

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA SANITÁRIA E
AMBIENTAL**

Gabriela Pacheco Corrêa

**APLICAÇÃO DO MODELO FLO-2D PARA DETERMINAÇÃO
DAS ÁREAS DE INUNDAÇÃO EM RIO DOS CEDROS/SC**

Trabalho submetido à Banca
Examinadora como parte dos
requisitos para Conclusão do Curso
de Graduação em Engenharia
Sanitária e Ambiental –TCC II
Orientador: Prof. Dr. Masato
Kobiyama
Co-orientador: Msc. Roberto
Fabris Goerl

Florianópolis

2010

Gabriela Pacheco Corrêa

**APLICAÇÃO DO MODELO FLO-2D PARA DETERMINAÇÃO
DAS ÁREAS DE INUNDAÇÃO EM RIO DOS CEDROS/SC**

Trabalho submetido à Banca Examinadora como parte dos requisitos
para Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Sanitária e
Ambiental – TCC II

Florianópolis, 10 de dezembro de 2010

Prof. Henrique Lisboa, Dr.
Coordenador do Curso de Graduação

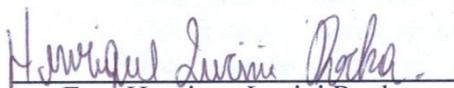
Banca Examinadora



Prof. Dr. Masato Kobiyama
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina



Prof.^a Regina Rodrigues Rodrigues
Universidade Federal de Santa Catarina



Eng. Henrique Lucini Rocha
Universidade Federal de Santa Catarina

*“Dos grandes oceanos se ouve o silêncio
Dos grandes mares se sente a imobilidade
Dos grandes rios se percebe o medo
Das gotas a sede e um grande grito por
justiça”*

(Diego Mendonça, 2002)

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Masato Kobiyama, pela confiança no meu trabalho, pelas oportunidades que me foram dadas na vida profissional, e pelos ensinamentos de outra cultura que me fez crescer como pessoa.

Ao Roberto, pela amizade e pela dedicada orientação em todas as etapas de construção deste trabalho.

Aos examinadores da banca pelas críticas construtivas para este trabalho.

Aos amigos do LabHidro, que mesmo com a superlotação fizeram do Lab um ambiente gostoso de se trabalhar. Em especial agradeço ao Pedrinho pela ajuda na saída de campo deste trabalho.

Ao Corpo de Bombeiro do município de Rio dos Cedros, em especial ao Soldado Felipe Lucena Bitencourt e ao Soldado Urdineli Dalmônico, por tornarem possível a saída de campo deste trabalho, e pelo carinho que nos receberam. Isso só fez aumentar ainda mais minha admiração aos profissionais dessa área.

Aos amigos da turma 052, por mostrarem o quanto é bom estar ao lado de pessoas que temos orgulho de chamar de amigos.

Aos amigos do LACTEC, pelo prazer de conviver diariamente com pessoas admiráveis.

Aos meus pais e à minha irmã, pelo amor puro e imensurável.

Aos meus pseudo-pais, tio Zico e a Gisele, por terem me recebido com todo amor e pelo eterno carinho especial.

Ao Felipe, pelo companheirismo, carinho, apoio e pela alegria de tê-lo em minha vida.

RESUMO

O estado de Santa Catarina (SC) sofre com danos causados pelas inundações desde os tempos da colonização, principalmente na região do Vale do Itajaí, onde se situa o município de Rio dos Cedros. Como as inundações de SC estão vinculadas a ocorrência de chuvas intensas, os estudos hidrológicos vem ganhando demasiada importância a fim de proporcionar trabalhos que auxiliem o planejamento das cidades dos municípios afetados. O presente trabalho utilizou o modelo hidrodinâmico FLO2-2D para o estudo bidimensional do comportamento do rio dos Cedros durante as inundações dos anos de 1957, 1983, 1984 e 1992 ocorridas na área urbana do município de Rio dos Cedros. Para a simulação, foi necessária a obtenção dos dados fluviométricos, topográficos, de rugosidade do leito e da planície de inundação, além dos parâmetros hidráulicos geométricos, como largura superficial, altura da água de escoamento, e perfil da seção transversal. O resultado da simulação gerou mapas de inundação para cada ano analisado, apresentando a delimitação da área inundável e os valores de altura da água ao longo da planície de inundação. Conclui-se que o FLO-2D apresentou resultados compatíveis com a tendência de escoamento da área de inundação em comparados às informações apresentadas pelo Corpo de Bombeiros de Rio dos Cedros. Em relação à altura da coluna d'água o modelo não gerou resultados compatíveis aos dados registrados.

Palavras-chaves: *inundação, mapeamento, modelagem hidrodinâmica, FLO-2D.*

ABSTRACT

The state of Santa Catarina (SC) suffers flood damage since colonial times, especially in the Vale do Itajai-Açu region, where the Rio dos Cedros city lies. The floods in SC are related to heavy rainfall. For that reason hydrological studies are gaining much importance. The goal of those studies is provide material for planning cities which suffer floods. The present study used the FLO-2D hydrodynamic model to evaluate the behavior of dos Cedros River during the floods of 1957, 1983, 1984 and 1992 recorded in urban area of the Rio dos Cedros. For the simulation it was necessary to obtain the discharge data, topographical roughness of the channel bed and floodplain, and also the geometric hydraulic parameters such as surface width, height of water flow, and cross-sectional profile. The results showed flood maps for each year analyzed; including delineation area and water depth along the floodplain. The FLO-ED showed results consistent with the trend of the floodplain delimitation when compared to the information presented by the Fire Department of the Rio dos Cedros. In relation to the flow depth the model did not generate results consistent with data recorded

Keywords: *floods, mapping, hydrodynamic modeling, FLO-2D.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1	Inundações Ocorridas em Rio dos Cedros: (a) 1992; (b) 2008.....	7
Figura 4.1	Localização da área de estudo.....	24
Figura 4.2	Perfil transversal obtido em campo.....	27
Figura 4.3	Localização dos perfis transversais.....	28
Figura 5.1	Vazão e IPA de 4 dias ao longo do tempo.....	41
Figura 5.2	Relação entre os dados de vazão e IPA de 4 dias.....	42
Figura 5.3	Hidrogramas de entrada.....	43
Figura 5.4	Perfis das seções transversais medidas em campo.....	44
Figura 5.5	Tamanho do <i>grid</i> escolhido.....	46
Figura 5.6	Perfil longitudinal do canal antes da simplificação,,,,,,	48
Figura 5.7	Perfil longitudinal do canal depois da simplificação....	49
Figura 5.8	Resultado da simulação do hidrograma de 1957.....	51
Figura 5.9	Resultado da simulação do hidrograma de 1957.....	52
Figura 5.10	Resultado da simulação do hidrograma de 1957.....	53
Figura 5.11	Resultado da simulação do hidrograma de 1957.....	54
Figura 5.12	Prefeitura de Rio dos Cedros - Inundação de 1992.....	55

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1	Tipos de inundação quanto ao padrão evolutivo.....	6
Tabela 3.2	Parâmetros Hidráulicos: geométricos; dinâmicos; e adimensionais.....	10
Tabela 3.3	Valores para computação do coeficiente de Manning (n) do leito do canal e da planície de inundação pela equação de Cowan.....	13
Tabela 3.4	Descrição das condições da equação de Cowan (1956).....	14
Tabela 3.5	Simplificações das equações de Sain-Venant para o escoamento não permanente.....	17
Tabela 3.6	Esquemas temporais e espaciais do método das diferenças finitas.....	20
Tabela 4.1	Dados necessários para uma simulação básica de inundação com o FLO-2D.....	31
Tabela 4.2	Variáveis de controle da linha 5 do arquivo CONT.DAT.....	34
Tabela 4.3	Variáveis de controle do arquivo TOLER.DAT.....	36
Tabela 4.4	Fluxograma das etapas de construção dos dados utilizados no FLO-2D.....	38
Tabela 4.5	Quantidade de elementos <i>grid</i> x tempo de simulação.....	39

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Descrição	Unidade
n	Coefficiente de Manning	adimensional
n_0	Valor para correção dos efeitos de irregularidades da superfície do leito	adimensional
n_1	Valor básico para um as condições do canal de acordo com o material envolvido	adimensional
n_2	Valor para as variações de forma e tamanho do canal através da seção	adimensional
n_3	Valor para obstruções	adimensional
n_4	Valor para vegetação e condições de escoamento	adimensional
m_5	Fator de correção das sinuosidades do canal	adimensional
A	Área da secção molhada do canal	m^2
Q	Vazão do escoamento	m^3/s
x	Comprimento do trecho do canal	m
t	Intervalo de tempo do escoamento	s
q	Vazão do escoamento por unidade de largura x lateral	$m^3/s.m$
g	Aceleração da gravidade	m^2/s
S_o	Declividade do leito do canal	m/m
S_f	Declividade da linha de atrito	m/m
h	Altura da coluna d'água	m
h_m	Altura média da coluna d'água	m
h_v	Altura da vegetação	m
L	Largura superficial	m
R_h	Raio hidráulico	m^2/m
V	Velocidade	m/s
Re	Número de Reynolds	adimensional

Fr	Número de Froude	adimensional
μ	Viscosidade	$\text{Pa}\cdot\text{s}^{-1}$
i	Intensidade da precipitação	mm/tempo
j	Tempo	d
Q_{peak}	Vazão de pico do hidrograma	m^3/s
A_{surf}	Área superficial do <i>grid</i>	m^2
A_t	Área transversal	m^2

SUMÁRIO

RESUMO.....	v
ABSTRACT.....	vii
LISTA DE FIGURAS.....	ix
LISTA DE TABELAS.....	xi
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xiii
1. INTRODUÇÃO.....	1
2. OBJETIVOS	3
2.1. Objetivo Geral	3
2.2. Objetivos Específicos	3
3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	5
3.1. Inundação	5
3.1.1. Inundação em Rio dos Cedros.....	6
3.2. Medidas Estruturais e Não-Estruturais	8
3.3. Escoamento Fluvial	8
3.3.1. Parâmetros Hidráulicos.....	9
3.3.2. Fatores Intervenientes do Escoamento Superficial.....	10
3.3.3. Tipos de Movimento.....	15
3.3.4. Equação da Continuidade.....	15
3.3.5. Equação da Quantidade de Movimento.....	16
3.4. Modelos Hidráulicos	18
3.4.1. Modelo de Onda Cinemática.....	18
3.4.2. Modelo de Difusão.....	19
3.4.3. Modelo Hidrodinâmico.....	19
3.4.3.2. Método das Diferenças Finitas.....	20
3.5. Revisão Bibliográfica dos Estudos de Inundações que Utilizaram o FLO-2D.....	21

4. MATERIAIS E MÉTODOS.....	23
4.1. Área de Estudo	23
4.2. Dados Utilizados	25
4.2.1. Dados Topográficos.....	25
4.2.2. Dados Hidrometeorológicos.....	25
4.2.2.1. Dados Pluviométricos.....	26
4.2.2.2. Dados Fluviométricos.....	26
4.2.3. Dados Levantados em Campo.....	27
4.2.4. Dados de Rugosidade.....	28
4.3. Aplicação do Modelo FLO-2D	29
4.3.1. Fundamentação Teórica do Modelo FLO-2D.....	29
4.3.2. Dados Utilizados no FLO-2D.....	36
5. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	41
5.1. Relação entre os Dados Pluviométricos e Fluviométricos	41
5.2. Hidrogramas de Entrada	42
5.3. Parâmetros Hidráulicos Geométricos	43
5.4. Cálculo do Coeficiente de Manning	45
5.5. Tamanho do <i>Grid</i>	46
5.6. Execução do FLO-2D.....	47
6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	57
7. REFERÊNCIAS	61

1. INTRODUÇÃO

Santa Catarina, novembro de 2008. São Paulo, março de 2009. Recife, junho de 2010. As regiões e os períodos apresentados acima são exemplos dos eventos de inundação ocorridos recentemente no Brasil e que causaram uma série de danos à população e a economia, não apenas para esses estados como para o país.

O grau dos danos causados pelos desastres depende não apenas da duração, intensidade e frequência dos mesmos, mas também das vulnerabilidades ambientais, sociais e estruturais da região atingida. Os danos das inundações levam a prejuízos nos setores fundamentais para o desenvolvimento e funcionamento da sociedade, como abastecimento de água, vias de transporte, comunicações, energia elétrica, redes de drenagem, turismo, edificações e moradias, indústrias, agricultura e pecuária (GTHIDRO, 1984).

Em especial, o estado de Santa Catarina (SC) é marcado desde os tempos da colonização pelas ocorrências de inundação, principalmente na região do Vale do Itajaí (FRANK *et al.*, 2003). O evento de novembro de 2008 foi marcante para SC ocasionando não apenas inundação, mas também inúmeros movimentos de massa. Segundo os dados do Departamento Estadual da Defesa Civil de Santa Catarina, 63 municípios decretaram estado de emergência e 14 decretaram estado de calamidade pública, como o caso do município de Rio dos Cedros.

Segundo o Relatório de Avaliação de Danos (AVADAN) de Rio dos Cedros, referente aos desastres ocorridos durante as chuvas intensas em novembro de 2008, Goerl *et al.* (2009) relata que as inundações e os movimentos de massa desabrigaram 96 pessoas e afetaram 8.561 diretamente. Os prejuízos chegaram a R\$4.121.940,00, sendo R\$2.674.740,00 na agricultura, R\$588.800,00 na pecuária, R\$78.000,00 na indústria e R\$ 781.000,00 nos serviços básicos (abastecimento de água, rede de esgoto e coleta de resíduos sólidos). O relatório aponta ainda, que as inundações aconteceram na área urbana central e os escorregamentos foram registrados em diversos bairros do município.

O município de Rio dos Cedros, assim como muitos outros do país, apresenta características topográficas e climáticas favoráveis à ocorrência de inundações. A aplicação de medidas estruturais e não estruturais são, então, de grande importância para o desenvolvimento da sociedade nessas regiões. Quanto menor o planejamento dos setores públicos para mitigar os efeitos dos períodos chuvosos e de enchentes, maior será a probabilidade de danos e prejuízos à população.

Nesse contexto, o presente trabalho tem por objetivo utilizar uma medida não estrutural, a modelagem matemática, para determinar as áreas de inundação em Rio dos Cedros através do modelo FLO-2D (*Two Dimensional Flood Routing Model*),

O FLO-2D é um modelo aprovado pelo FEMA (*Federal Emergency Management Agency*) para estudos de escoamentos superficiais de canais naturais e artificiais, e de fluxos de lama e detritos. Para a escolha do modelo utilizado, foram considerados os resultados apresentados na literatura que aplicou o FLO-2D, que em sua grande maioria se demonstraram satisfatórios, como, por exemplos, os trabalhos de O'Brien *et al.*(1993), O'Brien & Zhao (2004), Liao *et al.* (2006), Bello *et al.*(2003), FLO-2D Engineering Inc. (1998), Tetra Tech Inc. (2004), e Tetra Tech Inc. (2005).

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo Geral

Simular com o modelo FLO-2D o escoamento fluvial do rio dos Cedros para delimitação das áreas de inundação do município de Rio dos Cedros e verificar se o resultado gerado compatível com as áreas inundáveis apresentadas pelo Corpo de Bombeiros do município de Rio dos Cedros.

2.2. Objetivos Específicos

- a) Analisar os dados de chuva e vazão da área urbana do município de Rio dos Cedros;
- b) Simular com o modelo FLO-2D a dinâmica dos hidrogramas de entrada no rio dos Cedros para os anos de 1957, 1983, 1984 e 1992;
- c) Gerar mapas de inundações para a área urbana de Rio dos Cedros para os anos de 1957, 1983, 1994 e 1992. Apresentando a delimitação da área inundável e a altura da coluna d'água ao longo da área de inundação;
- d) Verificar se o resultado gerado está de acordo com as áreas inundáveis apresentadas pelo Corpo de Bombeiros do município de Rio dos Cedros.

3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

3.1. Inundação

A inundação é um evento hidrológico que ocorre em decorrência de episódios de origem natural. No entanto, quando o fenômeno atinge e afeta a população humana, ele é nomeado de desastre natural. Em termos hidrológicos, as inundações acontecem quando há o aumento do nível dos rios além da sua vazão normal, levando ao transbordamento da água para as áreas próximas a ele. (KOBAYAMA *et al*, 2006).

O aumento no nível d'água está diretamente ligado ao volume de água oriunda do processo de escoamento superficial durante os períodos chuvosos. Segundo Pinto *et al.*(1973) essa variação no volume de água, está relacionado aos processos hidrológicos como precipitação, evapo(transpi)ração, interceptação, escoamento subterrâneo e infiltração, além de outra série de fatores. De acordo com Tucci (1998), esses fatores interferem no volume de água escoada em um determinado tempo, o que intervêm na forma do hidrograma da bacia de estudo. Esses fatores englobam as peculiaridades climáticas de cada região (que configura a distribuição, duração e intensidade das chuvas), as características de relevo, a cobertura da bacia hidrográfica, as modificações artificiais nos rios, e as condições iniciais do solo.

