**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
ENGENHARIA HIDRÁULICA E SANEAMENTO**

RODRIGO MARTINS DE ALMEIDA

**Estudo de Modelo Hidrodinâmico Unidimensional Aplicado a um Trecho
de Canal do Córrego do Gregório em São Carlos, SP**

VERSÃO CORRIGIDA

São Carlos – SP

2013

RODRIGO MARTINS DE ALMEIDA

**Estudo de Modelo Hidrodinâmico Unidimensional Aplicado a um Trecho
de Canal do Córrego do Gregório em São Carlos, SP**

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia
de São Carlos, da Universidade de São Paulo,
como parte dos requisitos para obtenção do título
de Mestre em Ciências: Engenharia Hidráulica e
Saneamento.

**Orientadora: Prof^a Tit^a
Luisa Fernanda Ribeiro Reis**

VERSÃO CORRIGIDA

São Carlos – SP

2013

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

A447e Almeida, Rodrigo Martins
Estudo de modelo hidrodinâmico unidimensional
aplicado a um trecho de canal do Córrego do Gregório em
São Carlos, SP / Rodrigo Martins Almeida; orientadora
Luisa Fernanda Ribeiro Reis. São Carlos, 2013.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação
e Área de Concentração em Hidráulica e Saneamento --
Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de
São Paulo, 2013.

1. Modelo hidrodinâmico unidimensional. 2.
Saint-Venant. 3. Esquema de Preissmann. 4. Datalogger.
5. Medição de nível. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Bacharel **RODRIGO MARTINS DE ALMEIDA**.

Título da dissertação: "Estudo de modelo hidrodinâmico unidimensional aplicado a um trecho de canal do Córrego do Gregório em São Carlos, SP".

Data da defesa: 09/10/2013

Comissão Julgadora:

Resultado:

Profa. Titular **Luisa Fernanda Ribeiro Reis (Orientadora)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof. Associado **Rodrigo de Melo Porto**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof. Dr. **Alexandre Kepler Soares**
(Universidade Federal de Goiás/UFG)

Aprovado

Coordenadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Hidráulica e Saneamento:

Profa. Associada **Maria Bernadete A. Varesche Silva**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Titular **Denis Vinicius Coury**

A Deus. Aos meus pais Leufa e Edison, aos meus irmãos Nelice e Ricardo, às minhas avós Marta e Nelice, aos meus avôs João Pedro (i.m.) e Laerte (i.m.), ao bisavô Renato e à bisavó Eremita.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente gostaria de agradecer a Deus por me fazer permanecer na fé e me proporcionar forças para seguir em frente sempre.

À minha Família, pelo amor, carinho e dedicação constituindo assim minha base e meu porto seguro.

À minha noiva Nayara Falanca, pelas ideias, idas a campo, revisão do texto, por todo o suporte emocional e psicológico despendido e principalmente por sua amizade, relação essa que precedeu o nosso amor e que esta perdure para sempre.

À professora Luisa Fernanda, que me ajudou desde o início e acreditou na minha capacidade de executar essa empreitada. Agradeço pela orientação e o conhecimento transmitido em várias conversas e reuniões. Na relação entre orientado e orientadora podem existir várias classificações, a nossa, eu classifico como a relação de mãe e filho, pois foram inúmeras as vezes que pedi conselhos, ouvi algumas broncas e também desabafei. Por todos esses momentos eu lhe garanto que jamais esquecerei o que a senhora fez por mim. Obrigado!

Ao professor Rodrigo de Melo Porto pelos vários momentos de discussões construtivas em diversas etapas do trabalho. Eu agradeço sua atenção e toda a contribuição fornecida.

Ao Waldomiro Antonio Filho (Miro) e ao José Roberto Maramarque (Beto) do CRHEA por todas as vezes que fomos ao Córrego do Gregório instalar e ajustar os equipamentos e, ainda, por me fazerem companhia (bons momentos). Ao Francisco Carlos Bergamin (Chico) e ao Roberto Cezar Bérqamo (Bérqamo) por todas as ferramentas emprestadas e por toda a atenção despendida. Aos técnicos do Laboratório de Mecânica da EESC/USP pela ajuda prestada com os ajustes realizados nos tubos protetores dos equipamentos. Ao professor Paulo César Lima Segantine pelo apoio e ao Paulinho por sua ajuda no levantamento topográfico da seção do canal. Ao Valdecir Aparecido de Arruda pelas inúmeras cartas topográficas que imprimimos até elegermos a melhor. Aos professores, funcionários e secretárias do SHS pelo apoio, incentivo respeito e consideração por mim. Muito Obrigado!

Ao Rodrigo Soares (Dico) por me levar diversas vezes ao campo para coletar os equipamentos e revisar o texto da dissertação e também ao Guilherme Barbosa (Piu) pela contribuição na fase final da dissertação.

Aos colegas do LabSiN (Aline, Anne, Daysy, Fred, Jaque, Leandro, Loide, Marcus, Maria, Narumi, Renata, Taís, Thiago) por todos os momentos que juntos passamos. Às novas amizades adquiridas em São Carlos pelo companheirismo e apoio no dia-a-dia longe de casa e da família sendo, muitas vezes, minha família nesta cidade. Aos velhos amigos de Campo Grande (MS) Matheus, Roger e Osvaldo. Em especial à Taís, Leandro, Renata e Aline, meus sinceros agradecimentos por me levarem muitas vezes ao canal para coletar os equipamentos.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pela bolsa de estudos concedida.

“A minha mãe sempre me pediu para eu ser “mais” do que ela é. Isso é impossível, mas continuarei tentando, pois quem sabe, um dia, eu consiga igualar ao seu ser.” (Rodrigo Martins de Almeida)

RESUMO

ALMEIDA, R. M. **Estudo de modelo hidrodinâmico unidimensional aplicado a um trecho de canal do Córrego do Gregório em São Carlos, SP.** 2013. 210 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

O presente trabalho reporta o esforço empenhado para relacionar nível d'água e vazão, fazendo uso exclusivamente de medições de nível, em campo, durante a passagem de ondas de cheia através de um trecho de canal prismático situado no perímetro urbano da cidade de São Carlos, SP denominado Córrego do Gregório. Montagens para coleta de dados em campo foram testadas e foi utilizada a modelagem hidrodinâmica 1-D para a resolução das equações de *Saint-Venant*, através do método implícito de quatro pontos de *Preissmann*. Apesar do potencial do método, já apontado por alguns autores, o presente trabalho reporta dificuldades na realização de medições e também problemas na modelagem de trecho de canal com características muito particulares. Várias análises foram realizadas tais como a verificação do número de passos de tempo necessário para minimização dos efeitos da condição inicial imposta (IQ1), a verificação da celeridade de uma onda de cheia analisando os picos dos eventos e assim determinar o coeficiente de cisalhamento de *Manning* proposto por Aricò, Nasello e Tucciarelli (2009) e o método implícito na resolução das equações de SV proposto por Jin, Coran e Cook (2004), que funciona como um filtro baseado no número de *Froude* (condição do tipo de escoamento) também foi testado. Durante o evento do dia 23/03/2013 foi estimado as velocidades em campo. Para cada um dos 12 eventos registrados foi realizado uma simulação utilizando o modelo hidrodinâmico e o melhor resultado foi utilizado em uma segunda simulação para comparar as lâminas d'água observadas e calculadas. Ao analisar o quanto os valores de erros máximos absolutos (ERMAX1 e ERMAX2) representam em relação ao máximo registro obtido no evento, em porcentagem, têm-se eventos com 3,6% até valores absurdos de 27,1%. Assim, trata-se de um trabalho teórico-experimental que oferece subsídios importantes para futuros trabalhos nessa direção.

Palavras chave: Modelo hidrodinâmico unidimensional. Saint-Venant. Esquema de Preissmann. Datalogger. Medição de nível.

ABSTRACT

ALMEIDA, R. M. **One-dimensional study of hydrodynamic model applied to a channel stretch of stream of Gregório in São Carlos, SP** 2013. 210 p. Master thesis – School of Engineer of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2013.

This work reports the committed effort to relate water level and flow, using exclusively field measurements of level, during the passage of flood waves through a prismatic channel stretch located on the surroundings of São Carlos - SP called stream of Gregório. Assembles for data gathering in the field were tested and it was used 1-D hydrodynamic modeling for solving equations of *Saint-Venant*, through the four points *Preissmann* implicit method. Despite the potential of this method, as pointed out by some authors, this study reports difficulties in performing measurements and to model a channel stretch with very particular characteristics. Several analyzes were performed such as checking the number of time steps needed for minimizing the effects of the initial condition imposed (IQ1), verifying the celerity of a full wave analyzing the peaks of events and so to be able to determine the *Manning* friction coefficient proposed by Arico et al. (2009) and the implicit method to solve the S-V equations proposed by Jin, Coran e Cook (2004), which acts as a filter based on the *Froude* number (condition-type flow), was also tested. During the event of the day 23/03/2013 was estimated speeds in the field. For each of the 12 recorded events a simulation was made using a hydrodynamic model and the best result was used in a simulation to compare the second water depths observed and calculated. By analyzing how the values of maximum absolute errors (ERMAX1 and ERMAX2) account for the highest recording obtained at the event, in percentage, have been events with 3.6% until absurd values from 27.1%. So, it is a theoretical-experimental that offers important information for future work in this direction.

Keywords: One-dimensional hydrodynamic model. Saint-Venant. Scheme Preissmann. Datalogger. Level measurement.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Molinete hidrométrico (MALDONADO, 2009).....	38
Figura 2 – Ilustrações demonstrativas das duas configurações mais típicas de medidores acústicos de velocidade de escoamento para canais abertos (lateral, superior; fundeado, inferior). Os feixes inclinados (responsáveis pela medição da velocidade) e o vertical (VELASCO & COOK, 2011).....	39
Figura 3 – Esquema de transmissão e recepção de ondas acústicas pelo <i>ADCP</i> (Modificado de SIMPSON, 2001).	40
Figura 4 – Características hidráulicas do canal	47
Figura 5 – Significado de cada termo da equação	49
Figura 6 – Esquema de cálculo dos métodos explícitos e implícitos (SILVA & BUIOCHI, 2011).....	53
Figura 7 – Esquema dos quatro pontos (Neves et al., 2001).	55
Figura 8 – Localização dos 3 pontos de monitoramento de nível no trecho de estudo.	62
Figura 9 – Equipamentos utilizados para as medições de nível. Fonte: <i>SOLINST</i> (2013).	63
Figura 10 – Reservatório de acrílico com os 3 <i>Levelloggers</i>	65
Figura 11 – Pressão atmosférica em kPa, medida com os <i>Barologgers</i> B1, B2, B3.....	65
Figura 12 – Nível de água medida pelos <i>Levelloggers</i> L1 (linha azul), L2 (linha vermelha) e L3 (linha laranja) em comparação com a faixa de erros admissíveis (linhas verdes).	66
Figura 13 – Teste realizado na piscina da EESC/USP para averiguar o funcionamento dos equipamentos.	67
Figura 14 – <i>Levellogger</i> submerso na piscina para teste.	67
Figura 15 – Níveis registrados pelos <i>Levelloggers</i> L1 (barras vermelhas), L2 (barras azuis) e L3 (barras laranja) em comparação com as profundidades testadas (barras verdes).....	68
Figura 16 – Teste dos <i>Levelloggers</i> no Laboratório de Fenômenos dos Transportes – EESC/USP.....	69
Figura 17 – Registros dos <i>Levelloggers</i> L1 (linha azul), L2 (linha vermelha) e L3 (linha laranja) em comparação com a faixa de erro admissível (linha verde) antes da limpeza. Os valores estão normalizados pelas respectivas profundidades testadas	69
Figura 18 – Registros dos <i>Levelloggers</i> L1 (linha azul), L2 (linha vermelha) e L3 (linha laranja) em comparação com a faixa de erro admissível (linha verde) após a limpeza. Os valores estão normalizados pelas respectivas profundidades testadas.	70

