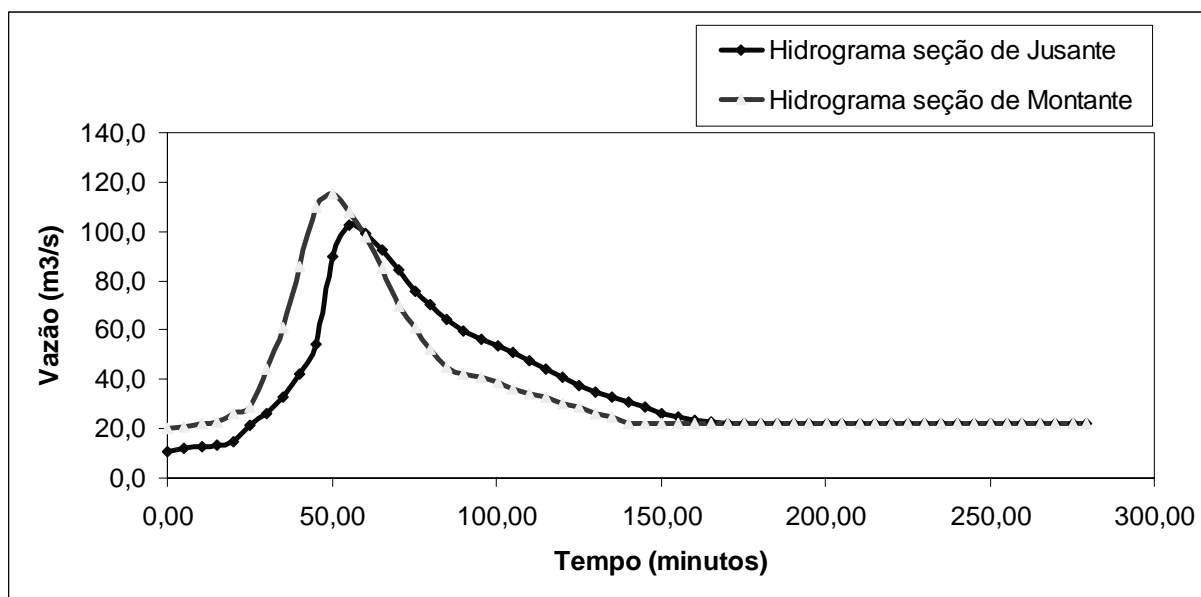


Figura 30: Hidrograma das seções de montante e jusante; tempo de propagação 16800 segundos

O objetivo de se manter a vazão final constante é a de observar que chega um ponto onde a vazão que entra (constante) é igual à vazão que sai que também será constante conforme observado na figura 30. Para tanto foi admitido um tempo extra de 8400 segundo, ficando o tempo total de propagação igual a 16800 segundos ou 4 horas e 40 minutos.

5.5 – Aplicação do modelo ao Córrego Retiro Saudoso

Para a estimativa da mancha de inundação, utilizou-se o hidrograma obtido de Pires (1997), apresentado na tabela 5.4.4 e na figura 27, para a qual se dispõe das manchas de inundação calculadas pelo modelo MPHRC-MAI. Simulações realizadas com o método hidrológico CABC pelo DAEE (2002) forneceram vazões de pico na bacia do córrego Retiro do Saudoso mostradas na tabela 5.5.1. Observa-se que a vazão de pico de $115 \text{ m}^3/\text{s}$ do hidrograma de Pires (1997) corresponderia a um período de retorno próximo a 50 anos.

Tabela 5.5.1 – Vazões de pico e respectivo período de retorno para a bacia do Córrego do Retiro Saudoso na confluência com o córrego Ribeirão Preto

Duração (horas)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)
	T = 10 anos	T = 25 anos	T = 50 anos
6	69,8	104,29	
2	64,65	95,91	121,77

Fonte: DAEE (2002)

Apresentam-se resultados da propagação do hidrograma da figura 27 para T = 0,0 minutos na tabela 5.5.2; T = 0,47 minutos (aproximadamente) na tabela 5.5.3 e para T = 55,15 minutos na tabela 5.5.4, respectivamente para o início da simulação, para um tempo arbitrário e para o momento em que ocorreram os maiores valores lâmina.

Tabela 5.5.2 – Parâmetros hidráulicos calculados para o tempo 0,0 minutos em todas as seções do córrego Retiro Saudoso.

Estaca	Seção	CTRua (m)	CTF (m)	Y (m)	V (m/s)	Cou
RS 11	1	524,92	521,28	0,67611	3,48014	1,00000
RS 10	2	524,56	520,99	0,83514	1,99567	0,80224
RS 09	3	523,98	520,43	0,71436	1,90271	0,74113
RS 08	4	523,33	520,35	1,33360	1,49970	0,84496
RS 07	5	522,90	519,54	1,00781	2,20501	0,88338
RS 06	6	522,46	519,15	1,25057	1,77697	0,87186
RS 05	7	522,10	518,60	1,01041	2,19933	0,88311
RS 04	8	521,90	518,71	1,22118	1,63776	0,84203
RS 03	9	521,45	518,56	1,09955	1,81893	0,84274
RS 02	10	521,66	518,36	0,92713	1,54086	0,75248

Tabela 5.5.3 – Parâmetros hidráulicos calculados para o tempo 0,47 minutos em todas as seções do córrego Retiro Saudoso.

Estaca	Seção	CTRua (m)	CTF (m)	Y (m)	V (m/s)	Cou
RS 11	1	524,92	521,28	0,67611	1,45067	0,66486
RS 10	2	524,56	520,99	1,41350	0,84338	0,61195
RS 09	3	523,98	520,43	1,30943	0,78228	0,55610
RS 08	4	523,33	520,35	1,29275	0,50754	0,68112
RS 07	5	522,90	519,54	1,23989	0,50754	0,66531
RS 06	6	522,46	519,15	0,99639	0,88452	0,82437
RS 05	7	522,10	518,60	1,14550	1,48944	0,81984
RS 04	8	521,90	518,71	1,32641	1,81619	0,71649
RS 03	9	521,45	518,56	1,04841	0,87752	0,70001
RS 02	10	521,66	518,36	1,32181	0,95465	0,61292

Tabela 5.5.4 – Parâmetros hidráulicos calculados para o tempo 55,15 minutos em todas as seções do córrego Retiro Saudoso.