A Defesa Civil Brasileira diferencia os tipos de inundação quanto à magnitude (excepcionais, de grande magnitude, regulares e de pequenas magnitudes) e quanto ao padrão evolutivo conforme a Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Tipos de inundação quanto ao padrão evolutivo

Tipos	Descrição
Inundações Graduais ou Enchentes	Normalmente as inundações graduais são cíclicas e sazonais e sofrem mais influência das variáveis climatológicas que as temporais. Em geral, são características de grandes bacias e de rios de planície elevando o nível da água de forma gradativa, facilitando a previsão.
Enxurrada ou Inundação Brusca	São provocadas por chuvas intensas e concentradas de difícil previsibilidade que ocorrem em pequenas e médias bacias com relevos acidentados. As inundações bruscas são caracterizadas pelas súbitas e violentas elevações da vazão do rio, provocando o seu transbordamento e, em geral, ocasionam danos materiais e humanos mais intensos que as inundações graduais.
Alagamento	São águas acumuladas em áreas do perímetro urbano devido à ineficiência do sistema de drenagem da região durante as precipitações e a conseqüente redução da infiltração em virtude da urbanização.
Inundação Litorânea	Caracterizadas como desastres secundários as inundações litorâneas são provocadas pela invasão do mar durante vendavais, tempestades marinhas, ciclones tropicais, trombas d'água, tsunâmis e ressaca muito intensificadas.

FONTE: Castro (2003)

3.1.1. Histórico das Inundações em Rio dos Cedros

De acordo com os dados da Prefeitura Municipal de Rio dos Cedros¹, entre os anos de 1850 a 1992 foram registrados 66 eventos, das quais 11 aconteceram até 1900; 20 ocorreram nos 50 anos subseqüentes e 35 nos últimos 43 anos. As mais marcantes foram às sucedidas em 1911, 1957, 1975, 1983, 1984, maio de 1992, além do ocorrido em novembro de 2008. As Figuras 3.1a e 3.1b ilustram as inundações de 1992 e 2008, respectivamente.

¹ Prefeitura Municipal de Rio dos Cedros. Enchentes em Rio dos Cedros. Disponível em <http://www.riodoscedros.sc.gov.br/conteudo/?mode=pa&item=14666&fa=7&cd=6481&siglmun=riodoscedros>. Visitado em 13 de agosto de 2010.

De acordo com o INPE (Instituto Nacional de Pesquisa Espacial) (2010) e com o CTTEMA/SC (Comissão Técnica Tripartite Estadual de Meio Ambiente) (2009) o município de Rio dos Cedros sofre com as inundações do tipo brusca.

Segundo Rocha *et al.* (2009), em 2008 foram registradas precipitações acumuladas mensais de 475 mm no mês de outubro, 747,7. Os registros da Prefeitura apontam que no ano de 1992 o nível do rio dos Cedros atingiu uma altura de 9,25 m e em 2008 alcançou 7,96 m, sendo que a média normal, de acordo com o Corpo de Bombeiros do município de Rio dos Cedros ², é em torno de 1,60 m na seção onde se localiza a ponte da área urbana, que liga à Prefeitura Municipal. Ainda de acordo com o Corpo de Bombeiros, as regiões inundáveis da área urbana situam-se preferencialmente à margem direita do rio dos Cedros

De acordo com os dados da Defesa Civil do Estado de Santa Catarina (2008), Rio dos Cedros foi um dos 14 municípios que decretaram estado de calamidade pública. A inundação trouxe grandes prejuízos sociais e econômicos à região, afetada também pelos movimentos de massa. No ano de 2010 foi registrada uma nova inundação de menor magnitude no mês de abril.

Essa distribuição de eventos em diferentes épocas evidencia que fenômenos naturais estão presentes na região independente do processo evolutivo da sociedade. Diante dessa observação fica evidente a importância de medidas não-estruturais e estruturais a fim de melhorar a convivência entre a população e os fenômenos naturais.



(a)

(b)

Figura 3.1: Inundações Ocorridas em Rio dos Cedros: (a) 1992; (b) 2008

² Comunicação pessoal com Sargento Felipe Lucena Bitencourt do Corpo de Bombeiros do Município de Rio dos Cedros.

3.2. Medidas Estruturais e Não-Estruturais

São ditas medidas estruturais aquelas que interferem no escoamento dos rios através de obras hidráulicas como barragens, diques, projetos de retificações, canalizações, dentre outros, e têm o objetivo de evitar o transbordamento da água para as regiões ribeirinhas. As medidas não estruturais, por sua vez, são as do tipo preventivas, onde se realiza o zoneamento de áreas de inundação, elaboram-se sistemas de alerta ligada a Defesa Civil Municipal e Estadual, planos de seguro contra inundações, sistemas de monitoramento dos parâmetros hidráulicos e hidrológicos, aplicam-se modelos matemáticos para a geração de mapas de perigo e risco, etc. (BARBOSA, 2006)

Segundo Barbosa (2006) para a implantação adequada e eficiente de ambas as medidas devem ser levados em considerações os aspectos ambientais, hidrológicos, de uso e ocupação do solo, as características socioeconômicas da região estudada, além da articulação com os sistemas de gestão urbana dos municípios e do estado.

A Agência Nacional da Água (ANA)³ salienta que os efeitos da urbanização conduzem a um aumento no escoamento superficial provocando picos de vazões cada vez mais difíceis de serem controlados mediante obras hidráulicas. Em virtude desse cenário, segue a importância das medidas não-estruturais com a finalidade preventiva.

Para a aplicação da modelagem matemática (que é uma medida não estrutural e a utilizada no presente trabalho) é necessário o conhecimento hidrológico da bacia hidrográfica e o conhecimento de hidráulica fluvial analisado, uma vez que a inundação está associada aos fatores apresentados no item 3.1.

3.3. Escoamento Fluvial

Segundo Lencastre (1983), a hidráulica é o ramo da ciência que estuda o movimento dos líquidos em três tipos situações: em superfícies livres; em canais confinados; e em meios porosos. São consideradas superfícies livres aquelas na qual o líquido escoar em contato com a atmosfera, como é o caso de canais naturais (por exemplo, rios, córregos e pequenas correntes) e de canais artificiais (por exemplo, redes de drenagem, esgoto, vertedouros, etc.). O escoamento em canais confinados são aqueles no qual o líquido não está em contato com a

³ ANA. Prevenção de Inundações. Disponível em <http://ana.gov.br/gestaorechidricos/UsosMultiplos/inundacoes.asp>. Visitado em 10 de agosto de 2010.

atmosfera e escoar na totalidade da seção do canal, como por exemplo, nas adutoras e nas redes de abastecimento de água. Por fim, os movimentos em meio porosos são aqueles em que o líquido infiltra no meio em que ele está em contato, é o que acontece nos aquíferos.

A inundação estudada no presente trabalho está relacionada ao transbordamento do volume de água de um rio, um canal livre natural. Nesse contexto, entender a dinâmica do escoamento fluvial é essencial para analisar as variações do volume de água transbordado, variável necessária para o controle da área inundada (O'BRIEN & ZHAO, 2004).

Abaixo segue a fundamentação teórica do escoamento fluvial.

3.3.1. Parâmetros Hidráulicos

Segundo O'Brien & Zhao (2004), o parâmetro hidráulico de maior importância para o estudo das inundações é a vazão, pois ela permite a estimativa do volume de água transbordado no rio e a demarcação da área de inundação. De acordo com Pinto *et al.*(1973) definiu-se como vazão o volume de água escoada na unidade de tempo em uma determinada seção do curso de água. Ainda segundo o autor, a vazão pode ser distinguida como normal (que escoar ordinariamente no curso da água) e de inundação (que ultrapassa o valor limite, e excedem a capacidade normal das seções dos rios).

A análise do comportamento da água durante as vazões de inundação exige o estudo dos parâmetros hidráulicos (PORTO, 1996). De acordo com as definições dos parâmetros hidráulicos apresentados por Lencastre (1983) e Quintela (1981), os parâmetros podem ser divididos em três grupos: geométrico (medidas geométricas do canal); dinâmico (variáveis em função do tempo e do espaço) e adimensional (característica do movimento do fluido em relação às variáveis de inércia, atrito, pressão e viscosidade). A Tabela 3.2 mostra os parâmetros de relevância para o presente trabalho.

Tabela 3.2: Parâmetros Hidráulicos: geométricos; dinâmicos; e adimensionais

Parâmetros Geométricos	
Largura Superficial (L)	Largura da seção molhada na superfície livre
Seção Transversal	Perfil de elevação do fundo do canal
Raio hidráulico (R_h)	Quociente entre a área molhada (área da seção ocupada pelo escoamento) e o perímetro molhado (perímetro da seção molhada em contato com o líquido)
Altura da coluna d'água (h)	A distância entre o fundo do canal e a superfície livre
Declividade do leito (S_0)	Quociente entre a diferença de elevação do fundo do leito de dois pontos do rio e a distância em linha reta que une os dois pontos
Parâmetros Dinâmicos	
Velocidade (V)	Descreve o descolamento do fluxo (em metros) dentro de um dado intervalo de tempo (em segundos)
Vazão Líquida (Q)	Quociente entre a velocidade do líquido e área molhada
Perda de Carga (h_p)	Representa a energia dinâmica perdida em função da fricção das partículas do fluido entre si e contra o perímetro molha do canal. Em escoamento fluvial a perda de carga está relacionada a características morfométricas e sedimentológicas do canal.
Viscosidade (μ)	Representa a resistência do líquido ao escoamento, em virtude do atrito interno do próprio fluido.
Parâmetros Adimensionais	
Número de Reynolds (Re)	<p>Exprime a importância da força de viscosidade em relação às forças de inércia do fluido. Caso do escoamento de líquidos no interior de condutos ou em torno de obstáculos, desde que não esteja presente em superfície livre. O Número de Reynolds diferencia o movimento como:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Laminar ($Re > 500$): onde as camadas de velocidade do escoamento se movem de forma estável e regular; - De transição ($500 < Re < 10.000$): representa a passagem do escoamento laminar para o turbulento; - Turbulento ($Re > 10.000$): onde as linhas de velocidade do fluxo apresentam movimento caótico.
Número de Froude (Fr)	<p>Utilizado no estudo de modelos reduzidos e matemáticos com curtos trechos de escoamentos em superfície livre, nos quais ocorre a transformação de energia de pressão e de posição em energia cinética (envolvendo forças de pressão, de gravidade e de inércia). O valor de Fr diferencia o fluxo como:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Subcrítico ($Fr < 1$): onde a altura do escoamento é grande e a velocidade é baixa - Supercríticos ($Fr > 1$): onde a altura do escoamento é pequena e a velocidade é alta.

FONTE: Lencastre (1983) e Quintela (1981)

De acordo com Tucci (1993), o escoamento da água na superfície da bacia varia no tempo e no espaço, portanto, se enquadra no movimento do tipo não permanente. Esse tipo de movimento é governado pelas equações da continuidade e da quantidade de movimento, que serão descritas item 3.3.3.

3.3.2. Fatores Intervenientes do Escoamento Superficial

De acordo com Pinto (1973), os fatores que interferem no escoamento superficial de canais livres estão vinculados à quantidade de água precipitada e ao afluxo de água à seção de estudo. O primeiro fator está relacionado às condições meteorológicas e topográficas favoráveis à evaporação, à movimentação das massas de ar, e à condensação do vapor de água – como temperaturas, pressão barométrica, ventos e acidentes topográficos. O segundo fator está relacionado à área da bacia de contribuição e sua conformação topográfica, à declividade do relevo, às depressões acentuadas, à geologia da região, às condições de superfície do solo (tipo de vegetação e capacidade de infiltração), e às obras de controle de cheias e de utilização da água a montante da seção (como irrigações, retificação de rios, construção de barragens, etc.). Esses fatores interferem na forma do hidrograma do cenário de análise, e, por conseqüência, no volume de água que transborda pelo canal nos períodos de vazões de inundação. (TUCCI, 1998).

As interferências no escoamento superficial levam a alterações nos parâmetros hidráulicos dos canais, pois resultam em diferentes cenários de erosão, assoreamento, e volume de água escoada. Dessa forma, as variáveis hidráulicas como largura, comprimento, altura do escoamento, perfil da seção transversal, raio hidráulico, velocidade, declividade do leito, e rugosidade do leito são dependentes desses cenários, que variam espacial e temporalmente.

De acordo com Barbosa (2004) a determinação da rugosidade do canal é uma variável de grande importância nos cálculos hidrodinâmicos de propagação de eventos extremos de cheia. Segundo Tucci (1993) a rugosidade do canal é determinada pela equação de Chezy e pela equação de Manning. Embora ambas equações tenham sido desenvolvidas para escoamentos uniformes, a aplicação leva a resultados satisfatórios quando aplicadas em escoamentos não permanentes.

De acordo com Barbosa (2004), com o Manual Técnico de Engenharia, elaborado *United States Army Corps of Engineers* (1994)⁴, e com Arcement & Schneider (1989) é possível determinar o coeficiente de rugosidade (n) através da equação (3.1) proposta por Cowan (1956), que relaciona a rugosidade com variáveis como: material do canal; irregularidades da superfície do canal, grau de obstruções; cobertura vegetal; e sinuosidade do canal.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5 \quad (3.1)$$

onde n_0 é o valor básico para as condições do canal de acordo com o material envolvido; n_1 é o valor para correção dos efeitos de irregularidades da superfície do leito; n_2 é o valor para as variações de forma e tamanho do canal através da seção; n_3 é o valor para obstruções; n_4 é o valor para vegetação e condições de escoamento; e m_5 é um fator de correção das sinuosidades do canal. O intervalo de valores para as variáveis acima são apresentadas na Tabela 3.3.

Vale ressaltar que, segundo Arcement & Schneider (1989), a equação (3.1) pode ser utilizada para a estimativa do coeficiente de rugosidade do canal e da planície de inundação.

⁴ *United States Army Corps of Engineers*. Methods for Predicting n Values for the Manning Equation. EM 1110-2-1601. Change 1. cp. 5. 1994. <http://140.194.76.129/publications/eng-manuals/em1110-2-1601/c-5.pdf>. Visitado em 19 de novembro de 2010.

Tabela 3.3: Valores para computação do coeficiente de Manning (n) do leito do canal e da planície de inundação pela equação de Cowan (1956)

Condição		Var	Canal	Planície
Material Envolvido	Terra	n_0	0,020	
	Rocha Cortada		0,025	
	Cascalho Fino		0,024	
	Cascalho Grosso		0,028	
Grau de Irregularidade	Liso	n_1	0,000	
	Insignificante		0,001 – 0,005	
	Moderado		0,006 – 0,010	
	Severo		0,011 – 0,020	
Variações na Seção Transversal	Gradual	n_2	0,000	0,000
	Alternado Oscilante		0,005	
	Alternado Frequentemente		0,010 – 0,015	
Efeito Relativo das Obstruções	Desprezível	n_3	0,000 – 0,004	0,000 – 0,004
	Insignificante		0,005 – 0,015	0,040 – 0,050
	Apreciável		0,020 – 0,030	0,020 – 0,030
	Severo		0,040 – 0,050	–
Vegetação	Baixa	n_4	0,002 – 0,010	0,001 – 0,010
	Média		0,010 – 0,025	0,010 – 0,025
	Alta		0,025 – 0,050	0,025 – 0,050
	Muito Alta		0,050 – 0,100	0,050 – 0,100
	Extrema		–	0,100 – 0,200
Graus de Sinuosidade	Insignificante	m_5	1,000	1,00
	Apreciável		1,150	
	Severa		1,300	

FONTE: Arcement & Schneider (1989)

A Tabela 3.4 descreve as condições apresentadas na Tabela 3.3. para a estimativa do valor das variáveis da equação (3.1)

Tabela 3.4: Descrição das condições da equação de Cowan (1956)

Condição		Canal	Planície
n_1	Liso	Canais sem erosão	Superfície plana
	Insignificante	Canais com pouca erosão	Superfície ligeiramente irregular
	Moderado	Canais com erosão moderada	Superfície irregular
	Severo	Canais com muito erodidos	Superfície muito irregular
n_2	Gradual	Varição gradual da secção transversal muda	Não aplicado
	Alternado Oscilante	Varição oscilante da secção transversal muda	
	Alternado Frequentemente	Varição frequente da secção transversal muda	
n_3	Desprezível	Obstruções (depósitos, raízes, troncos, etc.) que ocupam menos de 5% da área transversal (A_t)	
	Insignificante	Obstruções que ocupam menos que 15% de A_t	
	Apreciável	Obstruções que ocupam entre 15 a 50% de A_t	
	Severo	Obstruções que ocupam mais que 50% de A_t	Não aplicado
n_4	Baixa	Relva que cresce onde altura média do escoamento (h_m) ≥ 2 vezes a altura da vegetação (h_v)	
	Média	Relva que cresce onde é $h_v < h_m < 2h_v$; ausência de vegetação em R_h de 0,61 m	Relva que cresce onde é $h_v < h_m < 2h_v$
	Alta	Relva que cresce onde é h_m é igual h_v ; ausência de vegetação em R_h de 0,61 m	Relva que cresce onde é h_m é igual h_v ; presença de árvores e arbustos
	Muito Alta	Relva que cresce onde é $h_m \leq 0,5 h_v$; presença de taboas	Relva que cresce onde é $h_m \leq 0,5 h_v$
	Extrema	Não aplicado	Vegetação densa
m_5	Insignificante	Razão entre o comprimento do canal e o comprimento da bacia hidrográfica varia de 1,0 a 1,2	Não aplicado
	Apreciável	Razão entre o comprimento do canal e o comprimento da bacia hidrográfica varia de 1,2 a 1,5	
	Severa	Razão entre o comprimento do canal e o comprimento da bacia hidrográfica é maior que 1,5	

FONTE: Arcement & Schneider (1989)

3.3.3. Tipos de Movimento

De acordo com Tucci (1993), o escoamento superficial pode ser diferenciado como permanente ou não permanente.