Figura 19 – Registos dos <i>Levelloggers</i> L1 (linha azul), L2 (linha vermelha) e L3 (linha laranja) em comparação com a faixa de erro admissível (linha verde) sem meia de seda. Os valores estão normalizados pelas respectivas profundidades testadas.....	71
Figura 20 – Registos dos <i>Levelloggers</i> L1 (linha azul), L2 (linha vermelha) e L3 (linha laranja) em comparação com a faixa de erro admissível (linha verde) após a proteção com meia de seda. Os valores estão normalizados pelas respectivas profundidades testadas.....	71
Figura 21 – Ponto 1. Instalação da régua e do tubo para proteção dos equipamentos (margem esquerda).....	73
Figura 22 – Ponto 2. Instalação da régua e do tubo para proteção do equipamento (margem esquerda).....	73
Figura 23 – Ponto 1. Instalação dos equipamentos (margem esquerda).....	74
Figura 24 – Sistema "mosquetão", "passante" e tampa do tubo ilustrados. Ponto 2 (margem esquerda).....	74
Figura 25 – Tampa dos tubos que foram modificadas com saída de ar.....	75
Figura 26 – Ponto 1 localizado na margem esquerda do córrego.....	76
Figura 27 – Ponto 2 (a) e ponto 3 (b) localizados na margem esquerda e margem direita do córrego.....	76
Figura 28 – Reformulação da instalação do ponto 1 na margem esquerda do córrego.....	77
Figura 29 – a) Ponto 2 após alargamento dos furos no tubo de PVC; b) Ponto 3 após alargamento dos furos no tubo de PVC; c) <i>Levellogger</i> dentro do tubo, ponto 2 e d) <i>Levellogger</i> dentro do tubo, ponto 3.....	78
Figura 30 – Sujeira acumulada na canaleta (ponto 1).....	78
Figura 31 – Ponto 1 em sua nova, e última, versão.....	79
Figura 32 – Sistema gancho de varal atravessado na tampa do tubo (ponto 1).....	79
Figura 33 – Mosquetão acoplado no gancho de varal (ponto 1).....	80
Figura 34 – Mosquetão acoplado no gancho de varal (ponto 2).....	80
Figura 35 – Mosquetão acoplado no gancho de varal (ponto 3).....	81
Figura 36 – Sujeira encontrada na régua na altura de 1,42 m.....	81
Figura 37 – Limpeza do tubo e do equipamento.....	82
Figura 38 – Interface inicial do software (aba <i>Datalogger Settings</i>).....	83
Figura 39 – Passo 1: Selecionar o <i>Levellogger</i> para realizar a compensação barométrica.....	84
Figura 40 – Passo 2: Escolher ou a compensação barométrica ou ajustes manuais.....	84
Figura 41 – Passo 3: Selecionar o <i>Barologger</i> para realizar e finalizar a compensação barométrica.....	85

Figura 42 – Dados já compensados e prontos para uso.....	85
Figura 43 – a) Mato e galhos de mamoneira retirados das frestas entre as chapas de concreto; b) Mamoneira e mato ainda entre as frestas do canal e ao chão parte retirada para realizar a topografia.....	87
Figura 44 – a) Mira posicionada perto da lamina d’água;b) Mira na parte superior do “chanfro” do canal.	88
Figura 45 – Malha computacional (AKAN, 2006).....	92
Figura 46 – Esquema das seções e as declividades dos trechos 1 e 2 estudados adotados nas simulações computacionais.	99
Figura 47 – Hidrograma da onda de cheia na seção de entrada do canal, extraído de Akan (2006).	104
Figura 48 – Esquema de funcionamento dos AGs (REIS, 2009).	105
Figura 49 – Roleta	108
Figura 50 – Condição do escoamento em relação ao yc para diferentes n de <i>Manning</i> com declividade de fundo em 0,01050m/m (primeiro trecho).	115
Figura 51 – Condição do escoamento em relação ao yc para diferentes n de <i>Manning</i> com declividade de fundo em 0,00757m/m (segundo trecho).	116
Figura 52 - Curvas em laço a) H x Q e b) Q x H.....	117
Figura 53 – Evolução dos valores de aptidão ao longo das iterações.	118
Figura 54 – Dados de nível do evento chuvoso do dia 22/02/2013 para os três pontos.....	119
Figura 55 – Dados de nível do evento chuvoso do dia 27/02/2013 para os três pontos e entre as linhas tracejadas vermelhas encontram-se os dados simulados.	120
Figura 56 – Comparativo dos dados observados com os dados calculados para os três pontos do evento chuvoso ocorrido no dia 27/02/2013.	122
Figura 57 – Dados de nível do evento chuvoso do dia 28/02/2013 para os três pontos e entre as linhas tracejadas vermelhas encontram-se os dados simulados.	123
Figura 58 – Comparativo dos dados observados com os dados calculados para os três pontos do evento chuvoso ocorrido no dia 28/02/2013.	125
Figura 59 – Dados de nível do primeiro evento chuvoso do dia 09/03/2013 para os três pontos e entre as linhas tracejadas vermelhas encontram-se os dados simulados.	126
Figura 60 – Comparativo dos dados observados com os dados calculados para os três pontos do primeiro evento chuvoso ocorrido no dia 09/03/2013.....	127

Figura 61 – Dados de nível do segundo evento chuvoso do dia 09/03/2013 para os três pontos e entre as linhas tracejadas vermelhas encontram-se os dados simulados.....	128
Figura 62 – Comparativo dos dados observados com os dados calculados para os três pontos do segundo evento chuvoso ocorrido no dia 09/03/2013.....	129
Figura 63 – Dados de nível do evento chuvoso do dia 10/03/2013 para os três pontos e entre as linhas tracejadas vermelhas encontram-se os dados simulados.....	130
Figura 64 – Comparativo dos dados observados com os dados calculados para os três pontos do evento chuvoso ocorrido no dia 10/03/2013.....	131
Figura 65 – Dados de nível do evento chuvoso do dia 23/03/2013 para os três pontos e entre as linhas tracejadas vermelhas encontram-se os dados para os quais houve a análise da velocidade superficial.	132
Figura 66 – Dados de nível do evento chuvoso do dia 25/03/2013 para os três pontos e entre as linhas tracejadas vermelhas encontram-se os dados para o qual houve a análise da velocidade superficial.	134
Figura 67 – Comparativo dos dados observados com os dados calculados para os três pontos do evento chuvoso ocorrido no dia 25/03/2013.....	135
Figura 68 – Dados de nível do evento chuvoso do dia 01/04/2013 para os três pontos.	136
Figura 69 – Dados de nível para os dois eventos chuvoso do dia 02/04/2013 para os três pontos e entre as linhas tracejadas vermelhas encontram-se os dados simulados.	137
Figura 70 – Comparativo dos dados observados com os dados calculados para os três pontos do primeiro evento chuvoso ocorrido no dia 02/04/2013.	139
Figura 71 – Comparativo dos dados observados com os dados calculados para os três pontos do segundo evento chuvoso ocorrido no dia 02/04/2013.....	140
Figura 72 – Dados de nível do evento chuvoso do dia 05/04/2013 para os três pontos e entre as linhas tracejadas vermelhas encontram-se os dados simulados.....	141
Figura 73 – Comparativo dos dados observados com os dados calculados para os três pontos do evento chuvoso ocorrido no dia 05/04/2013.....	142
Figura 74 – Dados de nível do evento chuvoso do dia 27/05/2013 para os três pontos e entre as linhas tracejadas vermelhas encontram-se os dados simulados para cada chuva.	143
Figura 75 – Comparativo dos dados observados com os dados calculados para os três pontos do primeiro evento chuvoso ocorrido no dia 27/05/2013.	145
Figura 76 – Comparativo dos dados observados com os dados calculados para os três pontos do segundo evento chuvoso ocorrido no dia 27/05/2013.....	146

Figura 77 – Dados de nível do evento chuvoso do dia 28/05/2013 para os três pontos e entre as linhas tracejadas vermelhas encontram-se os dados simulados.	147
Figura 78 – Comparativo dos dados observados com os dados calculados para os três pontos do evento chuvoso ocorrido no dia 28/05/2013.	148
Figura 79 – Curva-chave obtida com 10 aleatórios para $IQ1=50$ para o evento do dia 27/02/2013.	152
Figura 80 – Curva-chave obtida com 10 aleatórios para $IQ1=60$ para o evento do dia 27/02/2013.	152
Figura 81 – Curva-chave obtida com 5 aleatórios para $IQ1=40$ para o evento do dia 10/03/2013.	154
Figura 82 – Curva-chave obtida com 5 aleatórios para $IQ1=40$ para o evento do dia 25/03/2013.	155
Figura 83 – Curva-chave obtida com 300 aleatórios para $IQ1=40$ para o evento do dia 09/03/2013 – C1.	157
Figura 84 – Curva-chave obtida com 300 aleatórios para $IQ1=40$ para o evento do dia 28/02/2013.	158
Figura 85 – Resumo das curvas-chaves para as quais foram realizadas as análises anteriores.	158
Figura 86 – Comportamento do escoamento para o caso de mudança de declividade no caso de declividades acentuadas – condição a) (modificado de Djordjević, Prodanović e Walters (2004)).	159
Figura 87 – Comportamento do escoamento para o caso de mudança de declividade no caso de declividades acentuadas condição b) (modificado de Djordjević, Prodanović e Walters (2004)).	160
Figura 88 – Análise do coeficiente de <i>Manning</i> (n) pela profundidade do escoamento média y (m) para os eventos da Tabela 27.	162
Figura 89 – Evento chuvoso do dia 27/02/2013 com o valor de $IQ1=20$	200
Figura 90 – Evento chuvoso do dia 27/02/2013 com o valor de $IQ1=30$	200
Figura 91 – Evento chuvoso do dia 27/02/2013 com o valor de $IQ1=40$	201
Figura 92 – Evento chuvoso do dia 27/02/2013 com o valor de $IQ1=50$	201
Figura 93 – Evento chuvoso do dia 27/02/2013 com o valor de $IQ1=60$	202

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores dos termos da equação dinâmica (em função da velocidade).	49
Tabela 2 – Número de série, nome e a localização dos equipamentos no canal.	64
Tabela 3 – Condições de contorno utilizadas nos testes.....	104
Tabela 4 – Lista das diferentes declividades admitidas.....	111
Tabela 5 – Função de aptidão para 5 sementes aleatórias.	118
Tabela 6 – Fatores de entrada e os resultados das simulações para o evento do dia 27/02/2013	121
Tabela 7 – Fatores de entrada e os resultados das simulações para o evento do dia 28/02/2013.	124
Tabela 8 – Fatores de entrada e os resultados das simulações para o primeiro evento do dia 09/03/2013.....	126
Tabela 9 – Fatores de entrada e os resultados das simulações para o segundo evento do dia 09/03/2013.....	128
Tabela 10 – Fatores de entrada e os resultados das simulações para o evento do dia 10/03/2013.....	131
Tabela 11 – Análise do escoamento superficial simultâneo para o ponto 1 e ponto 3.....	133
Tabela 12 – Fatores de entrada e os resultados das simulações para o evento do dia 25/03/2013.....	135
Tabela 13 – Fatores de entrada e os resultados das simulações para o primeiro evento do dia 02/04/2013.....	138
Tabela 14 – Fatores de entrada e os resultados das simulações para o segundo evento do dia 02/04/2013.....	138
Tabela 15 – Fatores de entrada e os resultados das simulações para o evento do dia 05/04/2013.....	141
Tabela 16 – Fatores de entrada e os resultados das simulações para o primeiro evento do dia 27/05/2013.....	144
Tabela 17 – Fatores de entrada e os resultados das simulações para o segundo evento do dia 27/05/2013.....	144
Tabela 18 – Fatores de entrada e os resultados das simulações para o evento do dia 28/05/2013.....	148
Tabela 19 – Resumo das melhores simulações encontradas para a maximização da função objetivo.....	149