Estaca	Seção	CTRua (m)	CTF (m)	Y (m)	V (m/s)	Cou
RS 11	1	524,92	521,28	2,15841	0,69227	0,74609
RS 10	2	524,56	520,99	2,43041	0,59548	0,75707
RS 09	3	523,98	520,43	2,82234	0,68087	0,69420
RS 08	4	523,33	520,35	2,83834	0,66320	0,99828
RS 07	5	522,90	519,54	3,28853	0,74303	0,90962
RS 06	6	522,46	519,15	3,64049	0,16169	0,92894
RS 05	7	522,10	518,60	3,83392	0,38695	0,85954
RS 04	8	521,90	518,71	3,67849	-0,52810	0,96396
RS 03	9	521,45	518,56	3,72965	-0,64710	0,93071
RS 02	10	521,66	518,36	3,98593	-0,11701	0,76828

A seção de montante é a seção 10, que possui uma laje de cobertura, tornando-se um canal fechado. Quando a vazão de escoamento é superior para a qual o canal foi dimensionado tem-se como consequência a extravasão do mesmo, no caso de conduto livre. Entretanto, onde o canal passa a ser considerado fechado, desenvolve-se pressões internas nas paredes do canal, ocasionadas pelo afogamento da seção transversal, nessa situação ocorrerá refluxo, potencializando a enchente.

Observa-se na tabela 5.5.4 velocidades negativas nas seções 8,9 e 10. Cabe ressaltar que ao analisar os resultados em todos os passos de tempo notou-se que as velocidades negativas iniciam-se em um determinado passo tempo, mantendo-se negativas por um período de tempo e retorna ao valor positivo novamente. Observa velocidades negativas iniciando-se no passos de tempo $t = 50, 30$ minutos e no passo de tempo $t = 87,62$ minutos, as velocidades nas referidas seções voltam a ter valores positivos. Logo, pode se concluir que as velocidades negativas ocorreram em um determinado intervalo de tempo, aqueles próximos onde a seção

transversal de saída (de jusante) fica “afogada” ou seja, onde a capacidade de escoamento da seção é menor que a vazão que está passando. Após esse tempo, começa a haver um equilíbrio entre a vazão que entra na seção com a que sai, tornando as velocidades positivas novamente.

Traçou-se o perfil hidrodinâmico longitudinal dos trechos do córrego do Retiro Saudoso para o tempo igual à 55,15 minutos, correspondente à passagem do pico de vazão do hidrograma da figura 27, conforme mostrado na figura 31. Pode-se verificar no perfil, as cotas do fundo, da rua e o nível da água em cada seção.

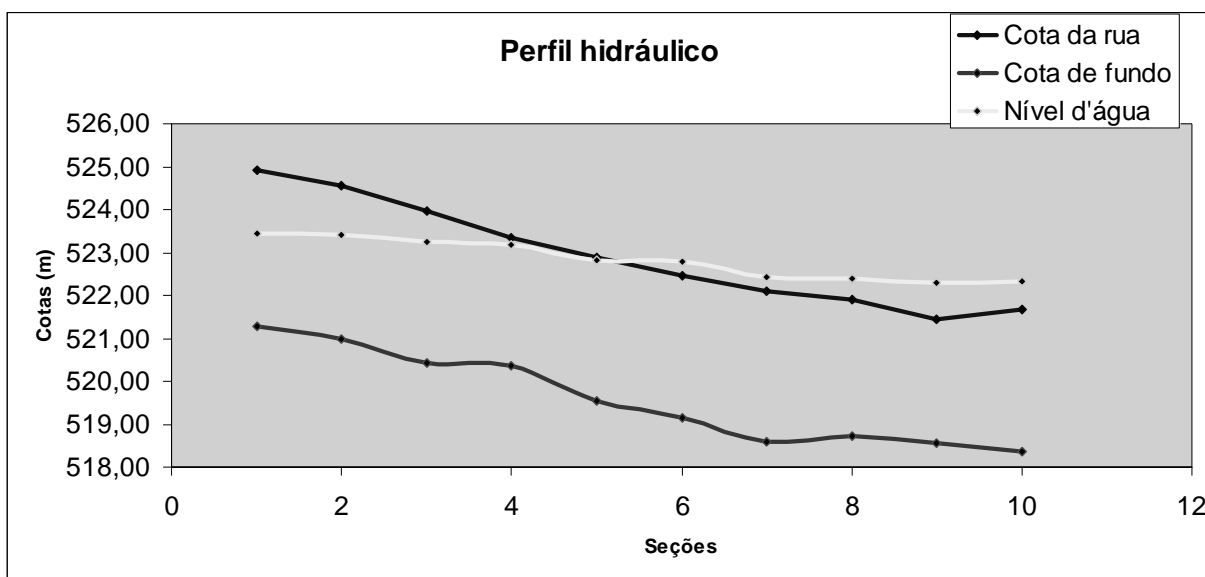


Figura 31: Perfil Hidráulico para o canal em estudo. Vazão 115 m³/s. T = 55,15 min

Percebe-se que o extravasamento do canal ocorre nas seções próximas ao entroncamento dos córregos Ribeirão Preto e Retiro Saudoso, fazendo com que suas águas percorram as marginais no sentido oposto ao escoamento natural do curso d'água, inundando assim grande parte da avenida Francisco Junqueira, até aproximadamente a seção 6. Percebe-se ainda na figura 31, que o extravasamento do canal inicia-se próximo a seção 5.

A área estimada de inundação para o passo de tempo de 55,15 minutos foi de 156.313,47 m², e o nível de água 522,360 m. A área inundada estimada é apresentada na figura 32.

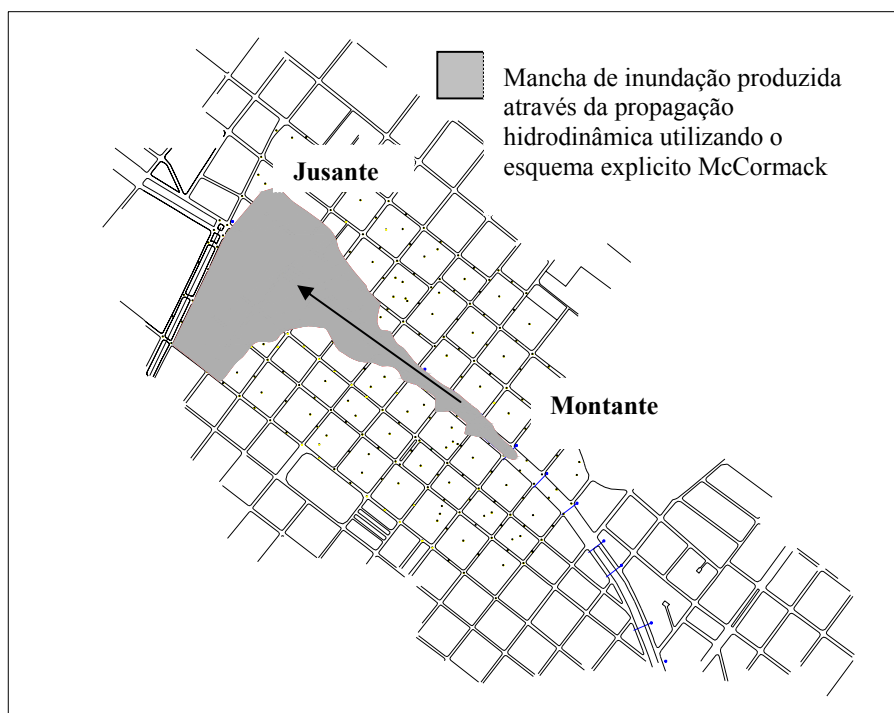


Figura 32: Área estimada de inundação referente ao tempo de 55,15 minutos e hidrograma da figura 28 no córrego Retiro do Saudoso.