O movimento permanente é aquele no qual se considera a continuidade da vazão, e os demais parâmetros hidráulicos (altura d'água, área molhada, perímetro molhado e velocidade) variando no espaço, mas não no tempo. O escoamento é dito permanente uniforme quando as velocidades locais são paralelas entre si e constantes ao longo de uma mesma trajetória, podendo diferir de uma trajetória para outra. O escoamento é dito permanente não uniforme quando as trajetórias não são paralelas entre si e, assim, a linha de declividade do leito difere da linha d'água. Esse escoamento pode ser acelerado ou retardado (PORTO, 1996). De acordo com Tucci (1998) o movimento permanente pode ser utilizado nos cálculos de remanso em rios, na análise de perfil de cheias, no escoamento em estiação e no dimensionamento de obras hidráulicas, entre outros.

O movimento não permanente tem os seus parâmetros hidráulicos variando no espaço e no tempo. Condições encontradas na grande maioria dos escoamentos, como exemplo, as ondas de cheias em canais, rios ou sistemas de drenagem, alterações de nível e vazão produzidas por partida ou parada de bombas ou turbinas, ondas provindas das aberturas de comportas em canais de irrigações, barragens ou rompimentos de diques, etc. (PORTO, 1996). Segundo Tucci (1998) o escoamento de rios pode ser considerado movimento permanente ou não permanente, em prol de suas características hidráulicas.

O movimento não permanente é governado pelas equações da continuidade e da quantidade de movimento, denominadas de equações de Saint-Venant (TUCCI, 1998).

3.3.4. Equação da Continuidade

A equação de continuidade é a equação de conservação do volume hídrico de uma bacia hidrográfica. A relação considera que o volume que entra à montante, dentro de um tempo ∂t , é igual ao volume que sai à jusante subtraída da contribuição lateral ao longo do trecho ∂x e do armazenamento ao longo desse trecho, tudo dentro do mesmo intervalo ∂t . Tucci (1998) apresenta a equação da seguinte maneira:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (3.2)$$

onde ∂A representa a área da seção molhada do trecho em m^2 ; ∂Q representa a vazão do trecho em m^3/s ; ∂x representa o comprimento do trecho de análise em m ; ∂t representa o intervalo de tempo definido em s ; e q é a vazão por unidade de largura x lateral em $m^3/s.m$.

3.3.5. Equação da Quantidade de Movimento

A equação da quantidade de movimento, também chamada de equação dinâmica, representa o balanço das forças que atuam em um fluido de volume infinitesimal em um determinado trecho ∂x dentro de um período ∂t . A força da gravidade age na direção de ∂x , e as forças de atrito, pressão e inércia agem no sentido contrário de ∂x . Tucci (1998) e Porto (2006) apresentam a equação da seguinte maneira:

$$\begin{array}{ccccccc}
 \text{Atrito} & \text{Gravidade} & \text{Pressão} & & \text{Inércia} & & \\
 \uparrow & \uparrow & \underbrace{\hspace{2cm}} & & \underbrace{\hspace{2cm}} & & \\
 g.A.S_f & = & g.A.S_0 & - & gA \frac{\partial h}{\partial x} & - & \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) - \frac{\partial Q}{\partial t} \quad (3.3) \\
 \text{Escoamento permanente uniforme} & & \text{Escoamento permanente não uniforme} & & \text{Escoamento não permanente não uniforme} & &
 \end{array}$$

onde g é a aceleração da gravidade em m^2/s ; S_0 é a declividade do leito do canal em m/m ; e S_f é o termo de atrito baseado na equação de Manning; e ∂h representa a altura da coluna d'água em m .

De acordo com Tucci (1993), as forças que governam a equação representam as seguintes características dos líquidos:

- **Força da Gravidade:** Representa o componente peso da água na direção do escoamento. O peso da água está em função da massa específica, da área da seção transversal e da aceleração da gravidade.
- **Força de Atrito:** Representa o componente de resistência das paredes do canal ao escoamento, em função do esforço cortante do perímetro molhado em um determinado trecho ∂x . O esforço cortante, por sua vez está em função da massa específica, do raio hidráulico, e da declividade da linha de atrito.
- **Pressão:** A força de pressão é estimada considerando a pressão hidrostática. Dessa forma, a variável representa forças de pressão que atuam no volume de água em função da altura da

coluna d'água, da variável de integração e da largura superficial da seção do canal.

- **Inércia:** O termo da inércia está relacionado a um conjunto de variáveis como a densidade do líquido, a declividade do leito, a velocidade do fluxo, a seção do canal, as características de gravidade, atrito, e pressão, etc. Parâmetros que variam ao longo do tempo e do espaço.

Vale ressaltar que, a aplicação das equações de Sain-Venant em escoamentos não permanentes, requer algumas simplificações, como mostra a Tabela 3.5. (TUCCI, 1993).

Tabela 3.5: Simplificações das equações de Sain-Venant para o escoamento não permanente

Simplificação	Descrição
Fluido incompressível e homogêneo	A compressibilidade da água pode ser desprezada. O fluxo é considerado homogêneo.
Pressão hidrostática na vertical	A aceleração da vertical do escoamento que ocorre em ondas com variação brusca é desprezada. Exemplo: a aceleração vertical formadas devido ao rompimento de barragens.
Aproximação na declividade do leito do rio	A aproximação da declividade despreza os efeitos sinuosos dentro de um intervalo Δx . Portanto, a declividade do trecho é igual a tangente θ , que representa o quociente entre a diferença de elevação do fundo do leito de dois pontos do rio e a distância em linha reta que une os dois pontos.
Escoamento unidimensional	Foram desprezadas as velocidades na direção transversal e vertical. Dessa forma, a velocidade média traduz a velocidade do fluxo na direção do rio ou de uma declividade principal. Em larguras superficiais elevadas, a simplificação do escoamento unidimensional não é válida, portanto, modelos bidimensionais são usados para simular as velocidades nas direções transversais e longitudinais.
Variação gradual nas seções transversais	Os efeitos bruscos de contração e expansão são desprezados. A variação da seção transversal se dá de forma gradual. Nos trechos do superficial onde se verifica uma brusca contração ou expansão são usadas equações especiais.
Atrito	O valor S_f é obtido através da equação de Chézy e Manning. Embora essas equações tenham sido estabelecidas para escoamento uniforme permanente, elas apresentam resultados satisfatórios para escoamentos não permanentes.

FONTE: Tucci (1993)

3.4. Modelos Hidráulicos

A literatura utiliza modelos matemáticos para caracterizar, descrever e compreender a complexidade das variáveis dos processos hidrológicos. Os modelos matemáticos empregam métodos e técnicas que envolvem a resolução de equações, auxiliadas por experimentos e observações relacionadas ao assunto investigado (ROQUE *et al.*, 2000).

No caso de problemas hidrológicos os experimentos são feitos por modelos físicos e as observações são feitas pelas análises de campo e pela hidrometria, ou seja, pela medição das variáveis hidrológicas e pelo monitoramento contínuo (KOBAYAMA *et al.*, 2009). O monitoramento é de suma importância para criar um banco de dados dos processos hidrológicos referente à região estudada. Vale ressaltar que o balanço hídrico de uma bacia hidrográfica compreende características de processos hidrológicos inviáveis de serem traduzidos matematicamente, portanto, a modelagem torna-se uma representação aproximada da realidade (RENNÓ & SOARES, 2000). Nesse sentido, a quantidade e a qualidade dos dados coletados levam a uma descrição cada vez mais adequada do fenômeno de análise, diminuindo o desvio da solução do problema físico com o mundo observado (ROQUE *et al.*, 2000).

Segundo Tucci (1998) os modelos hidrológicos podem ser divididos em quatro grupos: modelos de armazenamento; modelos de onda cinemática; modelos de difusão; e modelos hidrodinâmicos, sendo esses três últimos também chamados de modelos hidráulicos. (CHOW, 1959)

No presente trabalho serão apresentados apenas os modelos de onda cinemática, difusão e hidrodinâmico, pois são os abordados no modelo FLO-2D.

3.4.1. Modelos de Onda Cinemática

O modelo de onda cinemática, desenvolvido por Lightill & Whithman (1955), observa que as ondas cinemáticas (onda que descreve os movimentos dos corpos desconsiderando a análise de suas causas; ondas que não sofrem alterações na forma – sem efeito de dispersão e difusão) e as ondas dinâmicas (ondas que consideram o movimento e as causas) estão presentes na onda das cheias, sendo que as cinemáticas têm maior representatividade nos escoamentos subcríticos (escoamentos $F_R < 1$).

Segundo Porto (2006) e Tucci (1998) a onda cinemática é definida como uma onda onde a vazão Q está somente em função da

altura h da coluna d'água, e a onda dinâmica são ondas características de escoamento não permanente, como as pequenas perturbações.

Dessa forma, os modelos de onda cinemática são governados pela equação da continuidade distribuída e da quantidade de momento simplificada, pois consideram apenas os termos de atrito e gravidade, e, portanto, a declividade do fundo é igual a da linha de atrito.

$$S_o = S_f \quad (3.4)$$

Nesse tipo de modelo desprezam-se os efeitos de jusante e considera que a altura da onda não se altera ao longo da trajetória.

3.4.2. Modelos de Difusão

Nos modelos de difusão além dos termos de atrito e gravidade é considerado o termo da pressão, o que permite uma maior aplicabilidade comparada ao modelo de onda cinemática, pois podem ser usados em canais e rios que sofrem efeitos de jusante e não tem gradientes significativos de velocidade. (TUCCI, 1998).

$$\frac{\partial h}{\partial x} = S_o - S_f \quad (3.5)$$

3.4.3. Modelos Hidrodinâmicos

Os modelos hidrodinâmicos consideram todos os termos da equação (3.3.), diferenciando dos modelos de onda cinemática pela introdução do termo de inércia, o qual considera a variação da vazão pelo espaço e tempo.

A variabilidade das características dos dados de entrada quando se considera todos os termos da equação (3.3) dificulta o uso dos métodos analíticos, portanto, os métodos numéricos são mais utilizados. (FRANCO, 1997). Segundo Tucci (1998), esses métodos permitem a discretização do rio em seções, facilitando a seqüência dos cálculos, no entanto, podem apresentar erros numéricos e tendenciosidade na escolha das seções.

De acordo com Franco (1997) os métodos numéricos podem ser classificados em elementos finitos ou em diferenças finitas. Ambos os métodos subdivide o espaço contínuo em regiões discretas, no entanto, os processos são diferentes.

O modelo FLO-2D, utilizado na metodologia do presente estudo, trabalha com o método das diferenças finitas.

3.4.3.1. Método das Diferenças Finitas

De acordo com Franco (1997), no método das diferenças finitas as derivadas são substituídas por fórmulas discretas utilizando aproximações da série de Taylor. Em relação à derivada espacial, o método pode ser dividido em três esquemas: progressivo, regressivo ou centrado; em relação à derivada temporal, o método é caracterizado como esquema implícito ou explícito. A Tabela 3.6 mostra a distinção de todos os esquemas.

Tabela 3.6: Esquemas temporais e espaciais do método das diferenças finitas

Esquema Espacial	
Progressivo	Utiliza-se a diferença entre o ponto atual e seu sucessor imediato
Regressivo	Utiliza-se a diferença entre o ponto atual e seu antecessor imediato
Centrado	Utiliza-se a diferença entre o sucessor e o antecessor imediato do ponto atual
Esquema Espacial	
Implícito	Utiliza-se a combinação de valores das variáveis no tempo atual e no tempo seguinte para o cálculo dos novos valores
Explícito	Somente uma variável discreta encontra-se no tempo seguinte ($t+1$) e todas as outras no tempo atual. Nesse caso, o cálculo é mais simples, pois há uma única variável desconhecida em função dos valores conhecidos

FONTE: Franco (1997)

Segundo Tayfur *et al.* (1993), citado por Franco (1997), a maior dificuldade do método das diferenças finitas é a discretização espacial, justamente pela sua representação em malhas retangulares. Isso dificulta a aplicação em geometrias irregulares. Devido a não linearidade das equações de fluxo, frequentemente, não há convergência em superfícies muito irregulares com alterações abruptas na topografia. Nesse caso, é necessária a modificação dos dados topográficos por uma superfície mais regular, como a utilização de valores médios.

De acordo com Tucci (1998) o esquema explícito requer que os critérios de estabilidade numérica do modelo que o utiliza sejam

respeitados. Isso limita o modelo a intervalos pequenos de cálculo, o que torna o processo exaustivo

3.5. Revisão Bibliográfica dos Estudos de Inundações que Utilizaram o FLO-2D

A literatura apresenta uma série de trabalhos que utilizaram o FLO-2D para simulação da área de inundação em diversos lugares do mundo. (FLO-2D SOFTWARE, INC., 2009)

Para a revisão bibliográfica do presente trabalho foram utilizados os seguintes estudos: O'Brien *et al.*(1993), O'Brien & Zhao (2004), Liao *et al.* (2006), Bello *et al.*(2003), FLO-2D Engineering Inc. (1998), Tetra Tech Inc. (2004).

Os trabalhos utilizados não apresentam nenhuma observação negativa relevante para o presente estudo. Um apanhado geral da revisão bibliográfica dos estudos utilizados segue abaixo:

- Bello *et al.*(2003): simulou a dinâmica do escoamento fluvial considerando o transporte de sedimentos e gerou os hidrogramas de entrada a partir da precipitação acumulada de 3 dias dos dados pluviométricos disponíveis. Para a determinação da geometria do canal foram utilizadas medidas de campo e fotos aéreas. Os resultados reproduziram satisfatoriamente o cenário de inundação que aconteceu na cidade de Cerro Grande (Venezuela).
- O'Brien *et al.*(1993): simulou o escoamento de águas limpas e de fluidos hiperconcentrados para a cidade de Salt Lake, Utah (EUA). Esse artigo apresenta a descrição computacional do modelo e também lista suas limitações. Os resultados gerados para ambos os escoamento foram satisfatórios.
- O'Brien & Zhao (2004): analisou o escoamento superficial da planície de inundação partir dos dados de chuva e infiltração. Os resultados reproduziram satisfatoriamente o cenário de inundação que aconteceu na cidade de Phoenix, Arizona (EUA).
- Liao *et al.* (2006): comparou o modelo TDV com o FLO-2D para simulação de quebras de barragem. Os qualidade dos resultados com o FLO-2D foram inferiores aos dos modelo TDV, pois o FLO-2D não simula ressaltos hidráulicos.
- FLO-2D Engineering Inc. (1998): simulou a dinâmica do escoamento fluvial do Green River (EUA) com o objetivo de

verificar se o escoamento de iniciado a um ponto à montante reproduz a vazão registrada na estação fluviométrica à jusante. A finalidade do trabalho é sugerir mudanças no sistema de monitoramento. Foram consideradas as construções civis interferentes ao escoamento e os dados das seções transversais obtidos através de fotos aéreas. Os dados de infiltração foram obtidos através de estimativas. Os resultados gerados pelo FLO-2D foram considerados excelentes.