Tabela 20 – Investigação realizada para o dia 27/02/2013 com $AL = 5$ e 10 para diferentes valores de $IQ1$.	151
Tabela 21 – Investigação realizada para o dia 10/03/2013 com diferentes valores de AL para $IQ1 = 40$.	153
Tabela 22 – Investigação realizada para o dia 25/03/2013 com diferentes valores de AL para $IQ1 = 40$.	154
Tabela 23 – Investigação realizada para o dia 25/03/2013 com diferentes valores de AL para $IQ1 = 40$ e uma nova função objetivo (FO3).	155
Tabela 24 – Investigação realizada para o dia 09/03/2013 – C1 com diferentes valores de AL para $IQ1=40$.	156
Tabela 25 – Investigação realizada para o dia 28/02/2013 com diferentes valores de AL para $IQ1 = 40$.	157
Tabela 26 – Dados iniciais para a análise da celeridade proposta por Aricò, Nasello e Tucciarelli (2009).	160
Tabela 27 – Análise da celeridade proposta por Aricò, Nasello e Tucciarelli (2009).	161

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	29
2	OBJETIVOS	33
2.1	Objetivo Geral	33
2.2	Objetivos Específicos	33
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	35
3.1	Investigação das técnicas de medição de vazão em cursos d'água urbanos.	36
3.1.1	Método dos flutuadores	36
3.1.2	Método do molinete hidrométrico	37
3.1.3	Método acústico	39
3.2	Entropia	41
3.3	Abordagens distintas na direção de se relacionar nível-descarga	43
3.4	As equações de SV e abordagens para sua resolução	45
3.4.1	Modelos hidrodinâmicos completos	46
3.4.2	Modelos hidrodinâmicos simplificados	48
3.4.3	Abordagens para resolução das equações de SV	50
3.4.3.1	O método das características	51
3.4.3.2	Os métodos de diferenças finitas	52
3.5	Regime transcrito	57
4	MATERIAIS E MÉTODOS	61
4.1	Escolha do trecho de canal a ter seus níveis monitorados	61
4.1.1	Características do trecho de canal monitorado	62
4.2	Materiais/Equipamentos utilizados para medições de nível	63
4.3	Métodos	64
4.3.1	Aquisição de dados de campo	64
4.3.1.1	Testes dos medidores de nível	64
4.3.1.2	Planejamento e teste da instalação usada para abrigar os medidores de nível em campo	72
4.3.1.3	Coleta dos dados de nível	82
4.3.1.4	Estimativas de velocidades	86
4.3.1.5	Levantamento topográfico	87
4.3.2	Trabalho numérico-computacional	88
4.3.2.1	Construção e teste da rotina computacional construída para resolução das equações de <i>Saint-Venant</i>	88
4.3.2.2	Calibração do modelo	105

4.4	Verificação do número de passos de tempo necessário para minimização dos efeitos da condição inicial imposta.....	111
4.5	Investigações realizadas para o trecho de canal estudado proposta por Aricò, Nasello e Tucciarelli (2009).....	112
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	115
5.1	Primeiros testes computacionais realizados:.....	115
5.1.1	Análise das condições de escoamento no trecho de canal estudado.....	115
5.1.1.1	Resolução das equações de <i>Saint-Venant</i>	116
5.2	Informações e simulações dos eventos reais.....	119
5.2.1	Dia 22/02/2013	119
5.2.2	Dia 27/02/2013	120
5.2.2.1	Informações do evento chuvoso	120
5.2.2.2	Resultados da calibração e simulação dos níveis	121
5.2.3	Dia 28/02/2013	123
5.2.3.1	Informações do evento chuvoso	123
5.2.3.2	Resultados da calibração e simulação dos níveis	124
5.2.4	Dia 09/03/2013	125
5.2.4.1	Informações do evento chuvoso	125
5.2.4.2	Resultados da calibração e simulação dos níveis	126
5.2.4.3	Informações do evento chuvoso	127
5.2.4.4	Resultados da calibração e simulação dos níveis	128
5.2.5	Dia 10/03/2013	129
5.2.5.1	Informações do evento chuvoso	129
5.2.5.2	Resultados da calibração e simulação dos níveis	130
5.2.6	Dia 23/03/2013	132
5.2.6.1	Informações do evento chuvoso	132
5.2.7	Dia 25/03/2013	133
5.2.7.1	Informações do evento chuvoso	133
5.2.7.2	Resultados da calibração e simulação dos níveis	134
5.2.8	Dia 01/04/2013	136
5.2.8.1	Informações do evento chuvoso	136
5.2.9	Dia 02/04/2013	136
5.2.9.1	Informações do evento chuvoso	136
5.2.9.2	Resultados da calibração e simulação dos níveis	138
5.2.10	Dia 05/04/2013	140
5.2.10.1	Informações do evento chuvoso	140

5.2.10.2 Resultados da calibração e simulação dos níveis.....	141
5.2.11 Dia 27/05/2013	142
5.2.11.1 Informações do evento chuvoso	142
5.2.11.2 Resultados da calibração e simulação dos níveis.....	144
5.2.12 Dia 28/05/2013	146
5.2.12.1 Informações do evento chuvoso	146
5.2.12.2 Resultados da calibração e simulação dos níveis.....	147
5.3 Discussão dos resultados obtidos para as simulações realizadas por evento	148
5.4 Verificação do número de passos de tempo necessário para minimização dos efeitos da condição inicial imposta	151
5.5 Investigações realizadas para o trecho de canal estudado	159
6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	163
7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	169
ANEXOS.....	Erro! Indicador não definido.
ANEXO A – DEDUÇÃO ELABORADA POR MARTINS E SOUZA (2013) PARA A PRIMEIRA EQUAÇÃO DE <i>SAINT-VENANT</i> (ADAPTADO).....	183
ANEXO B – DEDUÇÃO ELABORADA POR MARTINS E SOUZA (2013) PARA A SEGUNDA EQUAÇÃO DE <i>SAINT-VENANT</i> (ADAPTADO).....	187
APÊNDICES	Erro! Indicador não definido.
APÊNDICE A – LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO REALIZADO NO TRECHO DE CANAL ESTUDADO DO CÓRREGO DO GREGÓRIO, SP	195
APÊNDICE B – GRÁFICOS OBTIDOS DAS ANÁLISES REALIZADAS PARA VERIFICAR A SENSIBILIDADE DO PARÂMETRO IQ1 NO EVENTO CHUVOSO DO DIA 27/02/2013	199
APÊNDICE C – PROGRAMA DESENVOLVIDO EM LINGUAGEM FORTRAN	203

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

1-D. Modelo Unidimensional.

2-D. Modelo Bidimensional.

ADCP. Acoustic Doppler Current Profiler.

ADP. Acoustic Doppler Profiler.

AG. Algoritmo Genético.

AGs. Algoritmos Genéticos.

AL. Aleatório.

B₁. Barologger 1.

B₂. Barologger 2.

B₃. Barologger 3.

C – 1. Chuva 1.

C – 2. Chuva 2.

CEFER. Centro de Educação Física, Esporte e Recreação localizado na USP-Campus1.

EESC. Escola de Engenharia de São Carlos.

ERMAX1. Erro máximo absoluto para o ponto 2.

ERMAX2. Erro máximo absoluto para o ponto 3.

EUA. Estados Unidos da América

FINEP. Financiadora de Estudos e Projetos.

FO1. Função Objetivo 1.

FO2. Função Objetivo 2.

FO3. Função Objetivo 3.

HEC-1. Simulador de chuva-vazão em bacias rurais e urbanas.

HEC-RAS. Hydrologic Engineering Centers River Analysis System. Simulador de chuva-vazão em bacias rurais e urbanas.

IPH-II. Modelo hidrológico chuva-vazão, do tipo concentrado, desenvolvido no Instituto de Pesquisas Hidráulicas.

IPH-IV. Modelo hidrodinâmico unidimensional desenvolvido no Instituto de Pesquisas Hidráulicas.

IQ1. Número de dados desprezados no somatório da Função Objetivo.

IQ2. Número de dados existentes no evento.

L₁. Levellogger 1.

L₂. Levellogger 2.

L₃. Levellogger 3.

LabSin. Laboratório de Simulação Numérica.

LFT. Laboratório de Fenômenos de Transporte.

LISFLOOD. É um modelo para simulação de inundações.

MAPLU-2. Manejo de Águas Pluviais 2.

MAST 1-D. Marching in Space and Time unidimensional.

MIKE11. A modeling system for Rivers and Channels.

MDT. Modelo Digital de Terreno.

NGER. Número de Gerações.

P1cal. Nível d'água calculado para o ponto 1.

P1obs. Nível d'água observado para o ponto 1.

P2cal. Nível d'água calculado para o ponto 2.

P2obs. Nível d'água observado para o ponto 2.

P3cal. Nível d'água calculado para o ponto 3.

P3obs. Nível d'água observado para o ponto 3.

ROMAQ. Empresa localizada próxima ao primeiro ponto do estudo.

RNA. Rede Neural Artificial.

SESC. Serviço Social do Comércio. Empresa localizada próxima ao terceiro ponto.

SL. Side Looking.

SV. Equação de Saint-Venant.

SW. Side Wide.

T1. Tempo de pico para o ponto 2.

T2. Tempo de pico para o ponto 3.

TELEMEC-2D. É um modelo bidimensional que resolve as equações de Saint-Venant e tem um pacote de sub-rotinas em *Fortran*.

TOPKAPI. É um modelo hidrológico. (Topographic Kinematic Approximation and Integration).

USP. Universidade de São Paulo.

LISTA DE SÍMBOLOS

SÍMBOLO	SIGNIFICADO	UNIDADE
Δh	Variação de nível	m
Δh_i	Correção do nível	m
ΔQ_i	Correção da vazão	m ³ /s
ΔS	Variação de espaço	m
Δt	Variação de tempo	s
Δx	Incremento de espaço	m
$1/\eta$	Aptidão da maximização	Adimensional
A	Área	m ²
Al	Número de aleatórios	Adimensional
B	Largura superior do canal	m
$B1$	Equação de contorno de montante	
BN	Equação de contorno de jusante	
C	Velocidade do som no meio	m/s
C_i	Equação da continuidade	
Cns	Coeficiente de Nash-Sutcliffe	Adimensional
D	Profundidade total na vertical	m
e	Constantes características do aparelho	
$ERMAX$	Erro máximo	cm
f	Constantes características do aparelho	
$\bar{f}$	Valor médio da aptidão	Adimensional
FD	Mudança de frequência	Hz
f_{esc}	Função aptidão escalonada	
$f_{máx}$	Função maximização	
f_{min}	Função minimização	
FO	Função objetivo	
Fr	Número de Froude	Adimensional
FS	Frequência emitida pela fonte	Hz
g	Aceleração da gravidade	m/s ²
h	Profundidade da linha d'água	m
H	Cota	m
i	Índice das seções transversais (nó)	
$infi$	Valor limite inferior da variável i	
$j1$	Número de elementos da cadeia representativa da variável 1	
$j2$	Número de elementos da cadeia representativa da variável 2	
Kfc	Coeficiente do flutuador	
kn	Constante de adequação ao sistema de unidades	m ^{1/3} /s
kPa	Quilopascal	10 ³ .N/m ²
M	Parâmetro de entropia	Adimensional
Mi	Equação do momento	