Faz-se comparação da mancha de inundação estimada pelo modelo proposto no presente trabalho com a área mapeada por Pires (1997), que foi estimada em 147.358,74 m², considerando as mesmas características geométricas e hidráulicas e o mesmo hidrograma afluente. A comparação é feita sobrepondo as manchas de inundação obtidas pelos dois métodos e mostradas na figura 33 e 34.

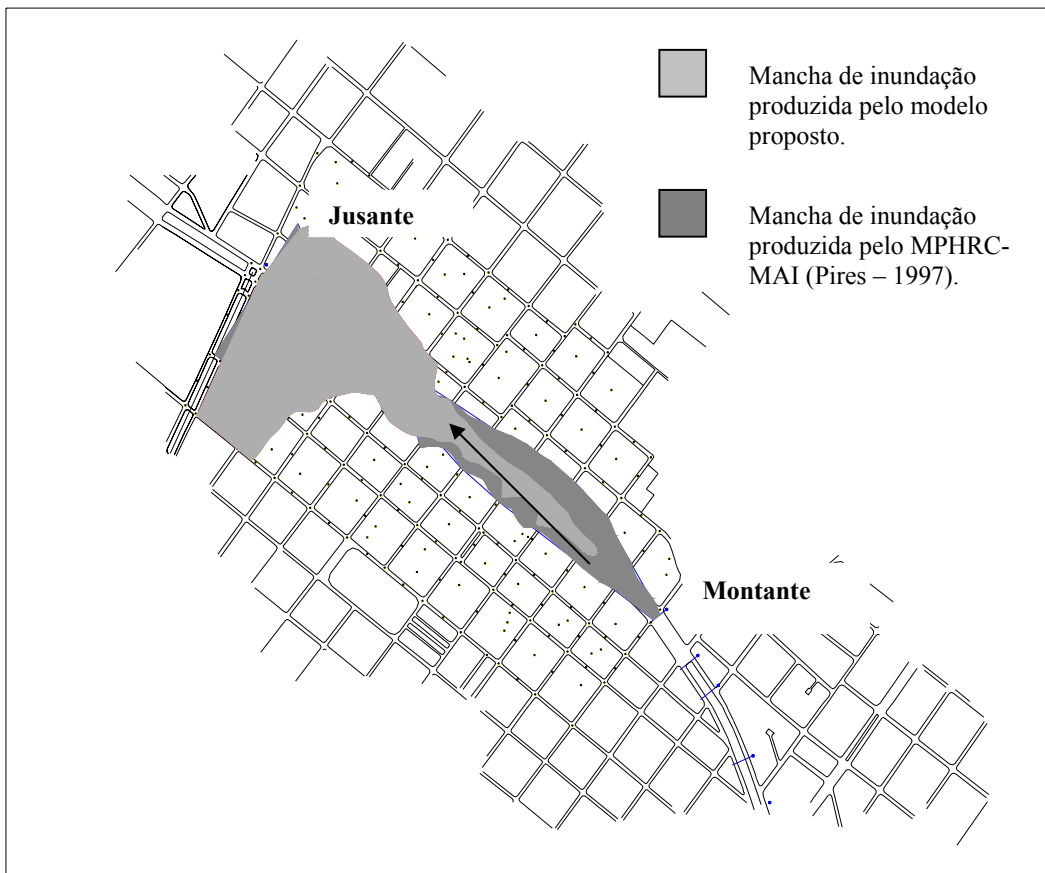


Figura 33: Sobreposição da mancha gerada pelo modelo proposto sobre a mancha obtida por Pires (1997).

Verifica-se que a mancha estimada por este modelo é maior que a de Pires (1997) a partir da seção 06 até jusante do trecho. Este comportamento era esperado, pois este modelo não considerou o extravasamento para as áreas laterais do canal (área viva de escoamento). Isto faz com que o nível de água seja maior, conseqüentemente projetando uma maior área inundável.

Nota-se que nos trechos de montante do canal, o modelo aqui proposto, produziu uma área de inundação menor que a obtida pelo MPHRC-MAI. Isto pode, em parte, ser explicado por falhas no desenho topográfico utilizado, uma vez que utilizou-se um levantamento já existente e não houve uma verificação em loco. No levantamento topográfico utilizado, entre as

seções 3 e 6, o perfil do terreno é considerado plano, sem declividade, ocasionando um maior alagamento nestes trechos.