- Tera Tech Inc. (2004): simulou a dinâmica do escoamento fluvial do Middle Rio Grande no estado de Novo México (EUA). Foram considerados os dados topográficos obtidos pelos órgãos do estado do Novo México, os dados fluviométricos obtidos pelas estações existentes, os parâmetros hidráulicos geométricos obtidos em campo, os dados de utilização da água do rio pela irrigação, e os dados de transporte de sedimentos. Os hidrogramas de entrada foram selecionados a partir dos eventos de inundação registrados. O resultado gerado pelo FLO-2D representou satisfatoriamente a delimitação da área de inundação das fotos aéreas dos eventos de inundação registrados.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

4.1. Área de Estudo

O município de Rio dos Cedros está localizado no estado de Santa Catarina e pertence à bacia do Rio Itajaí-Açu. A região foi colonizada pelos imigrantes italianos em meados de 1850, principalmente pela comunidade provinda da cidade de Trento na Itália. Tornou-se distrito de Timbó em 1938 e emancipou-se em 19 de dezembro de 1961 com o nome de Rio dos Cedros, em homenagem ao cedro, madeira muito comum na região na época da colonização. (VICENZI, 1985).

Segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE)⁵ o município possui 10.170 habitantes e faz parte do Verde Vale do Itajaí, caracterizado pela natureza de várzeas e montanhas verdejantes, e está a uma altitude que varia entre 75 a 1.037 metros. Rio dos Cedros possui uma área de 556 km² dos quais cerca de 96,7% representam a zona rural. Segundo o IBGE a economia é distribuída em três principais setores: agropecuário com o cultivo de arroz irrigado, maçã, mirtilo, banana, gengibre e também a ovcultura; industrial com a produção têxtil, madeireiras e metalúrgicas; e serviços gerais como o turismo rural e ecológico.

Na Figura 4.1 é possível visualizar a área urbana do município de Rio dos Cedros, que é a área de estudo deste trabalho. De acordo com o Corpo de Bombeiros do município de Rio dos Cedros⁶, o perímetro urbano à margem direita do rio é a área preferencial do escoamento da vazão de inundação; e a sede da Prefeitura, situada à margem esquerda do rio não possui registro histórico de inundação.

⁵ IBGE. Cidades. Disponível em www.ibge.gov.br/cidadesat. Visitado em 08 de agosto de 2010.

⁶ Comunicação pessoal com Sargento Felipe Lucena Bitencourt do Corpo de Bombeiros do Município de Rio dos Cedros.

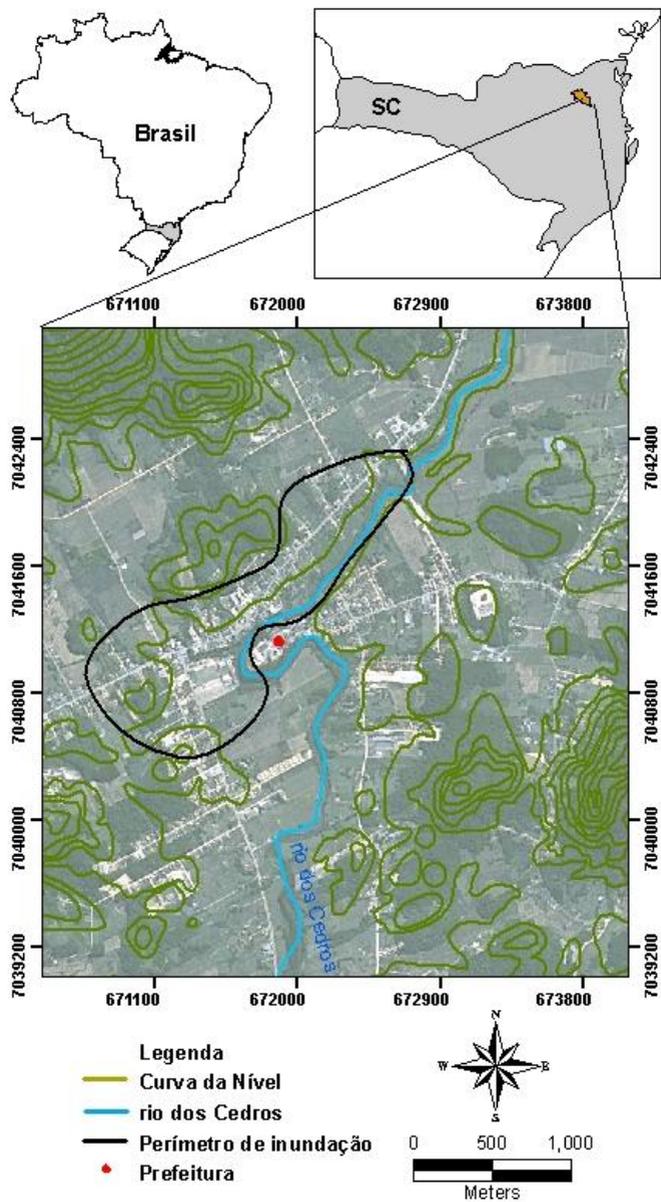


Figura 4.1: Localização da área de estudo

4.2. Dados Utilizados

4.2.1. Dados Topográficos

Os dados topográficos utilizados no presente trabalho foram obtidos pelo mapa topográfico da folha elaborada pelo IBGE na escala 1:50.000 do município de Rio dos Cedros, disponível na forma digital no *website* da Empresa de Pesquisa Agropecuária e Extensão Rural de Santa Catarina (EPAGRI)⁷ no formato *.dxf* e *.shp*.

Para delimitação da área de estudo, foi levada em consideração a área urbanizada do município e a área de inundação apresentadas pelo Corpo de Bombeiro durante a saída de campo realizada.

Através do *software* ArcGIS, o arquivo *.shp* com as curvas de nível foi interpolado, gerando um Modelo Digital do Terreno (MDT) resolução espacial de 10 m. Deste MDT foi recortada apenas a área de interesse e convertida para o formato *.asc*. O formato *.asc* foi o escolhido para a modelagem com o programa FLO-2D.

4.2.2. Dados Hidrometeorológicos

Através do sistema Hidroweb da ANA, foram obtidos os dados fluviométricos e pluviométricos da estação ARROZEIRA (26°44'27"S e 49°16'14"W) de código 83675000 e 02649008, respectivamente. A estação pluviométrica é operada pela EPAGRI e a pluviométrica é operada pela CELESC (Centrais Elétricas de Santa Catarina).

Foram analisadas as séries históricas dos dados de precipitação e de vazão dos anos de 1942 a 1966, 1978 a 1993, 1995 a 1999 e de 2001 a 2004, totalizando 49 anos de dados medidos. Os anos entre 1942 a 2009 que não foram mostrados acima apresentavam muitas falhas, portanto, foram excluídos do estudo admitindo-se que 49 anos é uma quantidade representativa para as análises hidrológicas. Além disso, para os anos de 2005 a 2009 apenas os dados pluviométricos estavam disponíveis.

4.2.2.1. Dados Pluviométricos

Para relacionar os dados fluviométricos com os registros de chuvas foram, primeiramente, identificadas as vazões máximas de cada ano e anotado o respectivo dia e mês em que elas ocorreram. De acordo com as anotações, foi possível observar que o incremento da vazão

⁷ EPAGRI. CIRAM.(Centro de Informações de Recursos Ambientais e de Hidrometeorologia de Santa Catarina) Disponível em <http://ciram.epagri.sc.gov.br/mapoteca/>. Visitado em 07 de julho de 2010.

(desde seu valor médio mensal até o seu valor máximo mensal) variou no intervalo de 72 (três dias) e 96 horas (quatro dias).

A partir dessa observação, escolheu-se calcular a chuva acumulada dentro de quatro dias (sendo o último dia, o dia da vazão máxima) para cada mês de cada ano dos 49 anos de dados utilizados. Para tal cálculo, foi utilizando o Índice de Precipitação Antecedente (IPA) proposto por Mosley (1979). Esse índice pondera a chuva acumulada pelo tempo em dias, através da seguinte relação:

$$IPA = \sum i/j \quad (4.1)$$

onde j ($= 1$ a 4) representa os dias considerados; i é a intensidade de precipitação para o dia j em mm/d.

4.2.2.2. Dados Fluviométricos

A partir dos dados fluviométricos foram construídos quatro hidrogramas de entrada correspondentes aos quatro eventos de grandes inundações registrados no município de Rio dos Cedros (1957, 1983, 1984 e 1992).

Para a determinação do tempo do hidrograma foram realizados os seguintes passos:

- 1) Identificou-se a máxima vazão diária dos anos de 1957, 1983, 1984 e 1992;
- 2) Anotou-se o dia e mês de cada vazão máxima;
- 3) Calculou-se a média mensal referente ao mês da máxima vazão encontrada, excluindo o valor da vazão máxima;
- 4) Quantificou-se os dias antes e depois à vazão máxima que mais se aproximaram ao valor da média mensal referente ao mês da vazão máxima;
- 5) Construíram-se os hidrogramas das inundações dos anos de 1957, 1983, 1984 e 1992. Esses hidrogramas foram utilizados para a entrada dos dados de vazão no FLO-2D.

4.2.3. Seções Batimétricas

Com o ajuda do Corpo de Bombeiros foi possível realizar o levantamento dos parâmetros hidráulicos geométricos do rio dos Cedros e observar as características do leito do rio.

Em campo, foi obtido o perfil da seção transversal através da medição da largura superficial (utilizando trena) e da altura da coluna d'água (utilizando régua de aço graduada), como mostra a Figura 4.2. Para a travessia perpendicular do rio com o bote salva-vidas, foram

necessárias duas cordas no sentido transversal (uma para orientar a medição seção do rio e outra para evitar que o bote seguisse a direção do escoamento do rio).

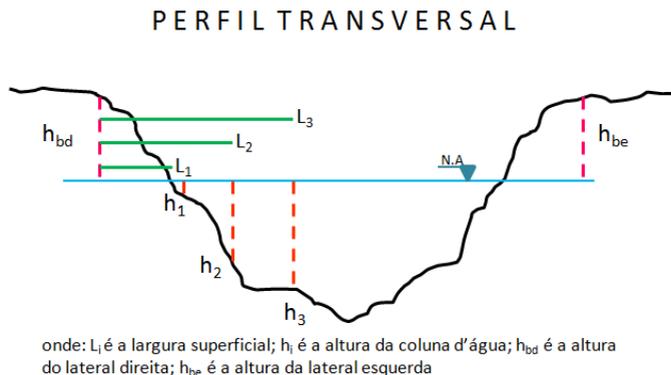


Figura 4.2: Perfil transversal obtido em campo

O ponto de partida situa-se na latitude $26^{\circ}42'05''S$ e longitude $49^{\circ}16'05''W$ (aproximadamente a 11 km a jusante da UHE – Usina Hidrelétrica – Palmeiras). O ponto final situa-se na latitude $26^{\circ}44'28''S$ e longitude. $49^{\circ}16'15''W$, aproximadamente 1 km à jusante do da ponte que liga à Prefeitura do município. Para a escolha do ponto de partida foi considerada a facilidade de acesso ao rio e de manobra.

Durante o campo, foi possível identificar que na área urbana o rio Dos Cedros apresenta uma pequena variação de largura superficial e, também, de altura da coluna d'água. Por essa razão, foram realizados 5 perfis transversais ao longo do rio (Perfis A; B; C; D e E), cada um com 8 verticais de medição. As localizações dos Perfis são apresentadas na Figura 4.3

As duas verticais extremas das seções transversais, vertical 1 e 8, consideram as margens direita e esquerda do canal, respectivamente. Em campo, foi medida a largura superficial da margem esquerda do Perfil C no valor de 3 m. As alturas das margens de todos os Perfis não foram medidas devido à seguinte consideração em virtude da similaridade das seções do canal em todo o seu percurso: o valor da largura superficial das margens direitas e esquerdas foram igualadas ao valor da largura superficial da margem esquerda do Perfil C; o valor das alturas das margens direita e esquerda foram igualadas à distância vertical entre a viga da ponte situada próxima ao Perfil C e o nível da água do rio.

Para a escolha dos perfis B, C, D, e E foi considerada a área que geralmente é atingida do município, segundo o Corpo de Bombeiros da região⁸.

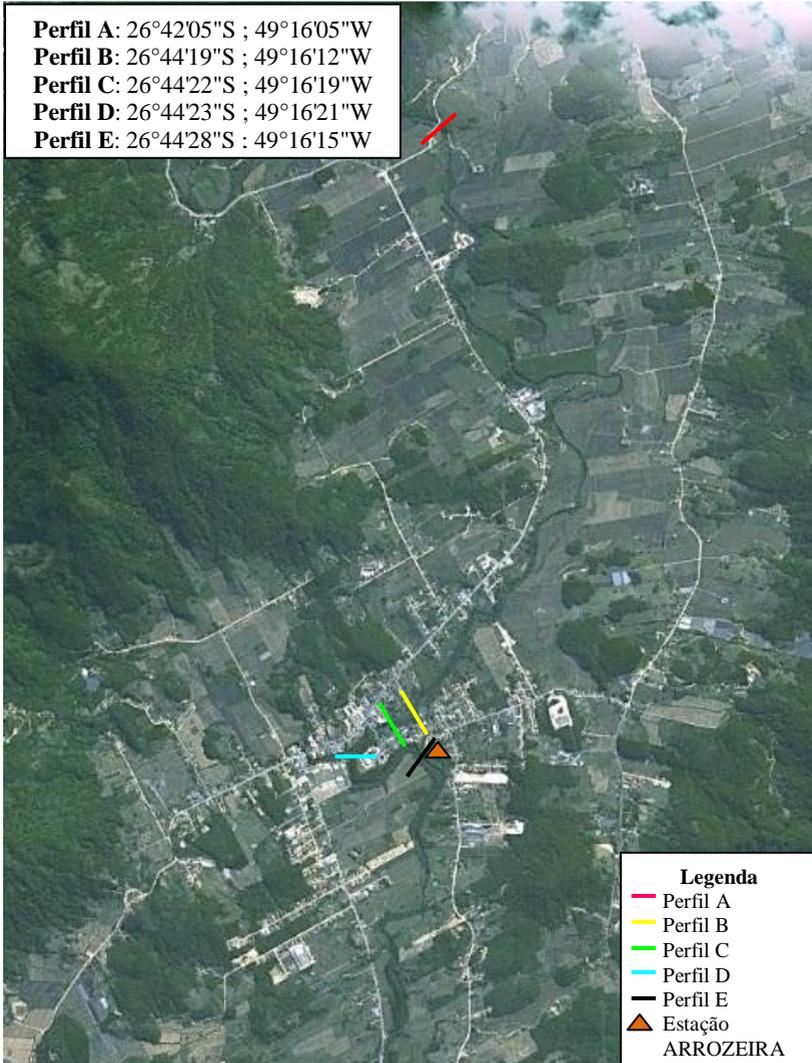


Figura 4.3: Localização dos perfis transversais

⁸ Comunicação pessoal com Sargento Felipe Lucena Bitencourt do Corpo de Bombeiros do Município de Rio dos Cedros.

4.2.4. Dados de Rugosidade

A CELESC forneceu as características do leito do rio dos Cedros no ponto da estação Palmeiras Jusante (26° 39' 00"S e 49° 20' 00"W) próxima a UHE (Usina Hidrelétrica) Palmeiras, que se localiza à montante da área urbana. Segundo a Empresa, o leito é classificado como leito rochoso composto por matacões e blocos.

Durante a saída de campo, foi possível observar que o leito do rio no trecho urbano é um leito heterogêneo com características arenosas e presença de pedregulhos.

Como a área de importância no trabalho é a área urbana, a utilização dos fornecidos pela CELESC não apresentariam resultados satisfatórios. Por essa razão, os dados de rugosidade do leito do canal e da planície de inundação foram estimados através da equação (3.1).

4.3. Aplicação do Modelo FLO-2D

4.3.1. Fundamentação Teórica do Modelo FLO-2D

O FLO-2D foi desenvolvido por J. S. O'Brien no final da década de 80 e sua última versão foi apresentada em 2009 e é um modelo de conversação de volume que utiliza o método das diferenças finitas no esquema centrado e explícito em seu processo computacional. Sua aplicação é voltada para o escoamento de águas com pouco ou muito sedimentos, incluindo desde água limpas a fluxos de detritos. A idéia das simulações para os cenários de inundações é delimitação da área inundável pelo extravasamento da água no canal. (FLO-2D SOFTWARE, INC., 2009)

Para a simulação, são levados em consideração os dados hidráulicos, hidrológicos, topográficos, de vegetação e solo, além das construções civis relevantes. O FLO-2D utiliza o sistema *grid*, no qual as tarefas são divididas em um número x de elementos *grid* com o objetivo de acelerar a resolução do problema. (FLO-2D SOFTWARE, INC., 2009)

As equações da continuidade e da quantidade de movimento que governam as tarefas do modelo em duas dimensões são apresentadas pelas equações (4.2), (4.3) e (4.4). (O'BRIEN *et al.*, 1993):

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hV_x}{\partial x} + \frac{\partial hV_y}{\partial y} = i \quad (4.2)$$

$$S_{fx} = S_{ox} - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_x}{\partial x} - \frac{V_y}{g} \frac{\partial V_x}{\partial y} - \frac{1}{g} \frac{\partial V_x}{\partial t} \quad (4.3)$$

$$S_{fy} = S_{oy} - \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{V_y}{g} \frac{\partial V_y}{\partial y} - \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_y}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial V_y}{\partial t} \quad (4.4)$$

onde; V_x e V_y são as velocidades média dos componentes x e y , respectivamente em m/s; i é a intensidade da chuva em mm/s; S_{oi} é a declividade do leito do canal em m/m; e S_{fi} é o termo de atrito baseado na equação de Manning; e ∂h representa a altura da coluna d'água em m.