mi	Número de bits j_i de representação da variável i	
$MM5$	Média móvel utilizando 5 valores	
n	Coefficiente de rugosidade de Manning	$sm^{-1/3}$
n	Instante de cálculo	s
N	Número de trechos	
nci	Precisão da variável i	
$NGER$	Número de gerações	
P	Perímetro molhado	m
$Pcal$	Profundidade calculada	m
$Pobs$	Profundidade observada	m
Q	Vazão	m^3/s
ql	Vazão de contribuição lateral	m^2/s
$Q_{mn} + 1$	Vazão de entrada a montante	m^3/s
$rB1$	Resíduo da Equação de contorno de montante	
rBN	Resíduo da Equação de contorno de jusante	
rCi	Resíduo da Equação da continuidade	
Rh	Raio hidráulico	m
rMi	Resíduo da Equação do momento	
$S0$	Declividade do fundo do rio	m/m
Sf	Declividade da linha de energia	m/m
$supi$	Valor limite superior da variável i	
t	Tempo	s
T	Geração em que ocorre o maior erro	
Tp	Tempo de pico	s
U	Velocidade média da seção	m/s
u	Velocidade na coordenada ζ	m/s
u_{flut}	Velocidade média do flutuador superficial no filão central	m/s
u_{max}	Velocidade máxima na seção	m/s
v	Velocidade no ponto da seção	m/s
V	Velocidade relativa entre fonte e observador	m/s
V	Velocidade transversal média	m/s
x	Distância longitudinal	m
y	Profundidade do fluxo	m
yc	Altura d'água crítica	m
yn	Profundidade normal	m
η	Aptidão da minimização	Adimensional
θ	Fator de ponderação	Adimensional
β	Fator de correção da quantidade de movimento	Adimensional
ξ	Lugar-geométrico dos pontos de igual velocidade	
ξ_0	Lugar-geométrico dos pontos de velocidade nula	
ξ_{max}	O lugar geométrico do ponto de velocidade máxima	
$\xi - \eta$	Sistema de coordenadas para a Entropia	

1 INTRODUÇÃO

Informações precisas sobre vazões e níveis em cursos d'água são de especial importância aos propósitos de gerenciamento de recursos hídricos no ambiente urbano: calibração e validação de modelos chuva-vazão, análise de frequência de inundações, condições de contorno de inundação e emissão de alertas hidrológicos, estudos geomorfológicos e de gestão de sedimentos fluviais. Entretanto, a medição direta e contínua de vazões é complexa e economicamente dispendiosa. Além disso, as vazões máximas geralmente são observadas durante a passagem de ondas de cheia, o que dificulta sobremaneira a realização das medições, com potencial inclusive para expor a equipe de trabalho a situações de risco, por implicar na subida rápida do nível d'água, com velocidades elevadas.

Diversos são os métodos de medição de vazões, cuja escolha geralmente está relacionada às condições do local tais como largura do curso d'água, profundidade da água, etc. Tais condições geralmente imprimem dificuldades adicionais à medição de vazões em cursos d'água urbanos. De uma forma geral, os métodos de medição de vazão podem ser subdivididos em: métodos que se baseiam em medidas de velocidades, descritos em Velasco e Cook (2011), com base nos princípios da mecânica (molinetes, flutuadores), da acústica (sonar *Doppler*), da radiofrequência (radar) ou da ótica (laser, videometria); métodos que se utilizam de relações empíricas para relacionar nível com vazão em estruturas hidráulicas como calhas e vertedores e métodos químicos. Diversas são, ainda, as maneiras como os dados de velocidade podem ser utilizados para as avaliações de vazão, dentre as quais se destaca o método da entropia, por ser menos exigente em termos da quantidade de informação necessária. Assim, utilizando o princípio da entropia, autores (CHIU, 1988 e MINEI, 1999) vêm sugerindo o uso de dados de velocidade obtidos para alguns níveis de uma única vertical do curso d'água para a determinação da vazão da seção.

Frente às dificuldades já apontadas, é usual que a vazão seja determinada de maneira indireta, utilizando dados que podem ser obtidos mais facilmente. Geralmente dados de nível d'água são utilizados para a conversão em vazões através da curva-chave, ou seja, a curva que estabelece uma relação biunívoca entre medições simultâneas e instantâneas de nível e vazão, característica de determinada seção de um curso d'água, cujos pressupostos são: a seção do curso d'água de interesse deve ser estável e de rugosidade constante; a condição de remanso é inexistente ou, pelo menos, pode ser desconsiderada; os dados são coletados para uma gama

considerável de condições que incluam secas e cheias de maneira bem distribuída; e o efeito da propagação de cheia pode ser desprezado, ou seja, a vazão seja uma função unívoca da cota, sem o efeito de histerese.

Entretanto, medições confiáveis de nível d'água estão condicionadas à existência de controles físicos (calhas, vertedouros, etc.), à manutenção e limpeza de uma seção de medição estável, à instalação de equipamentos para a medição da cota com manutenção frequente do sensor de nível, etc. Em muitas situações a realização de medições de nível é inviável (exemplo: se a margem for instável e/ou de difícil acesso).

Em razão das incertezas envolvidas na curva chave, ela deve ser periodicamente atualizada para levar em conta as alterações, principalmente de geometria e rugosidade, sofridas pela seção transversal para a qual foi construída.

Pode-se dizer que as curvas chave apresentam incertezas cujas fontes são (DI BALDASSARRE & CLAPS, 2011): erros nas medidas individuais de nível e vazão, erros induzidos pelas condições de escoamento transitório e erros induzidos pelas extrapolações da curva chave além da faixa de medida usada para a sua construção. Os erros devidos a medidas foram estudados por diversos autores como Harmel et al. (2006), que sugerem de que maneira os erros podem ser minimizados, se utilizadas técnicas de medida de vazão mais apropriadas.

Entretanto, a descarga nem sempre é uma relação simples do nível d'água somente. De acordo com Dottori, Martina e Todini (2009), a relação única entre nível e vazão só pode ser considerada válida para rios em condições de escoamento permanente ou não-permanente, caso a onda de cheia apresente comportamento marcadamente cinemático, o que geralmente ocorre em rios de declividade de fundo mais acentuadas ($> 0,001$ m/m).

Além disso, os rios no ambiente urbano geralmente são caracterizados por complexas características hidráulicas e hidrológicas. Assim, rios principais e seus afluentes frequentemente estão sujeitos a reversões de fluxo durante episódios chuvosos ou sob o efeito de maré. Nesses casos, a descarga depende também da inclinação da superfície da água, além da geometria e rugosidade da superfície do canal, bem como de outros efeitos transitórios. Tais fatores podem expressar relações na forma de loop(s) nas observações de nível-descarga, referidas como fenômeno da histerese na literatura especializada. Além das mencionadas dificuldades relativas à medição, pode existir a necessidade de extrapolação da vazão para além da faixa de medição, relativas a eventos raros nunca observados (FRANCHINI, GALEATI & BERRA, 1998). A incerteza induzida pela extrapolação da curva chave para além da faixa de medição pode resultar na ampliação das incertezas mencionadas anteriormente. Dada a falta de medições durante condições de fluxo elevado, medidas

indiretas de descarga extrapoladas podem ser afetadas por erros relevantes. Alguns autores advertem para não extrapolar curvas chave para além de um determinado intervalo (KUCZERA 1996; CLARKE 1999).

Para contornar as mencionadas dificuldades, duas abordagens distintas para a modelagem das relações nível-descarga têm sido alvos de investigação da literatura especializada, que tem como elemento comum o uso de medidas simultâneas de nível em seções adjacentes. Uma abordagem é dirigida por dados, com base em técnicas de regressão. Vários autores (KIM & BARROS, 2001; MÜLLER & FILL, 2003; HABIB E MESELHE, 2006) vêm propondo o uso de RNAs (redes neurais artificiais). A outra abordagem é baseada na resolução numérica das equações que incorporam as leis físicas de balanço de massa e quantidade de movimento, que regem o escoamento dinâmico e não uniforme de fluidos, conhecidas como equações de *Saint-Venant* (SV). Nesse sentido, a literatura especializada demonstra o esforço de alguns pesquisadores (JONES, 1916; FREAD, 1975; FENTON E KELLER, 2001; PETERSEN-OVERLEIR, 2006) para expressar matematicamente a curva em laço que caracteriza o fenômeno da histerese, segundo o qual a mesma vazão pode acontecer para níveis d'água distintos e a vazão máxima pode não corresponder ao nível d'água máximo.

As equações de SV foram usadas como ferramentas do presente trabalho, que dependente da reprodução de observações, a partir de informações sobre as condições de contorno e geometria do canal. Assim, a proposta contemplou também a aquisição de dados de nível em campo para a determinação de parâmetros úteis ao emprego das equações de SV. O trabalho foi desenvolvido no âmbito do projeto da Financiadora de Estudos e Projetos (FINEP), intitulado Manejo de Águas Pluviais 2 (MAPLU-2), e aplicado a um trecho do Córrego do Gregório, responsável pela drenagem da área urbana da cidade de São Carlos, SP, que apresenta frequentes problemas associados à ocorrência de enchentes. A ideia é aliar as vantagens do uso do método hidrodinâmico 1-D em produzir resultados para, a partir destes, relacionar vazões e níveis, com base em observações de nível somente.

O texto foi organizado em capítulos, de maneira a apresentar as abordagens empregadas para a modelagem das relações nível-descarga, as equações de SV e os esquemas utilizados para a sua resolução no capítulo 0, os materiais e métodos empregados no desenvolvimento do presente trabalho, no capítulo 0, os resultados obtidos e as discussões no capítulo 5 e finalmente as conclusões obtidas e recomendações no capítulo 6.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

O presente trabalho teve como objetivo o estudo de um modelo hidrodinâmico unidimensional bem como a sua aplicação a um trecho de canal do Córrego do Gregório em São Carlos, SP.

2.2 Objetivos Específicos

Definem-se como objetivos específicos do trabalho:

- Testar e eleger a sistemática de instalação para abrigar os medidores de nível em campo e monitorar os níveis d'água, durante eventos chuvosos, para um trecho de rio do perímetro urbano da cidade de São Carlos, SP; e
- Construir, testar e validar programa computacional que implemente o modelo hidrodinâmico 1-D de escoamento em canais capaz de reproduzir o comportamento hidráulico durante a passagem de ondas de cheia, utilizando somente dados de nível d'água, com o propósito de estimar as vazões correspondentes.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A primeira vertente de investigação desse trabalho foi em relação aos processos de medição de vazão, os quais podem ser subdivididos em três grupos: a utilização de estruturas hidráulicas, os métodos baseados na diluição e os baseados na medição da velocidade do escoamento.

As estruturas hidráulicas (vertedores e calhas) são dispositivos que, colocados no escoamento, possibilitam conhecer a vazão com base na sua relação direta com a leitura do nível d'água sobre a estrutura e a fórmula empírica a ela associada.

Traçadores químicos ou radiativos também podem ser utilizados para medir a vazão em casos de escoamentos turbulentos. A substância traçadora de concentração conhecida é injetada na corrente e, em outro ponto, a jusante, mede-se a concentração dessa substância. Conhecendo-se a vazão ou volume de traçador injetado, obtém-se a vazão do curso d'água através de balanço de massa.

Usualmente, medidas de vazão são realizadas através da medição de velocidades em vários pontos de diversas verticais da seção transversal do canal ou curso d'água, com molinetes hidráulicos (dispositivos dotados de hélices ou palhetas que permitem a conversão do número de rotações em velocidade).

Além desses três grupos Minei (1999) propôs a utilização do método da entropia para avaliação de vazão a partir de medição de velocidades em uma única vertical em rios e canais abertos a partir do modelo probabilístico proposto por Chiu entre 1987 e 1995. De acordo com este novo método, a vazão em uma seção do curso d'água pode ser determinada a partir de três medidas de velocidade em uma única vertical.