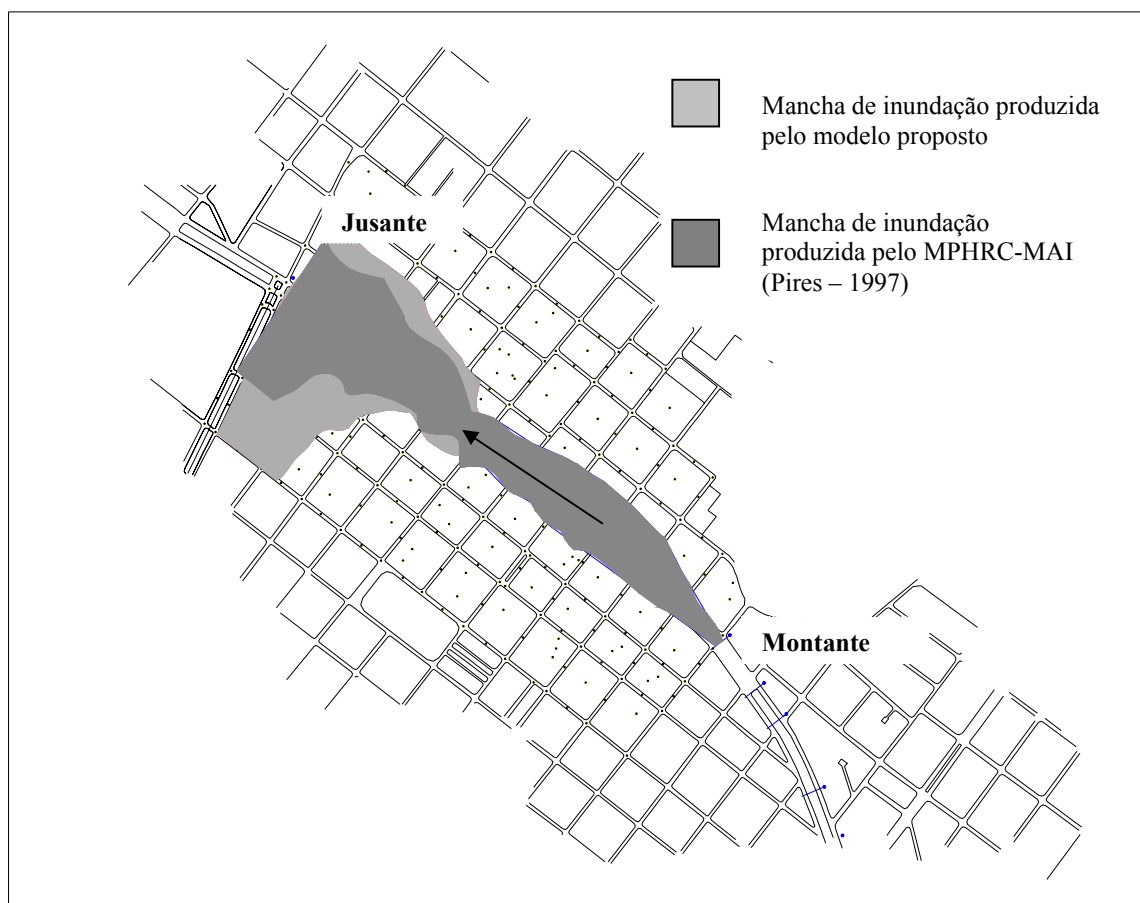


Figura 34: Sobreposição da mancha gerada pelo modelo proposto por Pires (1997) sobre a mancha obtida através da metodologia aplicada no presente trabalho.

6 – Conclusões

Desenvolveu-se neste trabalho um modelo de propagação de enchentes empregando as equações completas de Saint Venant, discretizadas pelo método de diferenças finitas de McCormack. O modelo assume que o escoamento é unidimensional, ignora as perdas de carga localizadas e não considera o armazenamento lateral dos canais. As mudanças de geometria das seções foram tratadas como condição de contorno interna.

O modelo foi testado em um trecho do córrego Retiro Saudoso, em Ribeirão Preto, São Paulo, para diversas condições hidráulicas e hidrológicas. Os resultados foram comparados ao modelo de Pires (1997).

Ressaltam-se os seguintes aspectos sobre as características do modelo e as aplicações realizadas:

- Não há limite de seções a serem consideradas como dado de entrada.
- O modelo re-ajusta o passo de tempo, garantindo sua estabilidade numérica.
- O tempo computacional necessário para se rodar o programa foi bastante curto, para os números de seções e tempos considerados.
- Não há necessidade de grandes alocações na memória do micro computador, sendo necessário apenas alguns kbytes de espaço.

- O modelo de propagação hidrodinâmico mostrou-se estável quando da modificação das declividades a fim de se obter velocidades mais elevadas, tendendo a um escoamento supercríticos.
- A estimativa da mancha de inundação mostrou-se maior que aquela produzida pelo modelo de Pires (1997), por considerar, nesta pesquisa, a vazão apenas dentro da calha do córrego. Esta diferença em termos de área inundada atingiu aproximadamente 6,07%.
- Admite-se que o modelo fornece uma boa estimativa preliminar de área de inundação.
- O modelo é relativamente simples de ser operado.
- A geração do mapa é muito sensível ao levantamento topográfico, devendo-se representar o terreno de forma cuidadosa para minimizar erros.

Em função do exposto, a conclusão maior é de que o estudo das áreas de enchentes urbanas relacionando políticas públicas e o processo de uso e ocupação do solo tem caráter multidisciplinar, devendo envolver profissionais de diversas áreas tais como: hidrologia; hidráulica; saneamento básico e ambiental; geologia; sensoriamento remoto; arquitetura e urbanismos, entre outras.

Ao apresentar uma ferramenta que estime, mesmo que preliminarmente as áreas sujeitas a inundação, após a criação de um cadastro técnicos dessas áreas, o poder municipal poderá tomar providências no que diz respeito à:

- Relocação dos moradores e ou comerciários das áreas impróprias para a proteção da população contra as enchentes urbanas e, nas áreas não

ocupadas, prever usos possíveis como lazer e recreação por meio de parques ou outros usos;

- Em novos loteamentos e ocupações, respeitar as faixas de várzeas dos rios;
- Elaboração de zoneamento das áreas de várzeas, definindo os usos compatíveis, considerando os aspectos hidrológicos, hidráulicos, topográficos e geomorfológicos;
- Promover uma maior integração entre instituições públicas e a comunidade que vivem em áreas sujeitas a inundação através da melhoria operacional da defesa civil.

De um modo geral, o método proposto mostra-se uma boa ferramenta aos órgãos técnicos municipais em estimar preliminarmente o mapeamento das áreas sujeitas a inundação e assim ajudar em um planejamento ou re-planejamento dessas áreas, atingindo assim o objetivo proposto no capítulo 3. Recomenda-se que se dê seguimento ao aprimoramento da metodologia utilizando-se outras ferramentas e interfaces, como por exemplo, a relação com a área viva de escoamento, a fim de garantir sempre que possível a maior proximidade entre os resultados obtidos e o observado. Sugere-se também maior número de aplicações do modelo com o objetivo de acumular experiência em mapeamento de inundações.

7. Referências Bibliográficas

III – SEMINÁRIO NACIONAL DE DRENAGEM URBANA. URL: <http://www.abrh.org.br/eventos/drenagem/introd>. Consultado em 02/02/00.

ARONICA, G., HANKIN, B., BEVEN, K. – **Uncertainty and equifinality in calibrating distributed roughness coefficients in a flood propagation model with limited data**. Advances in Water Resources, V.22, n4, p. 249-365, 1998.

BARBASSA, A.P. – **Simulação do Efeito da Urbanização sobre a Drenagem Pluvial da Cidade de São Carlos – SP**. EESC-USP (1991). Tese de Doutorado.

BARBASSA, A.P. – **Modelo de Propagação Hidrodinâmica Para Rede de Canais, versão I (MPHRC)**. Manual do Usuário. Universidade Federal de São Carlos, vol 2. 1994.

BARTH, F.T. et.al. – **Modelos para gerenciamento de recursos hídricos**. São Paulo: Nobel: ABRH, 1987.

BRADFORD, S.F. & SANDERS, B.F. – **Finite-volume model for shallow-water flooding of arbitrary topography**. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 128, No. 3, March 2002, pp. 289-298.

BRANCO, S.M. et.al., PORTO, R. L. (org.) – **Hidrologia ambiental**. São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 1991.- (Coleção ABRH de Recursos Hídricos; v.3).

BRASCHI, G., GALLATI, M. – **A conservative flux-prediction algorithm for the explicit computation of transcritical flow in natural streams.** Hydraulic Engineering Software IV: Fluid Flow Modelling. Computation Mechanics Publications and Elsevier. Edit. W.R. Blain and E Cabrera. Pp. 381-395, 1992.