No caso das simulações de escoamento superficial de canais naturais, o objetivo é delimitar as áreas inundáveis gerando como resultado os valores de vazão e a altura da coluna d'água em cada *grid* do sistema. O modelo também permite simular a mitigação dos problemas de pico de vazão através da introdução de medidas estruturais, como barragens, diques, etc. (O'BRIEN *et al*, 1999).

Para uma simulação básica (ou seja, uma simulação com quantidade mínima de dados de entrada) de inundação o FLO-2D requer a criação de seis arquivos, como mostra a Tabela 4.1. Para a simulação básica do escoamento em canais naturais deve-se criar também outros três arquivos: CHAN.DAT; XSEC.DAT; e CHANBANK.DAT.

Tabela 4.1: Dados necessários para uma simulação básica de inundação com o FLO-2D

Dados Básicos	Descrição
CONT.DAT	Controla a visão geral do sistema. É nele onde são habilitados os componentes como chuva, infiltração, estruturas hidráulicas, barragens, fluxos de lama, transporte de sedimentos, sulcos, voçorocas, edificações e obstruções de fluxo. Uma vez habilitado esses componentes devem ser criados.
TOLER.DAT	Controla a estabilidade numérica do modelo.
FPLIAN.DAT & CADPTS.DAT	Arquivo criado quando se importa os dados topográficos da área de estudo no pré-processador GDS e são definidos o <i>grid</i> do sistema e sua área de contorno. No arquivo FPLAIN pode-se inserir as características de rugosidade de cada <i>grid</i> , definidas pelas imagens aéreas e/ou dados de campo.
INFLOW.DAT	Representa o hidrograma de entrada tanto do escoamento da água quanto de sedimentos em um dos <i>grid</i> do FPLAIN.DAT ou do CHAN.DAT (arquivo do canal natural e/ou artificial).
OUTFLOW.DAT	Esse arquivo cria um nó artificial em um dos elementos <i>grid</i> com o objetivo de indicar o elemento <i>grid</i> de escape do escoamento, indicando assim a direção do fluxo.
CHAN.DAT	Representa os dados de entrada das características hidráulicas do canal.
XSEC.DAT	Representa os perfis transversais do canal
CHANBANK.DAT	Representa os elementos <i>grid</i> da margem direita do canal.

FONTE: FLO-2D Software, Inc. (2009)

O modelo comporta também os arquivos para os dados de chuva (RAIN.DAT), infiltração (INFIL.DAT), evaporação (EVAPOR.DAT), canal natural ou artificial (CHAN.DAT), margem direita do canal (CHANBANK.DAT), perfil das seções transversais do canal (XSEC.DAT), seções transversais da várzea (FPXSEC.DAT), estruturas hidráulicas (HYSTRUC.DAT), ruas (STREET.DAT), várzea com o Fator de Redução de Área e Fator de Redução de Largura (ARF.DAT),

canais múltiplos incluindo sulcos e voçorocas (MULT.DAT), sedimentos (SED.DAT), barragens e falhas (LEVEE.DAT) e, por ultimo, quebras e danos de barragens (BREACH.DAT). Além disso, o FLO-2D possui três pré-processadores (FLOENVIR; GDS; PROFILES) que permitem a sobreposição e organização dos dados de entrada, e quatro pró-processadores (HYDROG; MAPPER; MAXPLOT; PROFILES) que auxiliam na edição dos resultados.

De acordo com FLO-2D Engineering Inc. (1998), Tetra Tech Inc. (2004), Tetra Tech Inc. (2005) e FLO-2D Software, Inc. (2009), o procedimento computacional do escoamento em canais no modelo FLO-2D e os resultados gerados apresentam as seguintes características:

- 1) Inicialmente o escoamento em canais é simulado em 1D através das equações de onda cinemática ou de difusão até o ponto em que o nível da água atinge a altura do leito principal do canal;
- 2) A partir desse ponto, o escoamento da água na planície de inundação é computado em 2D e o fluxo é avaliado em oito direções potenciais (N, S, L, O, NE, NO, SE, SO) em cada elemento *grid*. A soma dessas 8 direções resulta a direção final do fluxo no elemento;
- 3) A velocidade é computada pela equação (3.3) inicialmente definida pelo modelo de difusão. O resultado encontrado é utilizado como primeira estimativa no método de *Newton-Raphson* para determinar as raízes da equação (3.3) em sua forma completa (modelo hidrodinâmico). Se a solução do método falhar após três interações o algoritmo padrão retoma a equação de difusão;
- 4) Os parâmetros hidráulicos como velocidade, rugosidade, declividade, área molhada, perímetro molhado e secção transversal representam a média dos valores entre dois elementos *grids*;
- 5) A vazão Q é calculada pela nas 8 direções potenciais, como mostra a equação (4.5)

$$Q = \sum Q_x^{i+1} = Q_N + Q_S + Q_L + Q_O + Q_{NE} + Q_{NO} + Q_{SE} + Q_{SO} \quad (4.5)$$

Sendo que cada Q_x é calculada pela equação (4.6)

$$Q_x = V \cdot A_{\text{sec } grid} \quad (4.6)$$

onde: Q é a vazão em m^3/s ; V é a velocidade m^2/s ; $A_{\text{sec } grid}$ é a área transversal do elemento *grid*.

- 6) Para o cálculo do volume de água que passa pelo elemento *grid* é utilizada a relação (4.7)

$$Q_x = V \cdot A_{sec\ grid} = A_{surf} \cdot (\Delta h / \Delta t) \quad (4.7)$$

onde A_{surf} é a área superficial do *grid*; Δh é a variação da altura da coluna d'água (estimada linearmente) função de Δt .

- 7) O modelo gera como resultado final a delimitação da planície de inundação e os valores de vazão e altura para cada *grid* da planície, além de apresentar o tempo que a água leva para atingir a delimitação da planície de inundação e o tempo que o volume de água transbordada leva para voltar ao canal.

Durante as simulações, o FLO-2D gera uma lista de possíveis erros que podem estar prejudicando conservação de volume do sistema. Quando isso ocorre, deve-se alterar os dados de entrada, se possível, e/ou o tamanho do *grid*, e/ou as variáveis de controle do sistema, o que significa que se devem fazer algumas considerações no procedimento computacional. (FLO-2D SOFTWARE, INC., 2009)

As variáveis de controle que levam a essas modificações são encontradas nos arquivos CONT.DAT e TOLER.DAT.

O arquivo CONT. DAT é constituído por nove linhas que possuem uma serie de variáveis cada uma. As variáveis da linha cinco podem ser alteradas com a finalidade de eliminar os possíveis erros gerados nas simulações. A Tabela 4.2 apresenta as variáveis de interesse.

Tabela 4.2: Variáveis de controle da linha 5 do arquivo CONT. DAT

Linha 5	
AMANN 0 a 0,4 -99 >1,0 (Valor utilizado = 0,4)	Se $0 < AMANN \leq 0,4$, o coeficiente de Manning da planície de inundação aumenta ou decai; Se $AMANN = -99$, a relação entre a altura da coluna d'água e a rugosidade é desativada; Se $AMANN > 1,0$ ocorre um aumento global do valor do coeficiente de rugosidade.
DEPTHDUR 0,003 a 30 (Valor utilizado = 0)	Representa a altura da coluna d'água para certa análise. Essa variável gera como resultado o tempo que o elemento <i>grid</i> da planície de inundação leva para tem uma altura d'água maior que a altura d'água admitida para o DEPTHDUR.
XCOC 0 a 0,5 (Valor utilizado = 0)	Representa a concentração de volume de sedimentos a ser transportados nos escoamentos.
XARF 0 a 1 (Valor utilizado = 0)	Variável que reduz a área superficial do elemento <i>grid</i> disponível para armazenamento do volume de água transbordado, devido a superfícies topográficas irregulares, cobertura vegetal, etc. O modelo sugere um valor típico de 10% (=0,01).
FROUDL 0 a 5 (Valor utilizado = 0,9)	Representa o máximo valor para o número de Froude (<i>Fr</i>) do escoamento superficial. O <i>Fr</i> está relacionado à área de escoamento, à declividade, e ao coeficiente de rugosidade. Quando é computado um valor de <i>Fr</i> maior que o definido ($Fr > FROUDL$) o modelo aumenta, automaticamente, o valor do coeficiente de rugosidade em 0,001, a fim de garantir que o escoamento seja subcrítico. Vale ressaltar, que o modelo FLO-2D não simula ressaltos hidráulicos, portanto, é importante definir o valor de FROUDL.
SHALLOWN 0 a 0,4 (Valor utilizado = 0,2)	Coeficiente de Manning para escoamentos de pequenas profundidades (< 0,6 m).
ENCROACH 0 a 3 (Desabilitado)	Taxa de invasão da água de acordo com a profundidade do escoamento. Só é habilitado quando a variável FLOODWAY é habilitada.

FONTE: FLO-2D Software, Inc. (2009)

O arquivo TOLER.DAT controla a estabilidade numérica do modelo. Controlar a estabilidade numérica significa diminuir os erros dos resultados de simulação a partir da determinação do intervalo de tempo da interação. Para esse controle, o modelo utiliza o critério de Courant e o critério de Estabilidade da Onda Dinâmica, apresentados pelas equações (4.8) e (4.9), respectivamente:

$$\Delta t = C \cdot \Delta x / (\beta \cdot V + c) \quad (4.8)$$

onde Δt é o intervalo de tempo computacional em segundos; C é o coeficiente de Courant (que varia de 0,3 a 1, no modelo FLO-2D é fixado o valor 1 para permitir que o modelo rode no maior intervalo de tempo de interação, o que leva a um procedimento computacional mais rápido); Δx é a largura do *grid* escolhido em metros; β é um coeficiente que representa 5/3 da largura do canal; V é a velocidade média do canal em m/s; c é a celeridade da onda em m/s.

$$\Delta t = \zeta \cdot S_0 \Delta x^2 / q_0 \quad (4.9)$$

onde ζ é um coeficiente empírico (determinado pela variável WAVEMAX do arquivo TOLER.DAT); e q_0 é a vazão específica do *grid* do canal em $\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{m}^2$.

As variáveis de controle do arquivo TOLER.DAT podem ser vistas na Tabela 4.3.

Tabela 4.3: Variáveis de controle do arquivo TOLER.DAT

Linha 1 – Linha Única	
<p>TOL 0 a 0,5 (Valor utilizado = 0,03)</p>	<p>Representa a detenção superficial do sistema, indicando a profundidade mínima da altura do escoamento da água temporariamente retida na superfície do solo, a qual deve originar a inundação. Valor sugerido = 0,030</p>
<p>DEPTOL 0 0,1 a 0,5 (Valor utilizado = 0,2)</p>	<p>Controla a variação percentual tolerável da altura do escoamento do canal para um determinado intervalo de interação. Baixos valores de DEPTOL reduzem o intervalo de interação a melhora a estabilidade numérica do modelo. Valor sugerido = 0,2.</p>
<p>WAVEMAX 0,01 a 1,0 -0,1 a -1,0 >100 (Valor utilizado = -0,25)</p>	<p>Representa o coeficiente empírico da equação (4.6). Valores entre 0,1 a 1,00 (valor sugerido = 0,25) deixam o modelo mais estável, embora leve mais tempo para o procedimento computacional. Valores negativos entre -0,1 a -1,00 (valor sugerido = -0,25) desabilitam o critério de estabilidade da onda dinâmica, dessa forma, o intervalo de interação será governado pelo critério de Courant ou pelo DEPTOL. Dessa forma o modelo roda mais rápido e permite ajustes nos dados de rugosidade, alterando-os automaticamente pelas equações abaixo:</p> $\eta_{\text{modificado}} = \eta_{\text{dadodeentrada}} + 0,0006616.e^{(-10,9\eta)}$ <p>(quando o limite do intervalo de interação é excedido)</p> $\eta_{\text{modificado}} = \eta_{\text{dadodeentrada}} + 0,00005 \text{ (quando o limite do intervalo de interação não é excedido)}$ <p>Valores maiores que 100 (valor sugerido = 100,25) também desabilitam o critério de estabilidade de onda dinâmica e o intervalo de interação será governado pelo critério de Courant ou pelo DEPTOL. No entanto, não altera os valores de rugosidade do canal</p>

FONTE: FLO-2D Software, Inc. (2009)

4.3.2. Dados Utilizados no FLO-2D

Para a simulação feita com FLO-2D, admitiu-se que não seria necessário estimar as taxas de infiltração da área ribeirinha, pois, em termos hidrológicos, considerou-se que durante a vazão de inundação as

taxas de infiltração seriam mínimas ou nulas. Dentre os processos hidrológicos, apenas os dados de vazão foram utilizados como dados de entrada no modelo FLO-2D. Ressalta-se que os dados de chuva não foram inseridos no FLO-2D.

Para simular o cenário de inundação dos quatro hidrogramas de entrada, foram criados nove dados de entrada: CONT.DAT; TOLER.DAT; CADPTS.DAT; FPLAIN.DAT; CHAN.DAT; XSEC.DAT; CHANBANK.DAT; INFLOW.DAT; e OUTFLOW.DAT.

Todos os dados, com exceção do XSEC, foram editados no pré-processador GDS. As etapas para a construção dos dados seguem a ordem listada apresentada na Tabela 4.4. Os dados do arquivo XSEC foi editado no Excel, salvo no formato .txt e então introduzido no FLO-2D em sua página de edição de arquivos.

Tabela 4.4: Fluxograma das etapas de construção dos dados utilizados no FLO-2D

Etapa	Descrição
1	Criou-se um <i>New Project</i> no o pré-processador GDS a partir dos dados topográficos no formato <i>.asc</i>
2	Escolheu-se o tamanho do <i>grid</i>
3	Delimitou-se da área de contorno
4	Interpolaram-se os dados topográficos com o <i>grid</i> do sistema
5	Editou-se o arquivo de controle geral do projeto (CONT)
6	Salvou-se as etapas feitas no formato <i>.DAT</i> , gerando os seguintes arquivos automaticamente: TOLER; CADPTS; FPLAIN. O objetivo de salvar os arquivos nessa etapa é gerar o arquivo FPLAIN, que sobrecarrega menos a execução do modelo nas próximas etapas
7	Abriu-se o FPLAIN.DAT gerado no pré-processador GDS
8	Importou-se o arquivo de localização do percurso do rio dos Cedros no formato <i>.dwg</i> para auxiliar a construção canal
9	Construiu-se o canal (arquivo CHAN.DAT)
10	Criou-se o arquivo XSEC.DAT para introduzir os dados de campo dos 5 perfis das seções transversais do rio
11	Editou-se o arquivo CHAN.DAT para: - Identificar os elementos <i>grid</i> que se caracterizam com um dos perfis criados - Calcular o banco direito do canal (calculo automático do próprio modelo a partir dos dados de elevação dos perfis e dos dados topográficos). O FLO-2D cria o arquivo CHANBANK.DAT
12	Identificou-se e caracterizou-se o elemento <i>grid</i> que recebe o hidrograma de entrada do canal
13	Identificou-se e caracterizou-se o elemento <i>grid</i> de saída do hidrograma do canal
14	Rodou-se o modelo
15	Através do Pró-Processador MAPPER foram editados os mapas de inundação

FONTE: FLO-2D Software, Inc. (2009)

Para a escolha do tamanho do *grid* do sistema, o modelo FLO-2D sugere o seguinte critério:

$$0,03m^3 / s.m^2 < \frac{Q_{peak}}{A_{surf}} < 0,3m^3 / s.m^2 \quad (4.10)$$

onde a Q_{peak} é o valor da vazão máxima em cada hidrograma; e A_{surf} é o valor da área superficial do *grid* do sistema. Quanto mais próximo de 0,03 mais rápido rodará o modelo, e quanto mais próximo de 0,3, mais lento.

Foi utilizado um tamanho de *grid* igual a 35 m. Gerando 7.458 elementos *grid*.

A velocidade computacional do FLO-2D em relação a quantidade de elementos *grid* é expressa na Tabela 4.5.

Tabela 4.5: Quantidade de elementos *grid* x tempo de simulação

Número de Elementos <i>Grid</i>	Tempo de Simulação
1.000 – 15.000	Muito rápido (poucos minutos)
15.000 – 60.000	Rápido (menos de 1 hora)
60.000 – 100.000	Moderado (mais de 1 hora)
100.000 – 200.000	Devagar (várias horas)
>200.000	Muito devagar (~24 horas ou mais)

FONTE: FLO-2D Software, Inc. (2009)

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1. Relação entre os Dados Pluviométricos e Fluviométricos

Na Figura 5.1 é possível observar que o incremento da vazão no rio dos Cedros medida na estação ARROZEIRA, não está sempre vinculado diretamente ao IPA da mesma estação ao longo do tempo, como visto nos anos de 1983 e 1985, que apresentam valores de IPA de 4 dias de 107 e 105,4 mm e vazões de 208 e 46,70 m³/s, respectivamente.