Uma alternativa mais recente e promissora às medições de vazões através de velocidades (*Acoustic Doppler Current Profiler - ADCP*) está ganhando cada vez mais espaço nos estudos com o intuito de relacionar nível-descarga. Entretanto, seu custo elevado inviabilidade de realizar medições durante a passagem da onda de cheia (altas velocidades) associado às ações de vandalismo que ameaçam as iniciativas de monitoramento de vazão internamente ao perímetro urbano, faz com que alternativas de baixo custo continuem a ser investigadas.

Dessa forma, realizou-se uma revisão da literatura focada nos tópicos de interesse para o desenvolvimento do presente trabalho. Assim, procurou-se identificar os trabalhos mais promissores na direção de se estabelecerem relações níveis-descargas aplicados às condições impostas pelos rios que cortam áreas urbanas. Identificada a vertente mais promissora, foram

consultadas diversas fontes para dar tratamento ao problema de expressar e resolver as equações de escoamento conhecidas como equações de *Saint-Venant*. Em seguida, revisou-se alguns trabalhos da literatura relacionados à resolução do problema do escoamento transcrítico que podem ocorrer em algumas situações particulares.

3.1 Investigação das técnicas de medição de vazão em cursos d'água urbanos.

A investigação das técnicas de medição de vazão em cursos d'água urbanos se fez importante para esse trabalho, pois o conhecimento das vantagens e desvantagens dos principais métodos nortearam a próxima fase do trabalho.

Diversos são os métodos de medição de vazões, cuja escolha geralmente está relacionada às condições do local tais como largura do curso d'água, profundidade da água, velocidade do fluxo e etc. Os métodos de medição de vazão podem ser subdivididos em métodos que se baseiam em medidas de velocidades, acústica, radiofrequência ou ótica, métodos que se utilizam de relações empíricas para relacionar nível com vazão em estruturas hidráulicas como calhas e vertedores, e métodos químicos. Porém os métodos que serão discutidos com maiores detalhes são três: o método do flutuador, molinete hidrométrico e acústico.

3.1.1 Método dos flutuadores

O método dos flutuadores consiste em determinar a velocidade de deslocamento de um objeto flutuante, medindo o tempo necessário para que o mesmo se desloque num trecho de rio de comprimento conhecido. Este método remonta a Leonardo da Vinci (1452-1519) que o usou pela primeira vez para medir a velocidade de rios e canais (SANTOS et al., 2001).

O flutuador é utilizado na ausência de equipamentos de medição de vazão mais preciso ou quando a vazão do rio é muito alta, o que pode colocar em risco a vida dos hidrometristas (SANTOS et al., 2001). São divididos em: simples ou superficiais, duplos ou sub-superficiais, bastões flutuantes ou flutuadores lastrados (AZEVEDO NETTO & VILLELA, 1970). Santos et al. (2001) ainda complementam que os objetos flutuantes podem ser: de superfície, sub-superficial, com haste ou com tubos e com garrafas ou outros objetos flutuantes.

Para estimar a vazão com flutuadores, é necessária a existência de um trecho retilíneo do curso d'água de seção regular. Além disso, são utilizados vários flutuadores, distribuídos pela seção transversal, sendo que a vazão é o resultado do somatório do produto

das velocidades de cada flutuador pela área transversal correspondente (AZEVEDO NETTO & VILLELA, 1970).

O método do flutuador é de baixo custo para estimativa de vazão, que consiste em determinar a velocidade de deslocamento de um objeto flutuante, medindo o tempo necessário para que o flutuador se desloque em um trecho de rio, de comprimento conhecido. O cálculo da vazão Q (m^3/s) de uma seção transversal, para uma dada cota H (m), é explicitado na Equação 3.1.

$$Q = U \cdot A \quad 3.1$$

A área molhada A da seção é definida facilmente por batimetria e levantamento topográfico em função da cota H (Equação 3.2).

$$A = f(H) \quad 3.2$$

Admitindo-se que a velocidade média da seção U (m/s) possa ser relacionada linearmente à velocidade média de flutuadores superficiais, temos a Equação 3.3.

$$U = K_{fc} \cdot u_{flut} \quad 3.3$$

sendo K_{fc} o coeficiente (adimensional) e u_{flut} a velocidade média do flutuador superficial no filão central (m/s).

3.1.2 Método do molinete hidrométrico

Para medir velocidades, o equipamento é dotado de um hélice e um conta-giros. Para cada revolução do hélice do molinete, um impulso é transmitido, acionando o contador de impulsos (eletromecânico ou eletrônico), acoplado a um cronômetro de contagem regressiva. Após um tempo pré-determinado, o cronômetro regressivo atinge o zero e o contador para, indicando o número de rotações do molinete no período. Estas rotações estão relacionadas de acordo com uma curva de calibração, expressa geralmente pela Equação 3.4:

$$V = e \cdot N + f \quad 3.4$$

sendo v (m/s) a velocidade no ponto da seção, e e f constantes características do aparelho e N o número de rotações (SANTOS et al., 2001).

Além da determinação das velocidades para estimar a vazão, determina-se a largura do rio e as profundidades ao longo da seção, chamadas de verticais, para o cálculo da área da seção. Existem ainda expressões e parâmetros práticos para a determinação da velocidade média em uma vertical e as distâncias mínimas entre as verticais, (SANTOS et al., 2001).

Para a determinação da vazão os métodos da seção média e da meia seção são amplamente utilizados. Paiva e Paiva (2003) apresentam os passos para o cálculo da vazão utilizando esses métodos.

O método da seção média utiliza a média das velocidades entre 2 verticais adjacentes e a área resultante da multiplicação da largura entre as 2 verticais com a média das profundidades das mesmas verticais. O método da meia seção utiliza a velocidade medida na vertical e a área resultante da multiplicação da profundidade da vertical com a média das larguras entre as verticais adjacentes. Multiplicando a velocidade média pela área correspondente a cada subtrecho, determina-se a vazão parcial. Finalmente, somando as vazões parciais, determina-se a vazão total.

Assim, relacionando as rotações do hélice do molinete (Figura 1) com velocidades pontuais e aplicando o método da seção média ou meia seção, obtém-se a vazão do escoamento.

Figura 1 – Molinete hidrométrico (MALDONADO, 2009).

O molinete mede a velocidade pontual do escoamento por apresentar uma relação linear, determinada em laboratório, entre o número de rotações em um determinado intervalo de tempo e a velocidade naquela posição. É o método mais tradicionalmente utilizado em todo o mundo, sendo feito de quatro maneiras principais: de barco, com ancoragem feita com cabo de aço graduado, de barco, sem cabo de aço, de ponte ou em locais com geometria favorável e a vau, com haste hidrométrica.

Os dados de vazão podem ainda ser medidos nas várias verticais em que a seção do curso d'água foi subdividida, de uma margem a outra. Mas a técnica das verticais fixas pode também ser adotada, segundo a qual medidas de velocidade são realizadas nas mesmas verticais em idas e vindas sucessivas de uma margem para a outra da seção do rio.

3.1.3 Método acústico

O método acústico originou-se da necessidade de medições de velocidades em correntes marítimas, onde não existiam equipamentos capazes de determinar as direções das velocidades. Com o método acústico, é possível medir velocidades a grandes profundidades, sendo uma grande vantagem comparada aos molinetes hidrométricos (medição convencional).

A medição acústica de vazões originou-se das técnicas utilizadas em oceanografia, em que a medição de velocidades e direção das correntes com molinetes apresenta dificuldades consideráveis, notadamente em grandes profundidades (SANTOS et al., 2001).

O método acústico baseia-se no efeito *Doppler*, descoberto por Christian Johann Doppler (1842), para o cálculo da velocidade do escoamento. Este tipo de equipamento, relativamente novo no mercado, é um método intrusivo, por necessitar que os sensores sejam mergulhados cerca de 30 cm abaixo da superfície d'água. Isto pode ser um sério problema no caso de medição de vazões em escoamentos em áreas urbanas devido aos já citados fatores das altas velocidades e existência de lixo no escoamento.

O *ADCP* emite ondas acústicas de alta frequência, sob o nível d'água, na direção do leito do escoamento. As ondas acústicas, em contato com partículas em suspensão na massa líquida e com a superfície sólida do fundo do escoamento, sofrem reflexões e os ecos das ondas acústicas são interpretados pelo *ADCP* (Figura 2).

Figura 2 – Ilustrações demonstrativas das duas configurações mais típicas de medidores acústicos de velocidade de escoamento para canais abertos (lateral, superior; fundeado, inferior). Os feixes inclinados (responsáveis pela medição da velocidade) e o vertical (VELASCO & COOK, 2011).

O princípio *Doppler* relaciona a mudança de frequência de uma fonte com a velocidade relativa de uma fonte e o observador (Equação 3.5).

$$F_D = F_S \left(\frac{V}{C} \right) \quad 3.5$$

sendo, F_S (Hz) a frequência emitida pela fonte, F_D (Hz) a mudança de frequência, V (m/s) a velocidade relativa entre fonte e observador e C é a velocidade do som no meio (m/s).

O método acústico pode medir três componentes de velocidade de um escoamento. Para isto, o *ADCP* utiliza dois pares de transdutores: por exemplo, um alinhado na direção leste-oeste e outro alinhado na direção norte-sul. Com a utilização de quatros transdutores é possível identificar erros de equipamento, processamento e não homogeneidade do escoamento (SANTOS et al., 2001).

O eco das partículas é interpretado em forma de frequência (counts ou decibéis). Conhecendo-se a frequência emitida, calcula-se a mudança da frequência e, a partir do efeito *Doppler*, a velocidade do escoamento. Como o efeito *Doppler* ocorre na transmissão e na recepção do transdutor (*ADCP*), a Equação 3.5 é multiplicada por 2 (Figura 3).

Figura 3 – Esquema de transmissão e recepção de ondas acústicas pelo *ADCP* (Modificado de SIMPSON, 2001).

Os equipamentos acústicos emitem ondas sonoras com frequência pré-estabelecida: de 300 a 5000 kHz. Quanto maior a frequência do equipamento, maior a capacidade de medir velocidades em pequenas profundidades.

As vantagens da tecnologia *ADCP* são a rapidez e precisão da medição de vazão. Para uma vertical, o equipamento é capaz de medir velocidades a cada 10 centímetros, por exemplo, em um curto período de tempo, quando comparado ao molinete hidrométrico.

Além do *ADCP*, outros equipamentos acústicos são utilizados para a medição de vazão: *ADP* (*Acoustic Doppler Profiler*), *SL* (*Side Looking*), *SW* (*Side Wide*). Os *SLs* e *SWs*

são equipamentos estáticos, que são fixados nas estações fluviométricas, para a determinação de velocidades e vazão continuamente. Neste caso, não existem possíveis erros relacionados à velocidade do barco, porém como são estáticos, medem velocidades em somente uma faixa da seção transversal ao escoamento, sendo necessário calcular correlações entre as velocidades medidas pelo equipamento e as velocidades médias do escoamento (GAMARO, 2008).

3.2 Entropia

A ciência da transformação energética, do fluxo energético e da conversão de energia em trabalho foi denominada “termodinâmica”, termo oriundo de palavras gregas que significam “calor” e “movimento”, por ter se desenvolvido numa época em que as máquinas a vapor eram o método básico de conversão de energia em trabalho.

A Primeira Lei da Termodinâmica ou Lei da Conservação da Energia é a regra mais básica de todas e diz que a quantidade total de energia no Universo é constante. A Segunda Lei da Termodinâmica consiste na descrição da mudança espontânea da distribuição de energia, da forma desigual para a equilibrada. A palavra é mais comumente associada com a segunda lei da termodinâmica que afirma que “a entropia ou a quantidade de desordem em qualquer sistema termodinâmico fechado conservador tende a ser máxima.”