BOLINAGA, I.J.J. – **Drenagem Urbano.** Ministério Del Ambiente Y de los Recursos Naturales Renovables. Caracas, Venezuela. 1979

CALEFFI, V., VALIANI, A., ZANNI, A. – **Finite volume method for simulating extreme flood events in natural channels.** Journal of Hydraulic Research, v. 41, n. 2, pp. 167 – 177, 2003.

CARDLE, J.A., SONG, C.C.S. – **Mathematical modeling of unsteady flow in storm sewers.** International Journal of Engineering Fluid Mechanics, vol11, n 4, pp.495-518,1988.

CAPART, H., SILLEN, X. ZECH, Y. – **Numerical and experimental water transients in sewer pipes.** Journal of Hydraulic Research, v. 35, n. 5, pp. 659 – 672, 1997.

CAPART, H. et al. – **Robust numerical treatment of flow transitions at drainage pipe boundaries.** Water Science & Technology, v. 39, n.9, pp. 113-120, 1999.

CETESB – COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL. **Drenagem urbana:** Manual de Projeto. São Paulo: CETESB, 1986.

CETESB – DAEE – **Drenagem urbana:** Manual de Projeto. São Paulo. DAEE/CETESB.1980.2ªed.

CHAUDRHY, M.H. – **Open channel flow.** – Prentice Hall, New Jersey, 1993.

CHOW, V.T. – **Handbook of Applied Hydrology**. Mc Graw – Hill, New York, 1964

DAEE – **Plano Diretor de Macrodrenagem de Ribeirao Preto**. Março de 2002.

DUPOS, M.A. – **Pesquisando e Normalizando: Noções básicas e recomendações úteis para elaboração de trabalhos científicos**. São Carlos: UFSCar, 70 p, 1997.

FIELD, W.G., LAMBERT, M.F., WILLIAMS, B.J. – **Energy and momentum in one dimensional open channel flow**. Journal of hydraulic Research, v. 36, 1998.

GARCIA NAVARRO, P. SAVIRON, J.M. – **McCormack's method for the numerical simulation of one-dimensional discontinuous unsteady open channel flow**. Journal of hydraulic Research, v. 90, n. 1., pp. 95-105, 1992.

GEORGES, DIDIER & BESANCON GILDAS – **Nonlinear control of Open-Channel water flow based on collocation control model**. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 130, No. 3, March 2004, pp. 254-266.

GROSTEIN, M.D – <http://www.ponto.org/3/entrevista>. Consultado em 03/03/00.

GENOVEZ, A.M., ZUFFO, A.C. – **Chuvas intensas no estado de São Paulo: Estudos existentes e análise comparativa**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos – ABRH, v. 5,n.3, pp. 45-58, Porto Alegre, 2000.

HAN,K-Y., LEE, J-T., PARK, J-H. – **Flood inundation analysis resulting from levee-break**. Journal of hydraulic Research,v.36, 1999.

HIPÓLITO, J.N.A.R, SIMÕES, J.M.A – **MODCHEIAS: Um modelo hidrológico para definições de zonas inundáveis.**

http://www.us.es/ciberico/archivos_acrobat/sevilha5almeida.pdf. Consultado em 01/04/03.

HSU, M.H., CHEN, S.H., CHANG, T. J. – **Inundation simulation for urban drainage basin with storm sewer system.** Journal of Hydrology, n. 234, p. 21-37, 2000.

KAGEYAMA, C.V., SILVA, S.R.M. – **Medidas preventivas no sistema de drenagem urbana.** São Carlos. Departamento de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Engenharia Urbana/ UFSCar, 1998, 12p. Trabalho apresentado na disciplina Sistema Urbano de Saneamento.

KNOTHE, R. – **Fundamentals of urban drainage.** Berlin: Technical University of Berlin, 1993.

MORETTI, R.S. - **Crítérios de urbanização para empreendimentos habitacionais.** Tese apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do Título de Doutor em Engenharia, São Paulo, 1993.

MUNICÍPIOS buscam saídas para as enchentes. Revista Ambiente Total, São Paulo, março/1999, p. 46-47.

NEVES, L. A. – **A comparação entre duas condições de contorno num modelo não permanente unidimensional, aplicado ao esvaziamento de um canal retangular.** Tese de Doutorado apresentada a Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo na área Hidráulica e Saneamento, 1999.

PIRES, A.A.O. – **Mapeamento de áreas urbanas de inundação**. Dissertação apresentada à Universidade Federal de São Carlos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia com ênfase em Engenharia Urbana, São Carlos, 1997.

PETRIE, G., et al. – **Terrain modelling in surveying and civil engineering**. Caithness: Whittles, 1990.

PORTO, R.M. - **Hidráulica Básica**. São Carlos: EESC/USP, 540p, 1998.

PORTO, R. et al. – Drenagem Urbana. In: **Hidrologia ciência e aplicação**. Porto Alegre: Editora da Universidade – Edusp e ABRH, 1º ed. 943 pp, 1993.

RAMOS, F. et. al. – **Engenharia hidrológica**. Rio de Janeiro: ABRH; Editora da UFRJ, vol 2, 1989.

RIGHETTO, A.M. – **Hidrologia e recursos hídricos**. São Carlos: EEC/USP, 840p, 1998.

SÃO PAULO (Estado e Município) **Relatório da Comissão de Enchentes**. São Paulo: mimeo, 1991.

SARTOS, J. –**Simulating the influence of backwater effects in sewer systems using hydrological model components**. Water Science & Technology, v. 39, n.9, p. 145-152, 1999.

SEVERINO, A. J., 1941 – **Metodologia do trabalho científico**. São Paulo: Cortez, 1996.

SCHENK, A.F. – **Automatic generation of DEM'S in: Digital photogrammetry: addendum to the manual of photogrammetry**. Bethesda: American Society For Photogrammetry & Remote Sensing, pp. 145-150, 1996.

SILVA, R.S. & MAGALHÃES, H. Ecotécnicas Urbanas. In: **Ciência & Ambiente**, IV, n.7, jul-dez. Santa Maria: Editora da Universidade Federal de Santa Maria, pp. 33-42, 1993.

TRAJKOVIC, B. et al. – **Investigation of transition from free surface to pressurized flow in a circular pipe.** Water Science & Technology, v. 39, n.9, p. 105-112, 1999.

TSAI, C. W. – **Appicability of kinematic, noninertia, and quasi-steady dynamic wave models to unsteady flow routing.** Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 129, No. 8, August 2003, pp. 613-627

TUCCI, C. M. (Org.) – **Hidrologia ciência e aplicação.** Porto Alegre: Editora da Universidade – Edusp e ABRH, 1º ed. 943 pp, 1993.

TUCCI, C. M. – Plano diretor de drenagem urbana: Princípios e concepção In: **Revista Brasileira de Recursos Hídricos – RBRH**, VOL 2, N.2, jul.- dez. Porto Alegre, pp.5-12, 1997.