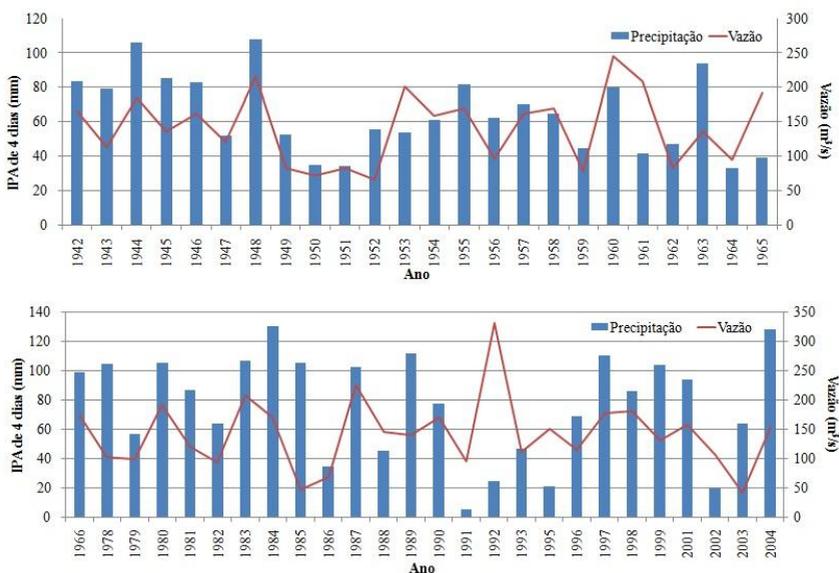


Figura 5.1: Vazão e IPA de 4 dias ao longo do tempo

A Figura 5.2 apresenta os relação entre os valores de vazão e IPA de 4 dias. A partir da Figura 5.2 é possível observar que há uma tendência do aumento da vazão a medida que o IPA de 4 dias também aumenta. No entanto, o resultado de r-quadrado igual a 0,0883 é muito pequeno. Isso permite dizer que a variabilidade de Y (vazão) explicada por X (IPA de 4 dias) não é válida. Portanto, é coerente apontar que o incremento da vazão se dá, principalmente, em decorrência dos eventos de chuva ocorridos à montante da área urbana.

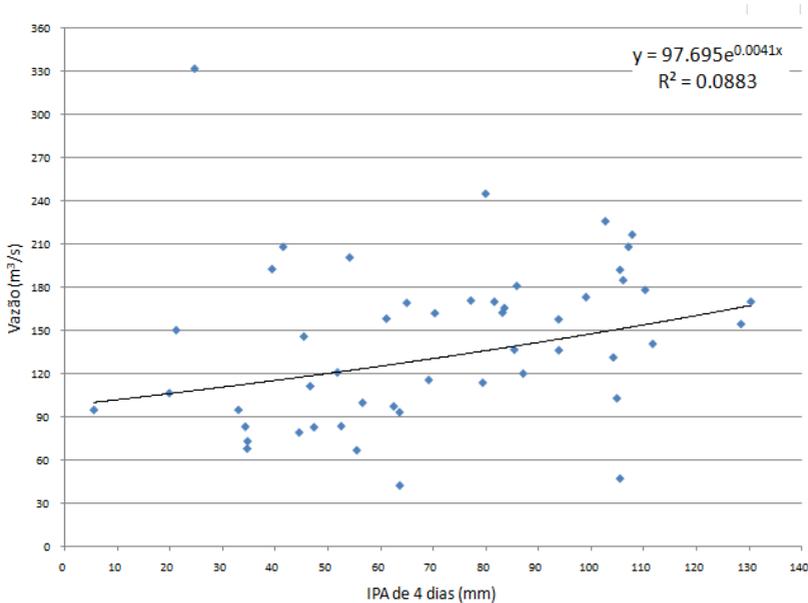


Figura 5.2: Relação entre os dados de vazão e IPA de 4 dias

5.2. Hidrogramas de Entrada

Os dados fluviométricos das inundações dos anos de 1957, 1983, 1984 e 1992 são apresentados na Figura 5.3. A maior vazão de inundação registrada foi de $332 \text{ m}^3/\text{s}$, no ano de 1992, esse valor representa pouco mais que 84% da média das vazões dos anos 1957, 1983 e 1984 que é de $180 \text{ m}^3/\text{s}$. Essa disparidade não condiz com os dados de precipitação do ano 1992 (como pode ser visto na Figura 5.1), no entanto, vai de acordo com os registros históricos do município que aponta a inundação de 1992 como sendo a de maior altura atingida, igual a 9,25 m. Segundo um morador do município, e também operador de uma das usinas hidrelétricas da CELESC localizadas no rio dos Cedros, no ano de 1992 houve um problema técnico na comporta da barragem em que trabalhava. Uma vez a comporta não funcionando não foi possível conter a cheia do rio. O registro histórico do município e o depoimento do morador foram a razão para se considerar a simulação do ano de 1992.

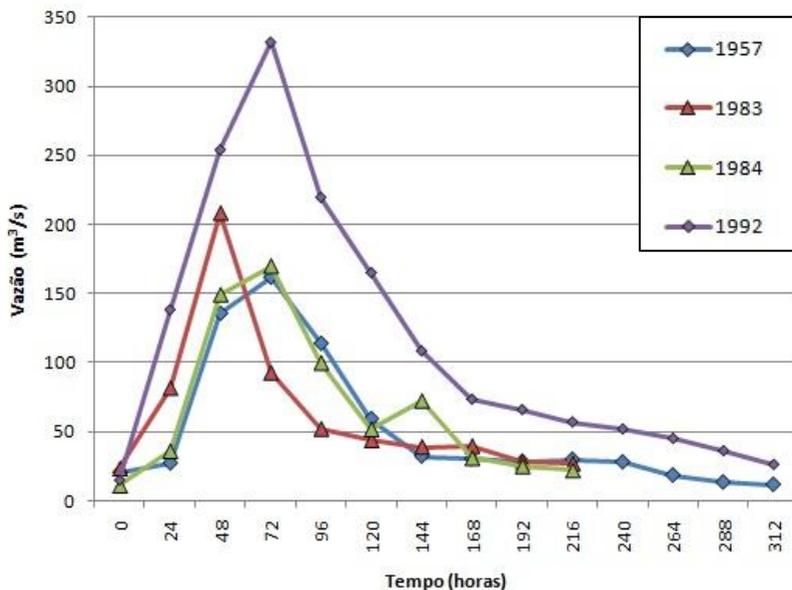


Figura 5.3: Hidrogramas de entrada

5.3. Parâmetros Hidráulicos Geométricos

Em campo foram obtidos 5 perfis transversais do rio dos Cedros, cada uma com 8 verticais de altura da coluna d'água e largura superficial, como pode ser visto na Figura 5.4. Os valores das abscissas 0, 3, 8, 13, 18, 23, 28, e 31 representam as verticais 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, e 8 de cada perfil, respectivamente.

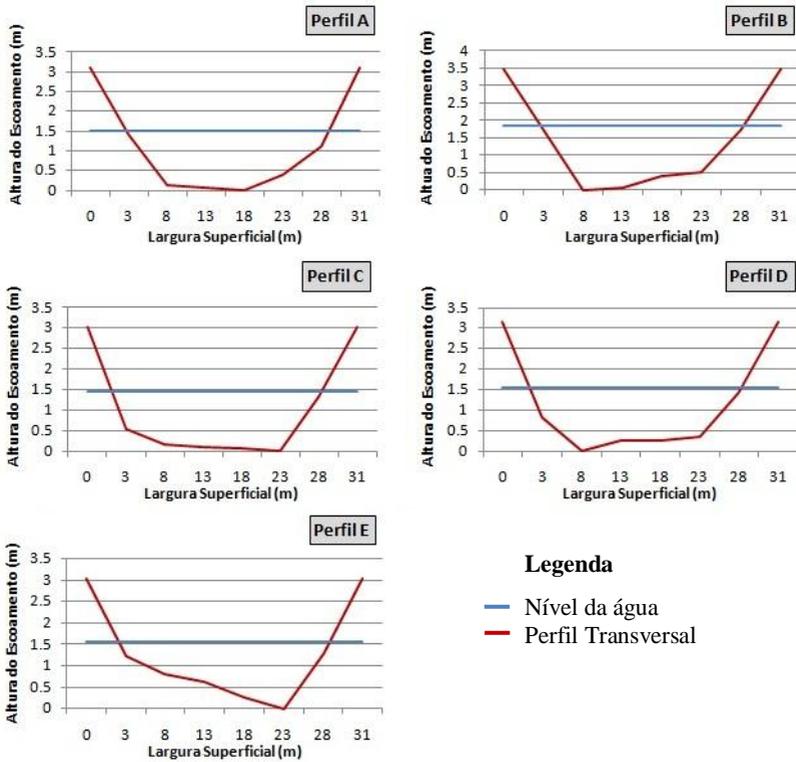


Figura 5.4: Perfis das seções transversais medidas em campo

Através dos dados medidos em campo e da apresentação da Figura 5.4 é possível fazer as seguintes observações:

- O nível da água dos 5 perfis variou entre 1,46 a 1,85 m. Para a simulação com o FLO-2D foi adotado o nível inicial em todos os elementos *grid* de 1,46 m como condição inicial
- É possível perceber a similaridade das seções ao longo do canal e a proximidade das mesmas ao formato trapezoidal, com exceção do Perfil E;
- As alturas das margens direita e esquerda do rio foram definidos como igual à distância vertical entre a viga da ponte situada próxima ao Perfil C e o nível da água do rio. O valor medido foi de 1,72 m.

- A largura superficial do nível da água variou entre 24,5 a 25,5 m. Foi adotado um valor uniforme de 25 m (abscissas 3 a 28). A distancia entre as abscissas 0 a 31 representa a largura superficial da seção completa, ou seja, incluindo as larguras superficiais das margem direita e esquerda. A distância entre as verticais 1 e 2 (abscissa 0 e 3, respectivamente) e as verticais 7 e 8 (abscissa 25 e 31, respectivamente) possuem largura superficial de 3m cada, como mostra a própria distância entre as abscissas.
- Essas considerações de uniformidade dos valores de largura superficial diminui o tempo do procedimento computacional do FLO-2D.
- Uma vez que o tempo de simulação foi um dos problemas enfrentados para a execução do modelo, e que os dados de campo apresentavam uma similaridade entre os parâmetros medidos. A adoção das considerações dispostas acima fez-se coerente.

5.4. Cálculo do Coeficiente de Manning

A partir das observações de campo, a equação (3.1) foi aplicada para obtenção do coeficiente de Manning do leito do canal e também da planície de inundação.

Em relação ao leito do canal, as variáveis adotadas foram: n_0 como cascalho fino (0,024); n_1 como insignificante (0,005); n_2 como gradual (0,000); n_3 como insignificante (0,010); n_4 como baixa (0,0025); m_5 como apreciável (1,150); e o resultado usado no arquivo CHAN.DAT do FLO-2D foi de 0,048.

Em relação à planície de inundação Arcement e Schneider (1989) sugere fixar os valores das variáveis n_2 (igual a 0,0) e m_5 (igual a 1,0); para as outras variáveis foram adotados os seguintes valores: n_0 como terra (0,020); n_1 como insignificante (0,001); n_3 como insignificante (0,040); n_4 como alta (0,010); e o resultado usado no arquivo FPLAIN.DAT do FLO-2D foi de 0,071.

Os valores de Manning utilizados estão de acordo com a Tabela de Chow (1959) para o coeficiente de Manning, onde apresenta intervalos de: 0,030 a 0,040 para rios limpos e retilíneos com vegetação; 0,033 a 0,060 para rios com meandros, vegetação e pedras; e 0,075 a 1,050 para rios com área de inundação e vegetação. (TUCCI, 1993).

5.5. Tamanho do *Grid*

O critério sugerido pela equação (4.10) foi aplicado para o presente trabalho. O tamanho do *grid* que melhor se enquadrava para todos os cenários de inundação possui 35 metros de aresta (Figura 5.5) Isso significa que o processamento computacional do FLO-2D trabalha em uma malha de 1.225 m² em cada passo.

Ano	<i>Qpeak</i>	Tamanho	<i>A surf</i>		1957	1983	1984	1992
1957	161.80	Grid 10X10	100	<i>Qpeak/Asurf</i>	1.618	2.080	1.698	3.320
1983	208.00	Grid 15X15	225		0.719	0.924	0.755	1.476
1984	169.80	Grid 20X20	400		0.405	0.520	0.425	0.830
1992	332.00	Grid 25X25	625		0.259	0.333	0.272	0.531
		Grid30X30	900		0.180	0.231	0.189	0.369
		Grid 35X35	1225		0.132	0.170	0.139	0.271
		Grid 40X40	1600		0.101	0.130	0.106	0.208
		Grid 45X45	2025		0.080	0.103	0.084	0.164

Figura 5.5: Tamanho do *grid* escolhido

De acordo com O'Brien (2009) a malha do sistema *grid* em tamanhos menores permite uma apresentação mais fidedigna dos dados de elevação do terreno, de trajeto dos cursos d'água, da delimitação da área de estudo, etc. Por outro lado, quanto menor o tamanho do *grid* maior o tempo de procedimento computacional. Nesse contexto, considerando que a largura superficial máxima do canal do rio dos Cedros é de 31 m, o ideal seria trabalhar com tamanho de *grid* menor que 31 m.

Grid de 10, 15 e 20 m foram testados neste trabalho a fim de agregar resultados mais refinados. No entanto, a simulação não pode ser concluída, pois sempre estacionava em intervalos de tempos inferior à 24 horas, mesmo após 3 dias contínuos de execução do modelo. Para pelo menos simular o pico dos hidrogramas, a simulação deveria processar um intervalo de tempo igual a 48 horas, para o hidrograma de 1983, e 72 horas para os hidrogramas de 1957, 1984 e 1992.

De acordo com Karen O'Brien⁹, essa demora no procedimento computacional não é esperada. Portanto, o *grid* de 35 m foi o tamanho final escolhido para a execução do FLO-2D.

⁹ Comunicação pessoal Karen O'Brien – suporte técnico do FLO-2D

5.6. Execução do FLO-2D

A Figura 5.6 apresenta o perfil longitudinal do leito do rio dos Cedros a partir dos dados de entrada sem prévias edições.

Através da Figura 5.6 pode-se verificar a existência de trechos de subida no sentido contrário ao do escoamento (trecho XY e XZ)

- Trecho XY: subida de 0,92 m de elevação em 161,75 m de trajeto. $S_0 = 0,0057 \text{ m/m} = 5,7 \text{ m/km}$
- Trecho YZ: subida de 4,52 m de elevação em 654,25 m de trajeto. $S_0 = 0,0069 \text{ m/m} = 6,9 \text{ m/km}$

Não é esperado o incremento no dado de elevação do leito do rio no sentido montante jusante. Por esse motivo, o estudo do canal do rio dos Cedros foi simplificado aos trechos YZ.

O ponto Y situa-se a 650 metros à montante do Perfil transversal B. O ponto Z situa-se a 231,75 metros à jusante do Perfil transversal D.

O perfil transversal considerado para o percurso dos 650 m à montante do ponto Y foi o Perfil transversal A, pois este já seria o perfil interpolado da seção transversal entre os pontos X e Y, caso não houvesse a necessidade de simplificar o canal.

Vale ressaltar Perfil transversal E situa-se a jusante do ponto Z, portanto não foi necessário para a simulação.

O resultado final do canal interpolado é apresentado na Figura 5.7.