Clausius (1850) e Boltzmann (1870) introduziram a palavra "entropia" como um conceito científico em termodinâmica. Ambos analisaram os estados macro e microscópicos de sistemas termodinâmicos, a fim de compreender os comportamentos e deduzir as propriedades de tais sistemas. Foi Shannon (1948) quem inicialmente usou entropia como uma medida de incerteza relacionada com termodinâmica. Isso levou ao princípio da Máxima Entropia de Jaynes (1957) que abriu uma ampla gama de novas aplicações em todas as áreas da ciência, incluindo problemas de distribuição de água.

Diversas são ainda as maneiras como os dados de velocidade podem ser utilizados para as avaliações de vazão, dentre as quais se destaca o método da entropia pelo fato de ser menos exigente em termos da quantidade de informação necessária, mas que ainda requer estudos comparativos embasados em medições de campo. Minei (1999) demonstrou a suficiência de dados de velocidade de três níveis para uma única vertical para a determinação da vazão da seção.

No trabalho de Chiu (1989) a equação ganha sua forma definitiva, adotada por Chiu nos trabalhos posteriores, pela junção do sistema de coordenadas $\xi - \eta$ desenvolvido por

Chiu e Lin (1983) e Chiu e Chiou (1986) ao modelo probabilístico, de forma que a equação passou a modelar uma variação espacial de velocidades.

O modelo probabilístico de Chiu para a distribuição de velocidades é expresso pela Equação 3.6:

$$u = \frac{u_{max}}{M} \ln \left[1 + (e^M - 1) \frac{\xi - \xi_0}{\xi_{max} - \xi_0} \right] \quad 3.6$$

sendo u (m/s) a velocidade na coordenada ξ , u_{max} (m/s) a velocidade máxima na seção, associada ao ponto de coordenada ξ_{max} , ξ o lugar-geométrico dos pontos de igual velocidade $u = u(\xi)$, ξ_0 o lugar-geométrico dos pontos de velocidade nula, ξ_{max} o lugar geométrico do ponto de velocidade máxima e M o parâmetro de entropia, adimensional.

Aplicada à vertical onde se localiza a velocidade máxima da seção, a Equação 3.6 pode ser escrita como (CHIU, 1988):

$$u = \frac{u_{max}}{M} \ln \left[1 + (e^M - 1) \frac{y}{D - h} \exp \left(1 - \frac{y}{D - h} \right) \right] \quad 3.7$$

sendo D (m) a profundidade total na vertical, h (m) a distância da superfície d'água ao ponto de máxima velocidade e y a profundidade vertical, medida a partir do fundo do canal.

Para dois pontos de medição, onde um deles é o ponto de velocidade máxima, a única incógnita da expressão é o parâmetro adimensional M que pode ser calculado por processo iterativo, sem maiores dificuldades. Reconhecendo a dificuldade de determinação da seção de máxima velocidade, Minei (1999) relatou uma tentativa de se utilizar o modelo de Chiu inicialmente com dois pontos quaisquer da vertical de máxima profundidade, que se mostrou infrutífera. O autor sugeriu então o uso de três pontos quaisquer da vertical de medição. O processo desenvolvido é detalhado em seguida.

Para dois pontos quaisquer, medidos na vertical que contém a velocidade máxima (podem ser os pontos a 0,2 e 0,8 da profundidade, já estabelecidos na hidrometria tradicional), a Equação 3.7 pode ser escrita como um sistema com duas equações e três incógnitas: u_{max} , M e h . Isolando-se em ambas, no primeiro membro, a razão $\frac{M}{u_{max}}$ e igualando-as, obtém-se:

$$u = \frac{u_{max}}{M} \ln \left[1 + (e^M - 1) \frac{y}{D - h} \exp \left(1 - \frac{y}{D - h} \right) \right]$$

$$\begin{aligned}
u_1 &= \frac{u_{max}}{M} \ln \left[1 + (e^M - 1) \frac{y_1}{D-h} \exp \left(1 - \frac{y_1}{D-h} \right) \right] \\
u_2 &= \frac{u_{max}}{M} \ln \left[1 + (e^M - 1) \frac{y_2}{D-h} \exp \left(1 - \frac{y_2}{D-h} \right) \right] \\
\left[1 + (e^M - 1) \frac{y_1}{D-h} \exp \left(1 - \frac{y_1}{D-h} \right) \right]^{\frac{1}{u_1}} &= \left[1 + (e^M - 1) \frac{y_2}{D-h} \exp \left(1 - \frac{y_2}{D-h} \right) \right]^{\frac{1}{u_2}} \quad 3.8
\end{aligned}$$

Assim, três conjuntos de dados de velocidade e profundidade a partir da superfície livre são aplicados à expressão 3.8 para produzir um sistema de três equações e 2 incógnitas (u_{max} e M), pode ser resolvido através do método da bissecção.

3.3 Abordagens distintas na direção de se relacionar nível-descarga

Para contornar as dificuldades mencionadas, duas abordagens distintas para a modelagem das relações nível-descarga têm sido alvos de investigação da literatura especializada, que tem como elemento comum o uso de medidas simultâneas de nível em seções adjacentes. Uma abordagem é a dirigida por dados, com base em técnicas de regressão. Vários autores (KIM & BARROS, 2001; MÜLLER & FILL, 2003; HABIB E MESELHE, 2006) vêm propondo o uso de RNAs (redes neurais artificiais). A outra abordagem é baseada na resolução numérica das equações que incorporam as leis físicas de balanço de massa e quantidade de movimento, que regem o escoamento dinâmico e não uniforme de fluidos, conhecidas como equações de SV (*Saint-Venant*).

No trabalho de Müller e Fill (2003) é estudada a aplicação de redes neurais em problemas de propagação de vazões, utilizando o trecho do rio Iguaçu/PR entre Fluviópolis e União da Vitória.

No trabalho de Kim e Barros (2001), utilizou-se modelos chuva-vazão para estimar vazões nos rios da Pensilvânia nos Estados Unidos da América (EUA). Os dados dos eventos meteorológicos foram trabalhados com redes neurais.

Habib e Meselhe (2006), ao ajustar uma RNA para previsão de vazões na região costeira de Luisiana, EUA, identificaram como dados de entrada mais promissores os níveis: na seção de interesse, na seção de montante dela (no mesmo curso d'água), e na seção imediatamente anterior à sua foz (no curso d'água do qual é tributário). Os autores argumentam que o nível de montante é importante para estabelecer a declividade da linha d'água no ponto de interesse. Ao mesmo tempo, o nível d'água na seção imediatamente

anterior à sua foz no rio de que é tributário pode refletir possíveis efeitos de maré e de reversão de fluxo.

Por exemplo, Di Baldassarre e Montanari (2009) realizaram uma análise quantitativa da incerteza da vazão para as observações do rio Pó (Itália) e mostraram que os erros produzidos pela extrapolação da curva-chave para além da gama de medições utilizada para a sua geração foram em torno de 14% ao nível de confiança de 95%. Eles também mostraram que a incerteza da extrapolação aumenta fortemente com o acréscimo dos valores de vazão do rio.

No trabalho de Vianna (2000), foi utilizado o modelo HEC-RAS, em regime permanente, para simular os picos das cheias de janeiro de 1991 a janeiro de 2000 em Itajubá/MG.

Simulações hidrológicas utilizando modelos chuva-vazão são também comumente apresentadas, como é o caso de Ferreira (2004) que utiliza o modelo Topmodel em bacias rurais, e o caso de Moreira (2005) que utiliza o modelo IPH II.

No trabalho de Horritt e Bates (2002), foram estudados modelos unidimensionais de propagação de cheias – HEC-RAS e LISFLOOD – e o modelo bidimensional – TELEMAC2D. Ao longo do Rio Severn (Inglaterra), os modelos HEC-RAS e TELEMAC2D apresentaram bons resultados com dados de campo. Contudo, o modelo LISFLOOD precisou de várias calibrações para apresentar bons resultados.

Mais recentemente, Aricò, Nasello e Tucciarelli (2009) propuseram o emprego do equacionamento hidrodinâmico 1-D para que, a partir de dados de nível d'água durante a passagem de onda de cheias para ajustar coeficientes de rugosidade e assim obter os hidrogramas correspondentes. A fim de investigar os efeitos das mudanças longitudinais e transversais do coeficiente de *Manning* na estimativa da curva de classificação realizaram ainda, um teste numérico usando o modelo MAST 1-D proposto por Aricò e Tucciarelli (2007) como uma solução numérica das equações dinâmicas. Dessa maneira, obteve sucesso nas estimativas de hidrogramas a partir dos registros de níveis somente, conforme proposta de Aricò, Nasello e Tucciarelli (2009).

No Brasil, Oliveira (2012) utilizou o modelo hidrodinâmico 1-D para ajustar coeficientes de rugosidade e declividades para o Córrego Botafogo, da cidade de Goiânia - Goiás.

Não se observaram na literatura trabalhos realizados para ajuste de coeficientes, declividades e/ou hidrógrafas a partir de níveis observados em regime supercrítico de escoamento.

Navarro et al. (1992) propuseram um passo adicional no esquema numérico de McCormack para resolver o problema do escoamento unidimensional, com potencialidade para capturar descontinuidades. De acordo com esses autores, resultados numéricos demonstram que precisão pode ser obtida na simulação do ressalto hidráulico, inclusive.

Por conta do trecho de canal estudado ser constituído de peças pré-moldadas de concreto com mais de 4 metros de altura o acesso para aplicar as metodologias abordadas nesse trabalho foram descartadas por não ter condições de se usar o molinete e um *ADCP*, pois as velocidades levantadas foram superiores a 5 m/s. Flutuadores consiste em um método intrusivo e, dependendo de sua composição, pode poluir o curso d'água. O método da entropia consiste em usar as velocidades de três níveis de apenas uma vertical para obter a vazão torna-se inviável, pois obter essas velocidades é difícil como descrito logo acima neste parágrafo. Portanto, por essas razões, passou-se a investigar as equações de *Saint-Venant* e as abordagens para sua solução.

3.4 As equações de SV e abordagens para sua resolução

A Hidráulica Geral ou Analítica se divide em duas grandes partes, a Hidrostática e a Hidrodinâmica. A primeira estuda os líquidos em equilíbrio ou em repouso e a segunda estuda os líquidos em movimento (CABEZAS, 1983).

Em outras palavras a Hidrostática estuda a distribuição de pressões. Este estudo torna-se importante, pois todo cálculo de barragens, de reservatórios, de espessura de comportas depende do cálculo da pressão gerada pelo líquido em equilíbrio, chamada de pressão hidrostática. (CABEZAS, 1983).

Já a Hidrodinâmica, uma vez que o líquido deixa de ser perfeito, é necessário corrigir o cálculo por meio de coeficientes para interpretar os fatos reais que acontecem. Isso acontece quando o líquido absorve fenômenos e saem do estado de repouso e começam a movimentar-se (CABEZAS, 1983). Faz-se assim, da Hidrodinâmica o foco mais específico desse trabalho.

O escoamento não permanente é o padrão mais comum encontrado nos escoamentos fluviais, sendo representado por modelos hidrodinâmicos, que fornecem a variação no tempo e no espaço das variáveis do escoamento em um rio ou canal. Normalmente estas variações são causadas por diversos processos, como: ondas de cheia relacionadas aos processos chuva-vazão da bacia hidrográfica contribuinte ao rio; ondas geradas pela operação de usinas hidroelétricas ou eclusas de navegação; ondas de rupturas de barragens; ondas de marés em estuários (SILVA, MASCARENHAS & MIGUEZ, 2003). Tendo em vista o grande número de variáveis e leis que caracterizam o escoamento nos rios e a complexidade geométrica das

calhas fluviais, a representação matemática destes processos físicos deve ser feita a partir de algumas simplificações (SILVA, MASCARENHAS & MIGUEZ, 2003). Os modelos hidrodinâmicos unidimensionais utilizam as equações de conservação de massa e de quantidade de movimento de um fluido (equação dinâmica), que formam um sistema de equações conhecido como equações de *Saint-Venant* (CUNGE, HOLLY & VERNEY, 1980).