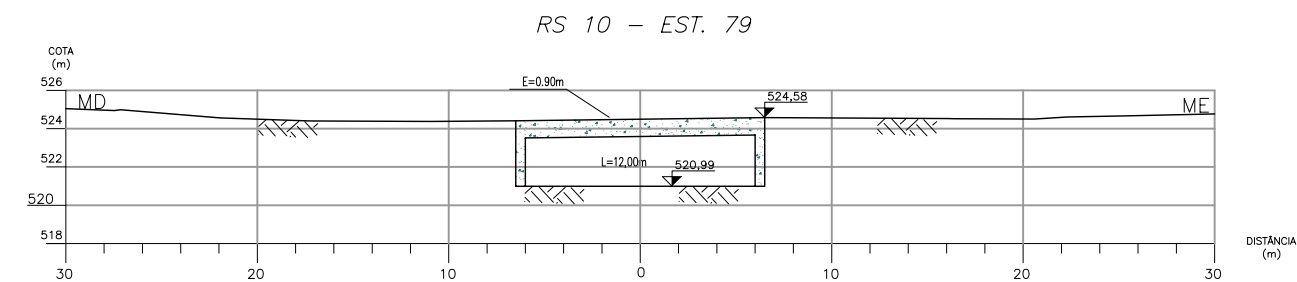
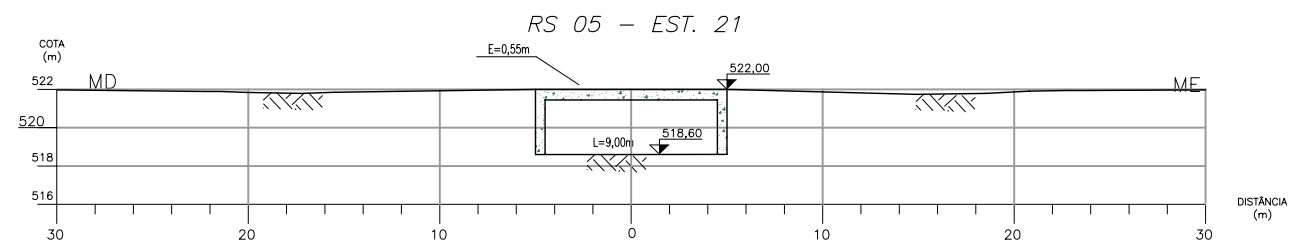
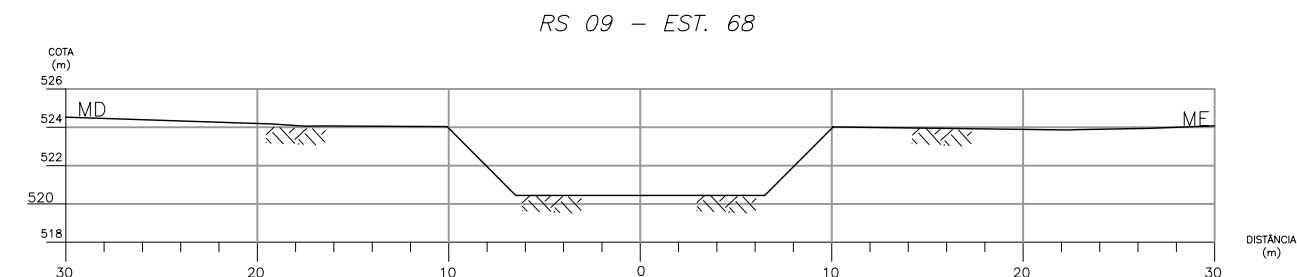
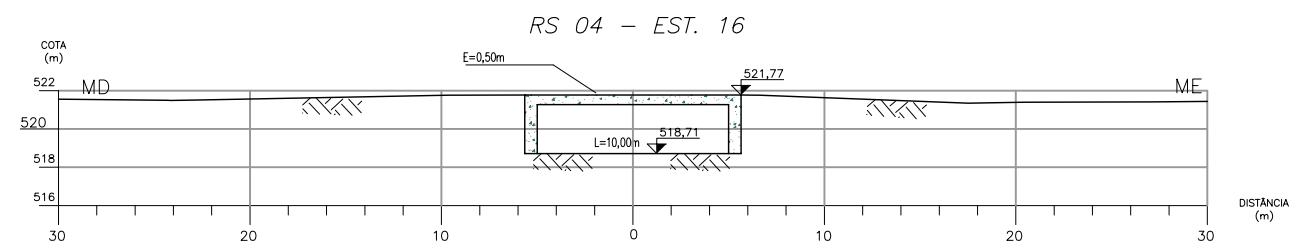
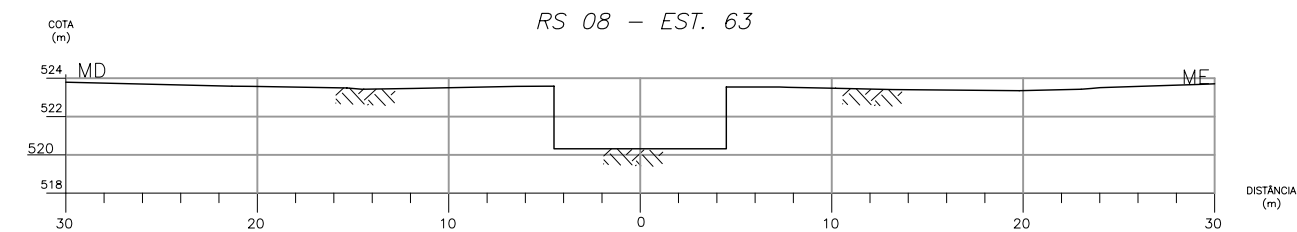
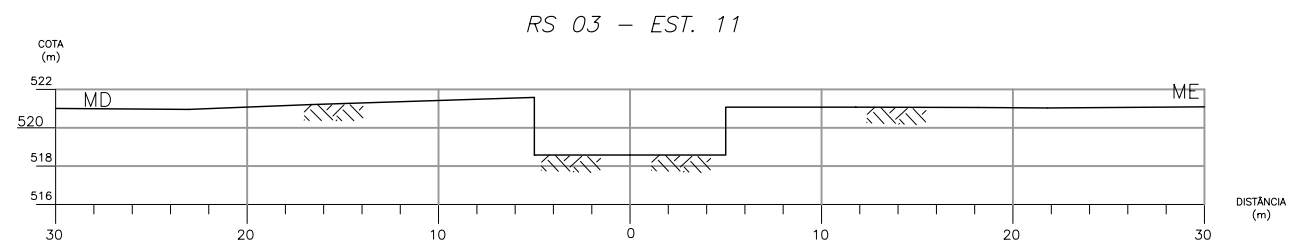
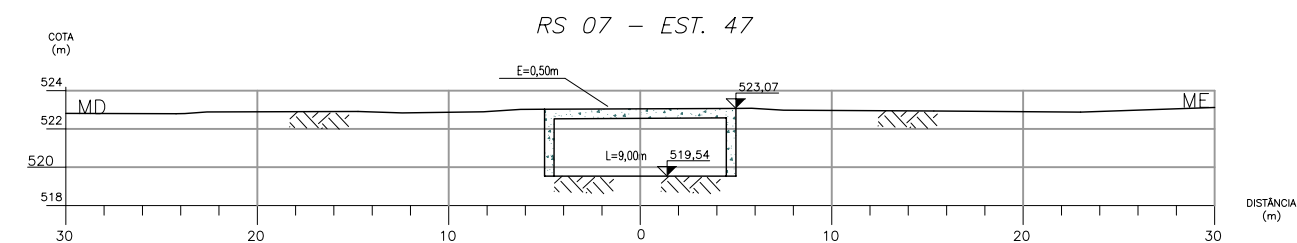