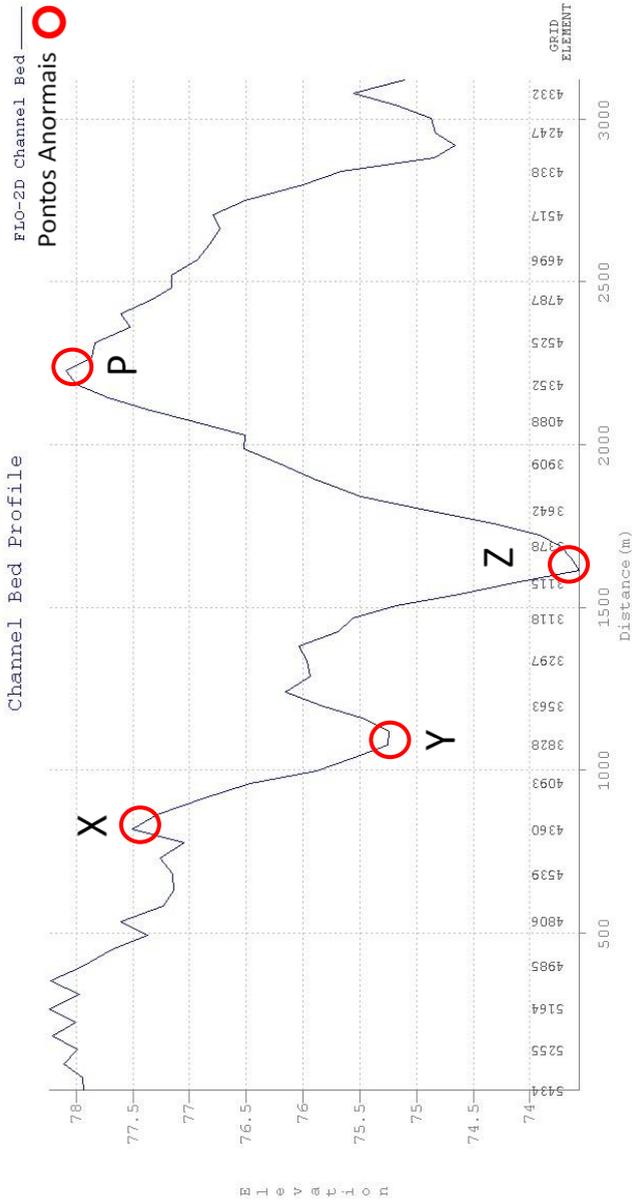


Figura 5.6: Perfil longitudinal do canal antes da simplificação

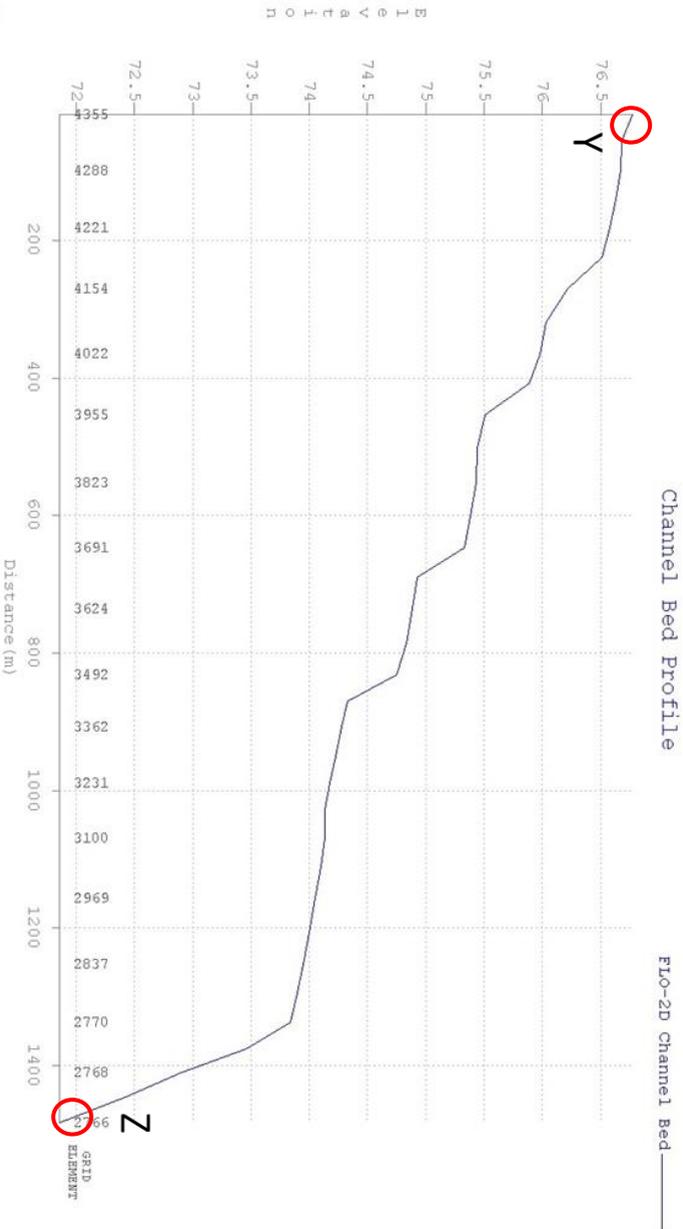


Figura 5.7: Perfil longitudinal do canal depois da simplificação

Mesmo com a simplificação do canal e utilizando o *grid* de 35 m, e com uma quantidade de 7.458 elementos *grid* (o que resulta em um processamento computacional rápido, como mostra a Tabela 4.5) o tempo de execução, ou seja, do processamento computacional do modelo, continuava fora do esperado, pois a simulação não exedia o tempo de 40 horas. Para pelo menos simular o pico dos hidrogramas, a simulação deveria processar um intervalo de tempo igual a 48 horas, para o hidrograma de 1983, e 72 horas para os hidrogramas de 1957, 1984 e 1992.

A partir desse momento, foi necessário alterar as condições de estabilidade numérica do modelo, a fim de simular o cenário de inundação.

Definiu-se o valor da variável WAVEMAX (no arquivo TOLER.DAT) como igual a -0,25. Isso desabilitou o critério de estabilidade da onda dinâmica, fez o modelo rodar mais rápido e permitiu o ajuste automático do coeficiente de rugosidade de cada *grid* em função do aumento ou diminuição do intervalo de interação determinado pelo critério de Courant, para cada *grid* do sistema. Quando o critério de estabilidade de onda dinâmica é desabilitado e o Δt excede o critério de Courant ou DEPTOL o valor de rugosidade é modificado, e Δt não é reduzido. Se o critério de onda dinâmica não tivesse sido desabilitado o Δt reduziria. Vale ressaltar que o modelo trabalha com o esquema explícito, que requer um Δt pequeno para sua estabilidade. (FLO-2D SOFTWARE, INC., 2009)

Foi definido também o valor da variável FROUDL (no arquivo CONT.DAT) igual a 0,9, como sugerido por O'Brien (2009) para situações em que se deve alterar os critérios de estabilidade numérica para promover a execução do modelo de forma mais estável possível.

Quando FROUDL computados foram $> 0,9$ o FLO-2D aumenta, automaticamente, o valor do coeficiente de rugosidade em 0,001, a fim de garantir que o escoamento seja subcrítico.

Após essas alterações foi possível obter resultados para as simulações. As Figuras 5.8, 5.9, 5.10, e 5.11 apresentam as inundações simuladas para os hidrogramas de entrada. A área inundada total do ano de 1957 foi de 64,56 ha; em 1983 foi de 73,38 ha; em 1984 foi de 64,56 ha; e em 1992 foi de 117,85 ha.

A justificativa para a igualdade da delimitação da área inundada entre os anos de 1957 e 1984 se deve ao fato da similaridade da forma de seus hidrogramas, como pode ser visto na Figura 5.3.