Destacam-se entre estes, os modelos hidrodinâmicos 1-D (unidimensionais), que são utilizados para simular as variáveis do escoamento em rios e canais, e que têm sido muito utilizados em análises de sistemas de proteção contra cheias (REMO et al., 2007), verificação de dimensionamento de canais sujeitos a escoamento não permanente (BAUTISTA, CLEMMENS & STRAND, 2006; CLEMMENS et al., 2005; COLLISCHONN, MEIRELLES & ENDRES, 2001; BAUME et al., 2005), análises das consequências de rompimentos de barragens (COLLISCHONN & TUCCI, 1997) e análise de impacto de lançamento de efluentes. Mais recentemente os modelos hidrodinâmicos 1-D também passaram a ser mais utilizados na propagação do escoamento em modelos hidrológicos distribuídos (LIAN et al., 2007; PAZ, 2010; PAIVA, 2009).

Para a propagação de vazão em rios e consequentemente a representação dos efeitos causados, pode-se utilizar modelos hidrodinâmicos completos e modelos hidrodinâmicos simplificados. A diferença entre esses modelos é o uso das equações de *Saint-Venant* em sua forma completa (hidrodinâmicos completos) ou simplificando essas equações (hidrodinâmicos simplificados).

3.4.1 Modelos hidrodinâmicos completos

Em geral, os modelos hidrodinâmicos completos representam muito bem os efeitos de amortecimento, translação, efeitos de jusante e a planície de inundação, além de propagarem a onda de cheia conservando o volume dos hidrogramas e representando bem as vazões de pico. Em contrapartida, os modelos hidrodinâmicos completos podem exigir um alto custo computacional, especialmente se o modelo necessita ser aplicado um grande número de vezes, ou se a simulação é realizada para vários períodos de tempo. A Figura 4 explora as características hidráulicas de um canal hipotético.

Figura 4 – Características hidráulicas do canal

sendo: y (m) a profundidade do escoamento ($y = h - z_0$); h (m) é o nível da água a partir de um plano de referência; z_0 (m) o nível do fundo do canal; t (s) é o instante de cálculo; Q (m^3/s) é a vazão; x (m) é a distância ao longo do comprimento longitudinal do canal; B (m) é a largura do espelho d'água; A (m^2) é a área molhada do canal;

Os modelos hidrodinâmicos completos unidimensionais utilizam as equações da conservação de massa e da quantidade de movimento para representar o escoamento em rios e canais. As deduções das equações 3.9 e 3.10 encontram-se, respectivamente, nos Anexos A e B desse trabalho. Essas duas equações combinadas formam o sistema de equações conhecido como equações de *Saint-Venant*:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = ql \quad 3.9$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{\partial h}{\partial x} = g \cdot A \cdot (S_0 - S_f) \quad 3.10$$

sendo ql (m^2/s) a vazão de contribuição lateral, g (m/s^2) a aceleração da gravidade, S_0 (m/m) a declividade do fundo do rio, S_f (m/m) a declividade da linha de energia e h (m) a profundidade da linha d'água, que pode ser dada pela equação a seguir.

$$S_f = \frac{|Q| \cdot Q \cdot n^2}{A^2 \cdot R_h^{4/3}} \quad 3.11$$

sendo R_h (m) o raio hidráulico e n ($m^{-1/3}.s$) o coeficiente de rugosidade de *Manning*.

As seguintes hipóteses foram consideradas para o desenvolvimento das equações de *Saint-Venant* (CHOW, MAIDMENT & MAYS, 1994):

- As variáveis devem ser representadas por funções contínuas;
- Fluido incompressível e homogêneo;
- O escoamento é unidimensional, a velocidade é uniforme e igual à média e o nível de água é horizontal na seção transversal;
- A pressão é hidrostática, ou seja, depende apenas da profundidade;
- É possível utilizar equações para perda de carga, semelhantes às usadas em escoamento permanente, como a equação de *Manning*;
- A declividade do canal é baixa.

É importante citar que, como o conjunto de equações na forma completa é formado por um sistema de equações diferenciais de primeira ordem, do tipo hiperbólico, não existe uma solução analítica. Sendo assim, é necessária a utilização de técnicas numéricas para a resolução das equações (FAN & LI, 2006).

A técnica numérica mais frequentemente utilizada é o método das diferenças finitas. Este método aproxima as derivadas parciais analíticas para derivadas numéricas, e pode ser usado em esquemas explícitos ou implícitos.

3.4.2 Modelos hidrodinâmicos simplificados

As simplificações feitas nas equações de *Saint-Venant* causam limitações acerca da aplicabilidade dos modelos simplificados. Para resolver esse problema alguns autores sugeriram critérios para o uso desses modelos. Ponce (1989) sugeriu inequações para modelos do tipo onda cinemática e difusão. Fread (1993) sugeriu uma fórmula para o cálculo do Δx – dito ideal – a ser utilizado pelos modelos simplificados.

Os modelos hidrodinâmicos simplificados utilizam a equação da continuidade, Equação 3.9, e uma versão simplificada da equação da quantidade de movimento, Equação 3.10. A maioria dos módulos de propagação em modelos hidrológicos do tipo chuva-vazão utilizam essas simplificações devido às inúmeras vantagens.

Os termos de gravidade e atrito são mais significativos do que o termo de pressão e mais ainda quando comparado com o termo de inércia.

Tabela 1 – Valores dos termos da equação dinâmica (em função da velocidade).

Rio	$\frac{\partial v}{\partial t} \frac{1}{g}$	$\frac{\partial v}{\partial x} \frac{v}{g}$	$\frac{\partial h}{\partial x}$	$S_0 (10^{-4})$	$S_f (10^{-4})$
Capibaribe (Limoeiro – Paudalho)	0,02	0	0,06	1,6	2,34
Paraibuna (Ponte Alta – Bairro Alto)	0	0	0,03	-	-
Paraíba do Sul (Caçapava – Tremembé)	0	0	0,03	6,67	6,7
Paraíba do Sul (Resende - Floriano)	0	0	0,02	0,21	0,26
Uruguai (Marcelino Ramos – Ita)	0	0	0,06	0,72	0,66

Fonte: Silva, Mascarenhas e Miguez (2003).

Silva, Mascarenhas e Miguez (2003) mostram, em seu estudo, os valores para cada termo da equação dinâmica (em função da velocidade) para alguns rios brasileiros. Pode-se observar na Tabela 1 que os termos mais significativos são os de atrito e gravidade. Os outros apresentam valores muito baixos, podendo chegar até a zero.

As simplificações consistem na retirada de um ou mais termos da equação da quantidade de movimento. Tucci (2005) mostra o significado de cada termo dessa equação na Figura 5:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{\partial h}{\partial x} = g \cdot A \cdot (S_0 - S_f)$$

Termos de Gravidade e Atrito

Termos de Pressão

Termos de inércia

Figura 5 – Significado de cada termo da equação

Os modelos do tipo armazenamento utilizam a equação da continuidade e desprezam completamente a equação da quantidade de movimento, considerando apenas uma relação entre o armazenamento e a vazão de saída e de entrada do trecho.

Quando a equação da continuidade é utilizada com a equação da quantidade de movimento, desprezando-se nessa os termos de inércia e de pressão, têm-se os modelos do tipo onda cinemática. Nesse tipo de modelo considera-se que a declividade da linha d'água é igual à declividade de fundo do rio, ou seja, os termos de gravidade e de atrito são iguais. Esse tipo de modelo não considera os efeitos de jusante, causado em rios ou canais próximos a lagos ou mar, por exemplo. Modelos desse tipo representam apenas a translação da onda de cheia. O amortecimento, nesse caso, é artificial e acontece devido a um erro numérico.

Modelos como HEC-1, TOPKAPI e LISFLOOD são exemplos de modelos que utilizam o equacionamento de onda cinemática para a propagação em rios e canais. Silva, Mascarenhas E Miguez (2003) também apresentam uma proposta de equacionamento de onda cinemática incorporando a vazão lateral. Ponce (1989) apresenta os esquemas numéricos de primeira e segunda ordem para a resolução dos modelos de onda cinemática. Além disso, é apresentado um critério de aplicabilidade desse tipo de modelo.

Os modelos do tipo difusão são distinguidos pela desconsideração apenas do termo de inércia, na equação da quantidade de movimento. Por ser considerado o termo de gravidade nessa equação, esse tipo de modelo passa a representar os efeitos de jusante, sendo assim, tem mais aplicabilidade que modelos do tipo onda cinemática. Com relação aos gradientes de velocidade, modelos desse tipo devem ser aplicados apenas onde não se observar grandes variações. Ponce (1989) apresenta um critério de aplicabilidade baseado em uma inequação que deve ser atendida. Essa inequação relaciona características do hidrograma e características do rio e da seção transversal.

3.4.3 Abordagens para resolução das equações de SV

A variabilidade das características físicas de um sistema natural como um rio, dificulta a solução das equações de *Saint-Venant* através de métodos analíticos, sendo necessária a utilização de métodos numéricos (AKAN, 2006).

As técnicas numéricas para a solução de equações expandidas *Saint-Venant* pode ser dada como:

- 1) O método das características;
- 2) Os métodos de diferenças finitas;
 - (a) Método explícito;
 - (b) Método implícito;
- 3) O método dos elementos finitos.

O método das características permite utilizar a estratégia de transformar analiticamente as equações diferenciais parciais em equações diferenciais ordinárias e resolvê-las numericamente. O problema deste método prende-se com a dificuldade de lidar com descontinuidades (CUNGE, HOLLY & VERNEY, 1980).

O método das diferenças finitas resolve as equações diferenciais parciais por meio de aproximações das derivadas por diferenças divididas originando, dependendo do modo como as aproximações são consideradas, dois tipos diferentes de esquemas: os esquemas explícitos e implícitos (LOPES, 2011). Os métodos explícitos são aqueles que usam valores do instante

anterior para resolver a incógnita no próximo instante. Assim, os métodos explícitos necessitam utilizar intervalo de tempo muito pequeno e são mais fáceis de programar, mas podem apresentar instabilidade numérica, que impõe o uso de pequenos intervalos de tempo. Os esquemas implícitos usam informações do instante anterior e futuro para determinar as incógnitas, resultando num sistema de equações para ser resolvido para cada intervalo de tempo. Os métodos implícitos podem utilizar intervalo de tempo maior e apresentam uma dificuldade de programação maior, mas são estáveis e podem utilizar intervalos de tempo maiores. Segundo Tucci (2005), na solução de equações de *Saint-Venant* para escoamento em rios, o intervalo de tempo de um método explícito é da ordem de alguns segundos ou no máximo 5 a 10 minutos, enquanto que métodos implícitos podem trabalhar com intervalos de uma hora a algumas horas.

Segundo Lopes (2011) o método dos elementos finitos é pouco utilizado no cálculo de transitórios hidráulicos e assim, não foi alvo de discussão neste trabalho.

3.4.3.1 O método das características

O método das características é um método bastante utilizado para a simulação de escoamentos mistos por apresentar uma elevada exatidão na solução, sendo, no entanto, muito mais eficaz na resolução de escoamentos transitórios sob pressão (ABREU, 2004), particularmente em redes de distribuição de água (ARAÚJO, 2010), devido à hipótese aí efetuada de desprezar os termos convectivos. Chaudhry (2008) afirma que esse método se tornou padrão para análises de transientes em condutos fechados e sua aplicação em canais abertos é quase insignificante.