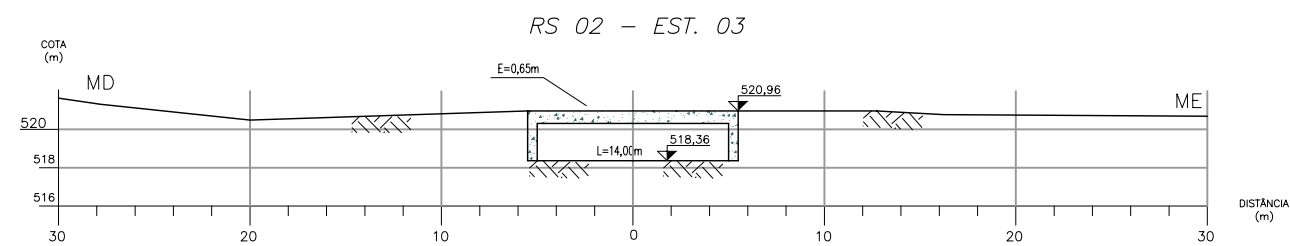
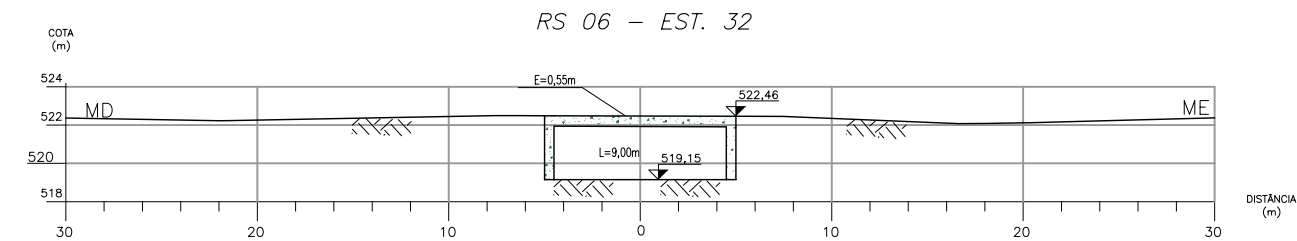
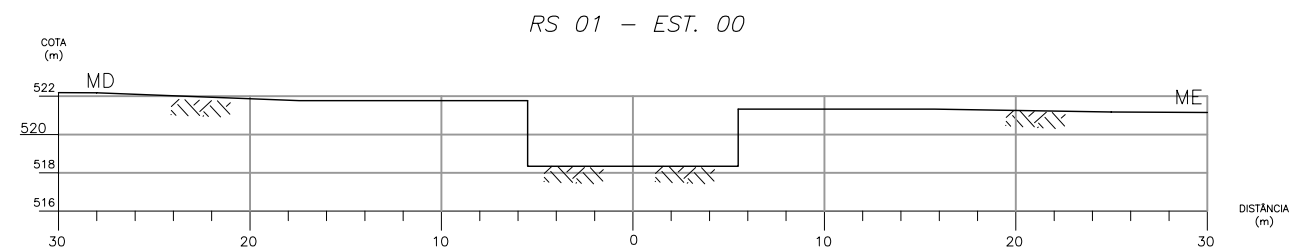
TUCCIARELLI, T. – **A new algorithm for a robust solution of the fully dynamic Saint-Venant equations.** Journal of Hydraulic Research, v. 41, n.3, pp. 239-246, 2003.