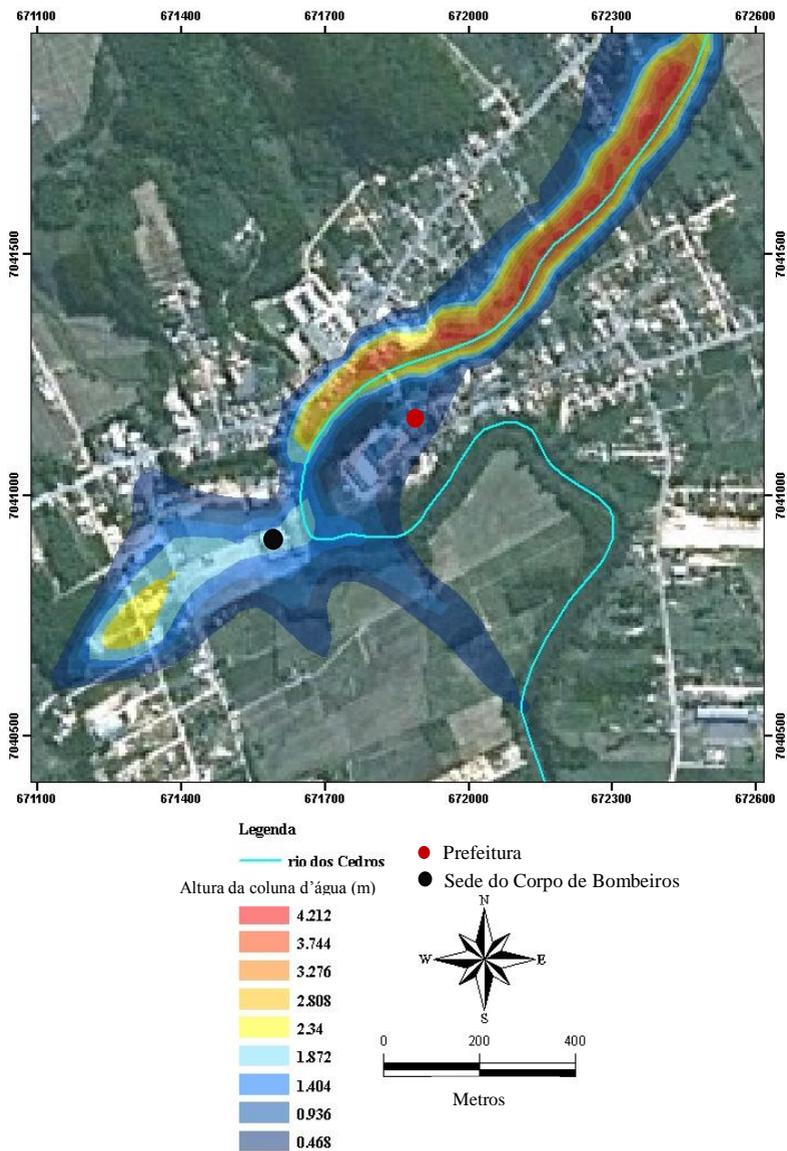


Figura 5.8: Resultado da simulação do hidrograma de 1957

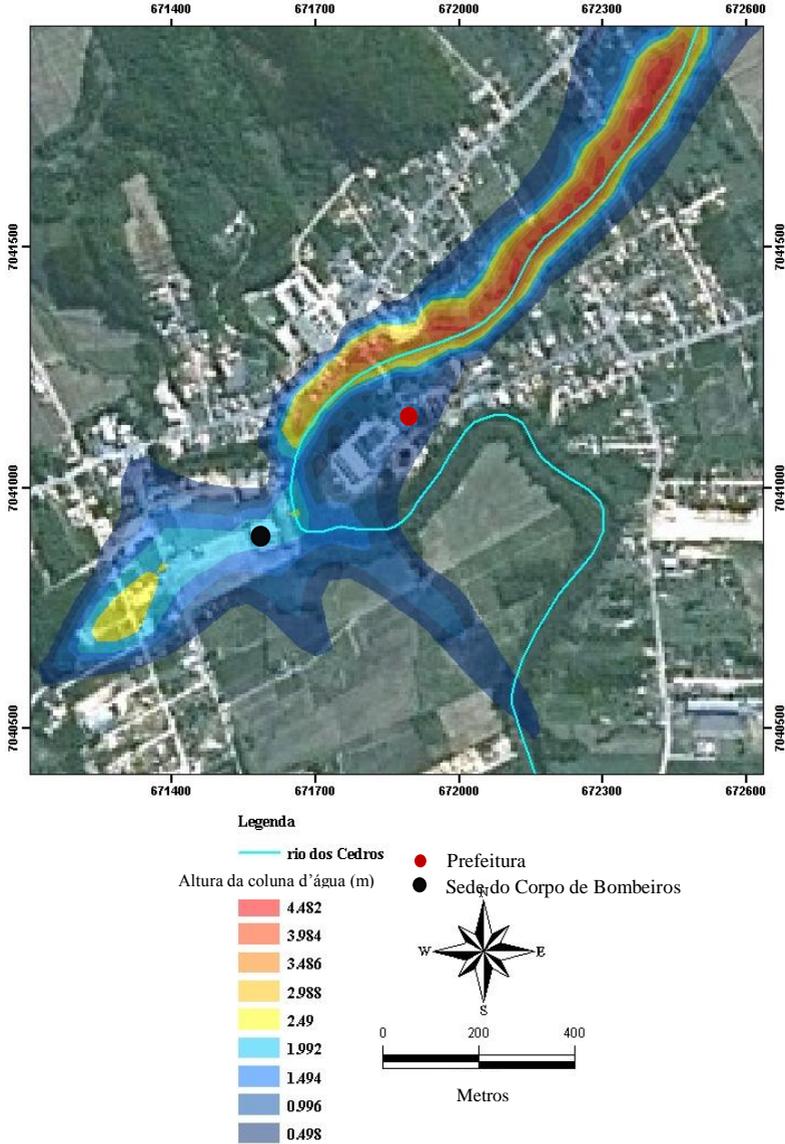


Figura 5.9: Resultado da simulação do hidrograma de 1983

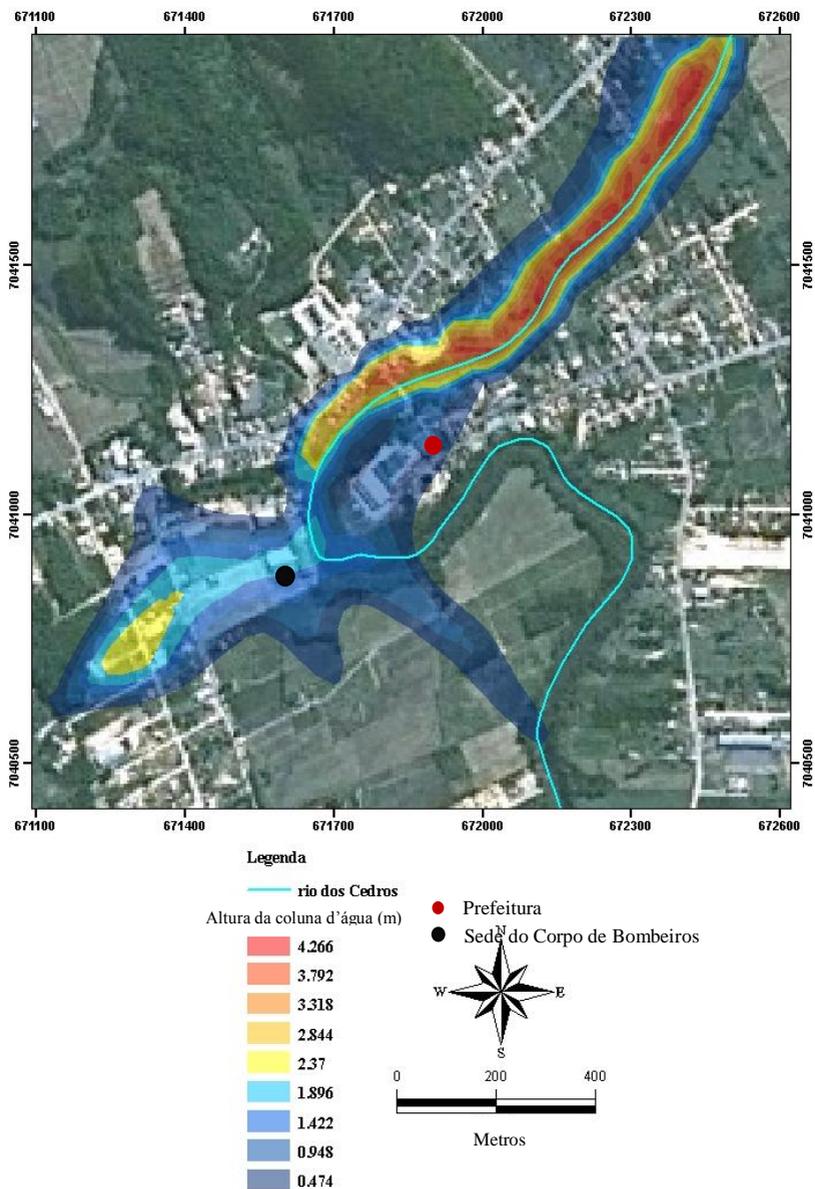


Figura 5.8: Resultado da simulação do hidrograma de 1984

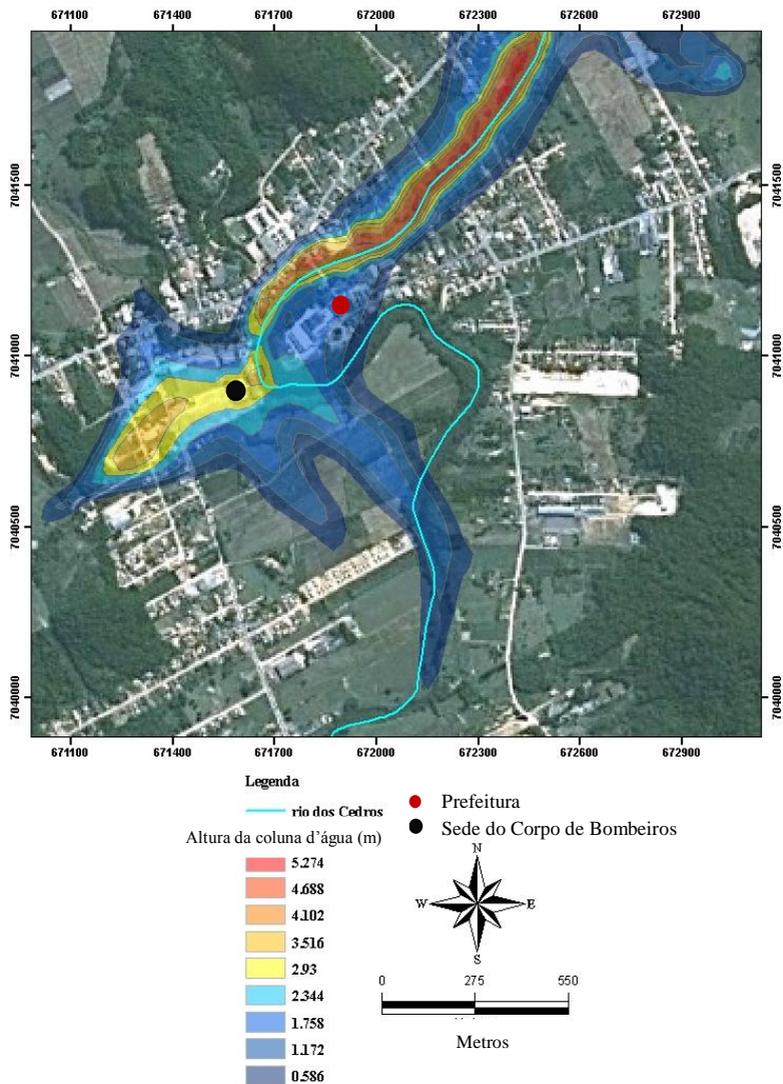


Figura 5.9: Resultado da simulação do hidrograma de 1992

Em todas as simulações, a sede da Prefeitura Municipal de Rio dos Cedros, localizada a margem esquerda do rio (apresentada pelo ponto vermelho das Figuras 5.8 a 5.11) foi inundada em uma altura de coluna d'água menor que 1 m. De acordo Figura 5.12 disponível no *website* Prefeitura Municipal de Rio dos Cedros¹⁰ é possível identificar que a Prefeitura Municipal de Rio dos Cedros foi inundada em seu entorno, mas a construção não. A foto da Figura 5.12 é datada em 29 de maio de 1992, um dia antes da vazão de pico do hidrograma da inundação de 1992.



Figura 5.12: Prefeitura de Rio dos Cedros - Inundação de 1992

Infelizmente não há nenhum registro da altura da coluna d'água para o cenário da Figura 5.12 e também não foi realizada saída de campo para verificar essa a altura da foto em virtude do tempo disponível para a elaboração do presente trabalho. Segundo as informações referentes às áreas inundáveis em Rio dos Cedros apresentadas pelo Corpo de Bombeiros do município de Rio dos

¹⁰ Prefeitura Municipal de Rio dos Cedros. Enchentes em Rio dos Cedros. Disponível em <http://www.riodoscedros.sc.gov.br/conteudo/?mode=pa&item=14666&fa=7&cd=6481&siglmun=riodoscedros>. Visitado em 13 de agosto de 2010.

Cedros¹¹ a inundação atinge preferencialmente a margem direita do rio, e a margem esquerda, onde se situa Prefeitura, não chega a ser afetada pela inundação.

O Corpo de Bombeiros também salientou a existência de dois afluentes à margem direita do rio dos Cedros. Através dos dados topográficos e dos cursos de água disponíveis na mapoteca do *website* da EPAGRI   possível localizar os dois afluentes à margem direita do rio. Um dos afluentes (26 43'55.071"S e 49 15'54.358"W) situa-se a aproximadamente 1 km à montante do Perfil transversal B. O outro afluente (26 44'28.118"S e 49 16'26.635"W) situa-se a aproximadamente 20 m   jusante do Perfil transversal D. De acordo com o Corpo de Bombeiros, durante os períodos chuvosos esses afluentes também inundam.

¹¹ Comunica o pessoal com Sargento Felipe Lucena Bitencourt do Corpo de Bombeiros do Município de Rio dos Cedros.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O presente trabalho teve o objetivo de simular o escoamento fluvial do rio dos Cedros para delimitação das áreas de inundação do município de Rio dos Cedros através do modelo FLO-2D e verificar se o resultado gerado compatível com as áreas inundáveis apresentadas pelo Corpo de Bombeiros do município de Rio dos Cedros.

Para simular o escoamento da água no canal natural e as equações de Saint-Venant. No primeiro momento, o FLO-2D trabalha em 1D ao longo de toda seção do canal. Quando a capacidade máxima da seção é abastecida por completo, o modelo inicia a análise em 2D ao longo da planície de inundação. Como resultado, ele apresenta mapas de delimitação da área inundável e as respectivas alturas da coluna d'água por uma estimativa linear, tanto do canal e quanto da planície de inundação.

Para a simulação, foi necessária a introdução dos dados topográficos, dos dados de rugosidade do canal e da planície de inundação, dos hidrogramas dos eventos de inundação dos anos de 1957, 1983, 1984 e 1992, e da valoração das variáveis que controlam a estabilidade numérica do modelo. Os dados de entrada foram obtidos através do sistema Hidroweb da ANA, da Mapoteca da EPAGRI, além da saída de campo para obtenção dos parâmetros hidráulicos geométricos como largura superficial e altura da coluna d'água (para a construção do perfil transversal do canal) e as observações de campo necessárias para o cálculo da equação (3.1)

Segundo Tayfur *et al.* (1993), citado por Franco (1997), a grande desvantagem do método das diferenças finitas (que é o método numérico do modelo FLO-2D) é quanto a discretização espacial da topografia, onde as superfícies irregulares de declividade acentuadas são pouco representativas quando se utiliza valores elevados de *grid*. Esse fato foi verificado quando se interpolou os dados de elevação no formato *.asc* para a malha de elementos *grid* de 35 m. Isso acarretou uma representação equivocada da elevação da área de estudo, caracterizando pontos de incremento da elevação ao longo do leito do canal em sentido contrário ao do escoamento do fluxo. Por esta razão, foi necessário simplificar o trecho de interesse do canal, o que limitou a análise integrada do comportamento da água no canal do rio dos Cedros para vazões de inundação.

O resultado de delimitação de área inundável gerado pelo FLO-2D apresentou uma tendência de escoamento compatível ao apresentado pelo Corpo de Bombeiros de Rio dos Cedros. No entanto não é possível

relatar a precisão do resultado devido à falta de registro para comparação.

Os mapas gerados pelas simulações de todos os hidrogramas analisados indicaram uma altura máxima da coluna d'água do canal em torno de 4,2 a 5,3 m. O que representa um aumento de 196 e 273%, respectivamente, em comparação à altura inicial de coluna d'água de 1,42 m. No ano de 1992, foi registrada uma altura máxima de coluna d'água do canal de 9,25 m, que representa 74,53% a mais que o valor de 5,3 gerado no FLO-2D para o ano de 1992. Isso permite apontar que o modelo não representou a realidade dos eventos em relação à altura da coluna d'água. A disparidade entre o resultado gerado e o dado registrado pode indicar que as vazões dos afluentes à margem direita do rio dos Cedros contribuam à vazão do rio dos Cedros, ou ainda que de acordo com a vazão do rio dos Cedros este funciona como uma barreira para o escoamento dos afluentes, levando ao transbordamento dos mesmos. Nesse sentido, recomenda-se o monitoramento contínuo dos dados de vazão desses córregos afluentes, com a intenção de aprimorar o banco de dados dos parâmetros hidráulicos necessários para futuras simulações com o FLO-2D, e permitindo também calibrações e validações do modelo para a área de estudo.

Além do monitoramento, vê-se necessário a elaboração de um novo MDT para representar mais fidedignamente a topografia, principalmente na área urbana, que é a área de interesse para os eventos de inundação. A utilização de um MDT atualizado e em uma escala maior dificulta problemas de interpolação dos dados topográficos no FLO-2D, melhorando, dessa forma, qualidade das respostas das simulações.

Em relação aos dados pluviométricos da estação ARROZEIRA, foi verificado que o IPA de 4 dias não é a razão para incremento da vazão registrada na mesma estação ARROZEIRA. Isso permite apontar o aumento da vazão acontece, principalmente, em decorrência dos eventos de chuva ocorridos à montante da área urbana. Essa observação vai de encontro ao esperado para um relevo encaixado como é o caso do município de Rio dos Cedros.

Recomenda-se que o cálculo do IPA seja aplicado aos dados de outras estações pluviométricas à montante do rio dos Cedros, a fim de identificar o local do município de Rio dos Cedros que mais contribui para o incremento da vazão em termos de chuvas intensas recomenda. A identificação da área que mais contribui auxilia a previsão de futuras inundações, visto que uma vez sabido o local de maior influência pode-se, então, melhorar o sistema de monitoramento contínuo. O banco de

dados gerado pelo monitoramento contribuirá para análises estatísticas e modelagens que buscam integrar os dados de chuva e vazão. Ao longo das respostas de análises realizadas pode-se propor um sistema de alerta à população e auxiliar as atividades do Corpo de Bombeiros do município.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARCEMENT, G. J.; SCHNEIDER, V. R. **Guide for selecting Manning's roughness coefficients for natural channels and flood plain.** U.S. Geological Survey water-supply paper n ° 2339. 38p. Dept. of the Interior. Washington DC. EUA. 1989

BARBOSA, F. A. R. **Medidas de Proteção e Controle de Inundações Urbanas na Bacia do Rio Mamanguape/PE.** Dissertação de Mestrado. UFP. Programa de Pós Graduação em Engenharia Urbana. João Pessoa. Paraíba. 2006.

BARBOSA, A. A.; PIOLTINE, A. **Caracterização do coeficiente de manning para a bacia do alto sapucaí.** In: 3º Simpósio Brasileiro de Engenharia Ambiental, 2004, Brasília. 3º Simpósio Brasileiro de Engenharia Ambiental, 2004. v. 01

BELOO, M. E.; O'BRIEN, J. S.; LÓPEZ, J. L.; GARCIA-MARTÍNEZ, R. **Simulation of Flooding and Debris Flows in the Cerro Grande River.** 3º International Conference on Mud and Debris Flows, Proceedings of Debris Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment. Davos. Suíça. Eds. Rickenmann & Chen. V.1. 2003

CARAMORI, V.; HOLZ, J.; PIMENTEL, I. M. C; VIDAL, D. H. F.; LOPES, G. B. J. **Laboratório de Hidráulica.** Roteiro 9, 10, 11, 12. Departamento de Engenharia Civil. Centro de Tecnologia. Universidade Federal de Alagoas. Maceió. 2008. Disponível em [http://www.pet.ufal.br/petcivil/index.php?abrirpagina=downloads/downloads/downloads5periodo.html](http://www.pet.ufal.br/petcivil/index.php?abrirpagina=downloads/downloads5periodo.html). Visitado em 20 de novembro de 2010.

CASTRO, A. L. C. **Manual de Desastres: desastres naturais.** Brasília: Ministério da Integração Nacional, 2003. 174p.

CTTEMA/SC. **Caminhos da Recuperação** – Orientações para recuperação ambiental dos municípios atingidos pelo desastre ambiental em novembro de 2008 em Santa Catarina. 2009.

CHOW, V. T. **Open Channel Hydraulics.** McGraw-Hill. Nova York. EUA. 1959.

Defesa Civil Estadual de Santa Catarina. **Enchentes 2008**. Disponível em http://www.desastre.sc.gov.br/index.php?option=com_content&view=article&id=16&Itemid=9. Visitado em 30 de setembro de 2010

FRANCO, J. L. **Aspectos Computacionais da Modelagem Bidimensional do Escoamento Superficial em Bacias Hidrográficas**. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo. São Carlos. 1997.

FRANK, B.; PINHEIRO, A. **Enchentes na Bacia do Itajaí: 20 anos de experiência**. Editora Edifurb. 2003.

FLO-2D ENGINEERING INC. **Green River FLO-2D Discharge Routing Model Flaming Gorge Dam to Colorado River Confluence**. Colorado. EUA. 1998.

FLO-2D SOFTWARE INC. **Reference Manual / GDS Manual / Data Input Manual**. Tutoriais do modelo FLO-2D. Version 2009. 2009.

GOERL, R. F., KOBİYAMA, M., CORRÊA, G. P., ROCHA, H. L.; GIGLIO, J.N. **Desastre hidrológico resultante das chuvas intensas em Rio dos Cedros – SC**. Em *Anais do XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*. Campo Grande: ABRH. 2009.

GTHIDRO **As enchentes de jul/83 e a busca de soluções**. *Trabalho em Hidrologia e Controle de Enchentes*. Depto de Eng. Civil. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. 1984.

INPE. GEODESASTRES-SUL. Centro Regional Sul de Pesquisas Espaciais (CRS). **Desastres Ocorridos na Região Sul do Brasil – Janeiro de 2010**. 2010.

KOBİYAMA, M; MENDONÇA, M.; MORENO, D. A.; MARCELINO I. P. V. O.; MARCELINO, E. V.; GONÇALVES, E. F.; BRAZ, L. L. P.; GOERL, R. F.; MOLLERI, G. S. F.; RUDORFF, F. M. **Prevenção de Desastres Naturais – Conceitos Básicos**. Curitiba. Brasil. 1. ed.. Organic Trading. 2006.

LENCASTRE, A. **Hidráulica Geral**. Edição Luso Brasileira. Coimbra. Lisboa. 1983.

LIAO, C. B.; WU, M. S.; CHEN, C. H. **Flood scenario of the dam-break simulation**. The 7th Int. Conf. on Hydrosience and Engineering (ICHE-2006), Sep 10 – Sep 13, Philadelphia, USA. 2006.

MOSLEY, M. P. **Streamflow generations in a forested watershed, New Zeland**. Water Resours: Res. Washington. EUA. v.15. p. 795-806. 1979.

QUINTELA, A. C. **Hidráulica**. Fundação Calouste Gulbenkian. Lisboa. Porugal. 1981.

RENNÓ, C. D.; SOAREA, J. V. **Modelos Hidrológicos para Gestão Ambiental**. Relatório Técnico Parcial. In. Programa de Ciência e Tecnologia para Gestão de Ecossistemas Ação “Métodos, modelos e geoinformação para gestão ambiental”. CTBrasil. INPE. Ministério da Ciência e Tecnologia. 2000

ROQUE, W. L. **Introdução ao Cálculo Numérico**. Editora Atlas S.A. São Paulo. 2000. p.17.

O'BRIEN, J. S.; JULIEN, P. Y.; FULLERTON, W. T. **Two-Dimensional Water Flood and Mudflow Simulation**. In. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 119. nº 2. 1993.

O'BRIEN, J. S.; ZHAO, B. **Real Time Rainfall-Runoff Modeling on Alluvial Fans, Floodplains and Watersheds**. ASCE World Water & Environmental Resources Congress – Arid Lands Symposium. Utah. EUA. 2004.

O'BRIEN, J. S.; FULLERTON, W. T. **Simulation of Rio Grande Floodplain Inundation Using FLO-2D**. USDA. Forest Services Proceedings RMRS-P-&. 1999.

PINTO, N. L. S; HOLTZ, A. C. T.; MARTINS, J. A. **Hidrologia de Superfície**. Centro de Estudos e Pesquisas de Hidráulica e Hidrologia. Universidade Federal do Paraná. Curitiba. 2.ed. São Paulo. 1973

PORTO, R. M. **Hidráulica Básica**. Projeto Reenge. São Carlos. Edição 4. EESC USP.1998.

SOUZA, R. M. DE. **Os Métodos dos Elementos Finitos Aplicado ao Problema de Condução de Calor**. *Apostila. Núcleo de Instrumentação e Computação Aplicada à Engenharia*. Departamento de Engenharia Civil. Centro Tecnológico. Universidade Federal do Pará. 2003

SANTOS, I.; FILL, H. D.; SUGAI, M. R. V. B.; BUBA, H.; KISHI, R. T.; MARONE, E.; LAUTERT, L. F. **Hidrometria Aplicada**. LACTEC –Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento. Curitiba. Brasil. 2001.

TETRA TECH INC. **Development of the Middle Rio Grande FLO-2D Flood Routing Model Cochiti Dam to Elephant Butte Reservoir**. Novo México. EUA. 2004.

TUCCI, C. E. M. **Modelos Hidrológicos**. Editora da UFRGS. ABRH. 1998.

VICENZI, V. **História e Imigração Italiana de Rio dos Cedros, Estado de Santa Catarina**. Fundação Casa Dr. Blumenau. Blumenau. SC. 1985.