WILKEN, P.S. – **Engenharia de drenagem superficial.** São Paulo, Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental, 478p, 1978.

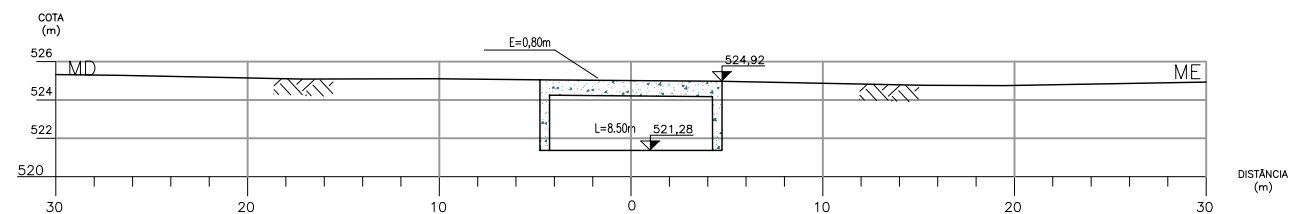
ANEXOS

Perfil longitudinal

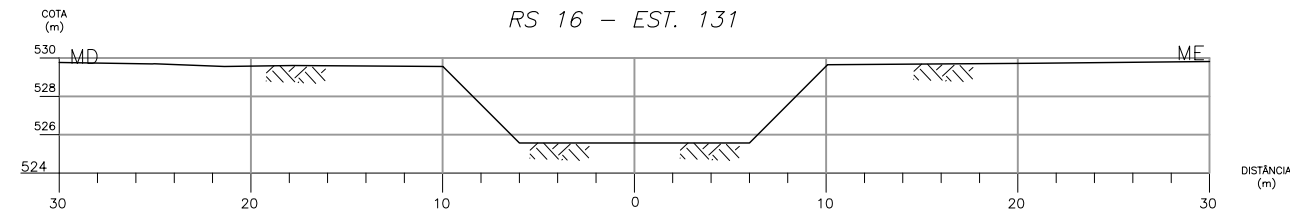
Seções transversais



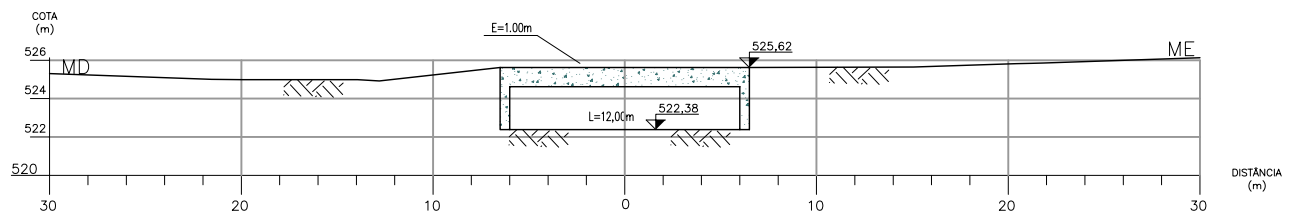
RS 11 - EST. 85



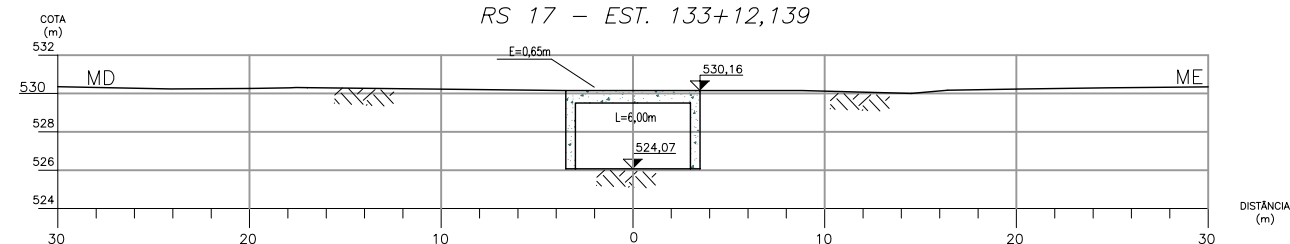
RS 16 - EST. 131



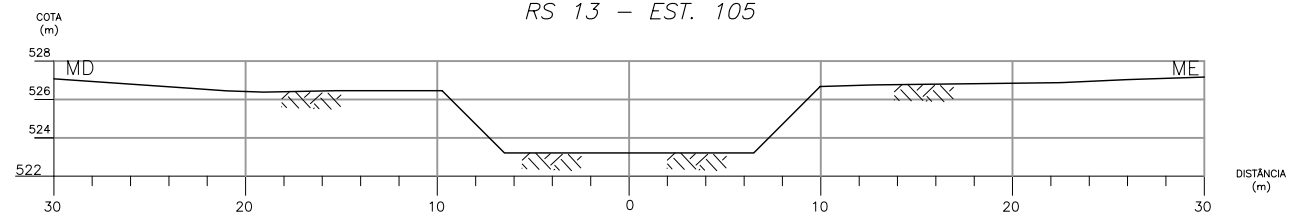
RS 12 - EST. 92



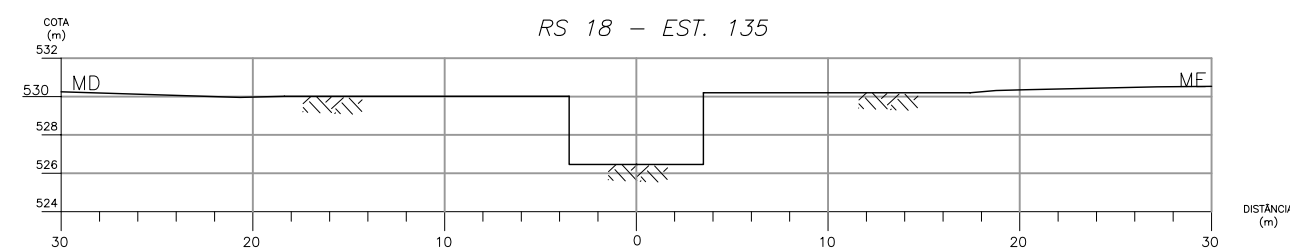
RS 17 - EST. 133+12,139



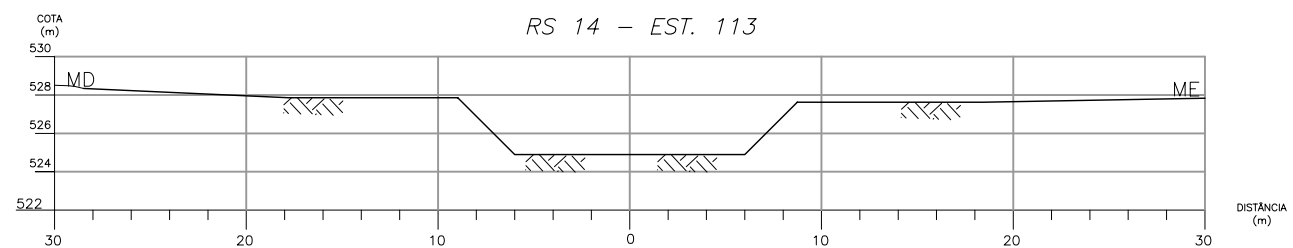
RS 13 - EST. 105



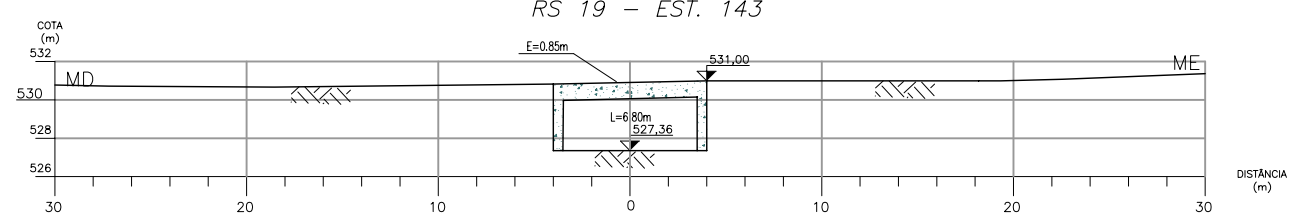
RS 18 - EST. 135



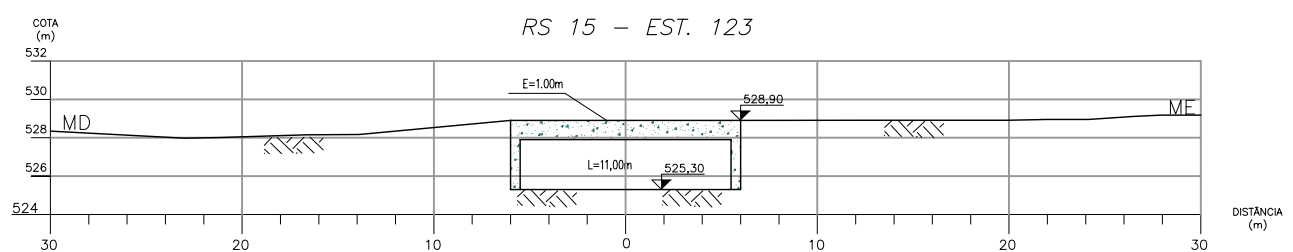
RS 14 - EST. 113



RS 19 - EST. 143



RS 15 - EST. 123



RS 20 - EST. 160