De acordo com Sturm (2001), as análises numéricas pelo método das características têm entrado em desuso por causa das dificuldades envolvidas no caso de escoamento supercrítico. Apresenta, ainda, grande tempo de cálculo e um elevado uso de memória para simulações de grande complexidade e com características físicas muito heterogêneas (AMADO & MARQUES, 2004). Neste método as equações diferenciais parciais são transformadas num sistema de quatro equações diferenciais ordinárias equivalentes (WYLIE & STREETER, 1993), as quais serão posteriormente aproximadas por diferenças finitas com vista à respectiva integração.

Cada fronteira do método das características e cada seção da conduta podem, mediante o estabelecimento de uma estratégia adequada, ser analisadas separadamente durante cada passo de tempo, mesmo em sistemas complexos, sendo por isso bastante apropriado para modelar grandes sistemas com condições de fronteira complexas.

Mohammadian, Le Roux e Tajrishi (2007) apresentaram uma extensão conservativa do método das características que permitiu a simulação de fluxos 1-D, usando um esquema não oscilatório uniforme e uma função de interpolação conservadora. No trabalho de Barbosa e Matos (2004), é apresentado o estudo de propagação de ondas de cheias em canais artificiais utilizando o método das características.

A aplicação do método das características às equações de escoamentos com superfície livre faz-se a partir da combinação linear das equações da continuidade e da dinâmica por intermédio de um multiplicador desconhecido λ .

3.4.3.2 Os métodos de diferenças finitas

O método das diferenças finitas é utilizado na área da mecânica dos fluidos por ser capaz de resolver sistemas de equações não-lineares. Este método consiste, basicamente, em substituir as derivadas que aparecem nas equações diferenciais por aproximações adequadas em forma de diferenças finitas.

Existe um grande número de métodos numéricos capazes de simular escoamentos mistos com choque. Os esquemas de *Preissmann* (1961), *MacCormack* (1969), e *Gaubutti* são alguns deles e foram estudados e comparados por Fennema e Chaudhry (1987). Muitos autores seguiram na utilização do esquema original de *MacCormack* (FRANCO, 1988; LEANDRO, 2007). O método das diferenças finitas foi estudado por Rashid e Chaudhry (1995) onde as equações de *Saint-Venant* foram simuladas para propagações de ondas de cheia em canais laboratoriais nos Estados Unidos.

Dependendo da natureza da diferença finita a ser usada, a solução do problema pode ser encontrada de duas maneiras. Se a aproximação por diferença finita da derivada espacial for constituída por variáveis conhecidas no tempo, as equações podem ser resolvidas diretamente para cada nó, em cada tempo, recorrendo a um esquema explícito. Se, de outra maneira, utilizar as variáveis (incógnitas) no nível de tempo de cálculo, as equações terão de ser resolvidas simultaneamente por um esquema implícito.

Método Explícito

Os esquemas ou métodos de resolução explícitos necessitam apenas da linha de tempo anterior para a resolução de uma linha de tempo futuro, ou seja, as incógnitas do tempo $t + \Delta t$, serão resolvidas única e exclusivamente com valores associados ao tempo t (Figura 6).

Figura 6 – Esquema de cálculo dos métodos explícitos e implícitos (SILVA & BUIOCHI, 2011)

Os métodos explícitos requerem intervalos de tempo bastante reduzidos, na ordem dos segundos ou milésimos de segundo para que se consiga evitar problemas de instabilidade numérica que ocorrem quando um erro é propagado ao longo do tempo, conduzindo a resultados absurdos. Conduzem por esta via, em geral, a esquemas computacionalmente mais demorados. A estabilidade pode ser conseguida se os erros produzidos no tempo t_0 não forem ampliados com as sucessivas aplicações das equações diferenciais e os erros subsequentes no tempo t não tomarem proporções que dificultem a solução da equação (CHAUDHRY, 1987). Segundo a técnica apresentada por Courant, Friedrichs e Lewy (1967), pode-se afirmar que os modelos são estáveis se cumprirem a condição: $(\Delta t \leq \frac{\Delta x}{(|V| \pm c)})$.

Moussa, et al. (1996) exploram as equações de *Saint-Venant*, na sua forma difusiva, com balanço entre forças de inércia e atrito. Houve, nesse trabalho, a discussão sobre as instabilidades numéricas da onda difusiva em regime permanente para a propagação de cheias ao longo do Rio Loire (França).

No trabalho de Bates e De Roo (2000), foram feitas simulações de ondas de cheias (cinemática para o canal e difusiva para a planície de inundação) para o Rio Meuse (Holanda), com base no evento crítico de Janeiro de 1995. Foram comparados os resultados das simulações com aqueles gerados por modelos digitais de terreno (MDT).

No trabalho de Yen e Tsai (2001), foram comparados os modelos de propagação de cheias de onda não-inercial e de onda difusiva. Os autores afirmaram que o caso não-inercial é uma simplificação da onda difusiva.

Método Implícito

Por sua vez, os métodos implícitos utilizam informações do tempo anterior e do tempo de cálculo para o cálculo aproximado das derivadas, sendo assim, necessário proceder à resolução de um sistema de equações simultâneas no sentido de poder reunir toda a informação para a determinação das incógnitas no instante de tempo de cálculo (Figura 6).

Os métodos implícitos são muito mais consistentes, conseguindo trabalhar com intervalos de tempo de cálculo muito superiores em relação aos anteriores por não estarem restringidos por nenhum critério de estabilidade. Recentemente, algumas investigações mostraram que, para valores de Δt muito precisos, a condição de *Courant* deve também ser utilizada (CHAUDHRY, 1987). A memória computacional despendida pelos métodos implícitos é superior e a sua programação mais difícil (LEANDRO, 2008). Devido ao progresso tecnológico na resolução de sistemas de equações e o aumento da velocidade de processamento, os métodos implícitos são agora intensivamente utilizados para a simulação matemática de escoamentos.

São muitos os esquemas que utilizam os métodos de diferenças finitas implícitos, tais como, Preissmann (1961), Cunge e Wegner (1964), Richtmyer e Morton (1967), Strelkoff (1970), Mahmood e Yevjevich (1975) e Cunge, Holly e Verwey (1980). Dentro destes modelos destaca-se o esquema de Preissmann (1961) que é extensivamente utilizado para a análise de escoamentos em superfície livre. A explicação deste método é efetuada logo mais no corpo deste item.

Vários esquemas implícitos das diferenças finitas têm sido relatados na literatura (CHAUDHRY, 2008; STURM, 2001; MAYS, CHOW & MAIDMENT, 1988). A partir destes esquemas numéricos desenvolveu-se uma variedade de pacotes comerciais para simulação do escoamento em rios em canais, como o HEC-RAS (USACE, 2002) ou o MIKE11 (DHI, 2003).

No trabalho de Hsu, Fu e Liu (2003), foram utilizadas as equações de *Saint-Venant*, em regime não permanente, para simulação de propagação de ondas de cheia no Rio Tanshui (Taiwan). O modelo foi calibrado com os eventos críticos originados por quatro tufões (que comumente atingem a ilha). Os níveis observados em tempo real do rio são especificados como as condições de contorno internas para o modelo da rotina, a fim de corrigir os níveis e de ajustar a vazão calculada em tempo real. Neste modelo foi utilizado o método das diferenças finitas implícito.

O modelo Hidrológico-Hidrodinâmico IPH IV, que na sua simulação hidrodinâmica baseia-se nas equações de *Saint-Venant* resolvidas por um esquema de diferenças finitas implícito, é utilizado por Campana e Tucci (1999), em Porto Alegre, para estudar a previsão de vazão em macrobacias.

Após todas essas técnicas de resolução das equações de SV explicadas e exemplificadas necessita-se aprofundar um pouco mais no método implícito de diferenças

finitas abordando o esquema de *Preissmann* para formulação e resolução do escoamento ocorrido no trecho de canal em estudo.

Recorre-se a quatro pontos de uma malha (Figura 7) para gerar uma superfície limitada pela função $f(x, t)$ em cada um desses pontos, sendo posteriormente possível encontrar um valor representativo de f nessa região, utilizando coeficientes de ponderação θ e Ψ .

Figura 7 – Esquema dos quatro pontos (Neves et al., 2001).

Este esquema, segundo Chaudhry (1987), apresenta as seguintes vantagens:

- A variável espacial é calculada recorrendo-se apenas a dois nós adjacentes;
- Ele produz uma solução exata para a forma linearizada das equações que modela utilizando uma escolha apropriada dos valores de Δx e Δt . Esta propriedade permite a verificação do método para casos simples em que sejam conhecidas as soluções analíticas;
- Ambas as variáveis Q e A são computacionalmente calculadas no mesmo nó;
- Se efetuar a variação do coeficiente de ponderação das derivadas espaciais, podem ser simuladas frentes de onda abruptas.

No esquema de *Preissmann* as derivadas parciais e outras variáveis são aproximadas da seguinte forma:

$$\frac{\partial f(x, t)}{\partial x} \cong \theta \frac{(f_{i+1}^{n+1} - f_i^{n+1})}{\Delta x} + (1 - \theta) \frac{(f_{i+1}^n - f_i^n)}{\Delta x} \quad 3.12$$

$$\frac{\partial f(x, t)}{\partial t} \cong \Psi \frac{(f_{i+1}^{n+1} - f_{i+1}^n)}{\Delta t} + (1 - \Psi) \frac{(f_i^{n+1} - f_i^n)}{\Delta t} \quad 3.13$$

$$f(x, t) \cong \theta \frac{(f_{i+1}^{n+1} - f_i^{n+1})}{2} + (1 - \theta) \frac{(f_{i+1}^n - f_i^n)}{2} \quad 3.14$$

$$C \frac{d}{dx} f(x, t) \cong \theta \frac{(C_i^{n+1} + C_{i+1}^{n+1})}{2} \frac{(f_{i+1}^{n+1} - f_i^{n+1})}{\Delta x} + (1 - \theta) \frac{(C_i^n + C_{i+1}^n)}{2} \frac{(f_{i+1}^n - f_i^n)}{\Delta x} \quad 3.15$$

sendo $(\partial f(x, t)/\partial x)$ a derivada parcial de f em relação a x , $(\partial f(x, t)/\partial t)$ a derivada parcial de f em relação a t , Δx a distância entre duas secções consecutivas (por exemplo, secções i e $i + 1$), Δt o intervalo de tempo entre os instantes n e $n + 1$ e C uma constante. Os coeficientes de ponderação (θ e Ψ) tomam valores entre 0 e 1.

O esquema implícito de Preissmann (1961), também conhecido por esquema dos quatro pontos ou modelo de *Preissmann*, é um método de diferenças finitas implícito utilizado extensivamente para análise de regimes não-permanentes em canais abertos a partir dos anos 60 por Cunge, Holly e Verney, (1980), Garcia-Navarro, Priestley e Alcrudo (1994), Carpat et al. (1997), Vasconcelos e Wright (2004), Djordjević, Prodanović e Walters (2004), entre outros. Ainda Guangwei (2006), Bao, Zang e Qu (2008); Meselhe, Sotiropoulos e Holly (1997); Sturm, (2001) defendem o método de *Preissmann* como sendo o mais eficaz para simulação em canais com mínimas chances de erro.

Guangwei (2006) implementou um modelo a partir das discretização das equações de *Saint-Venant* pelo esquema de *Preissmann* para confecção de um mapa de inundação para a cidade de Sanjo, Japão. Já Bao, Zang e Qu (2008) propôs um modelo hidrodinâmico baseado no método implícito do esquema de *Preissmann*, modelo Xinanjiang. Com o objetivo de discutir as limitações do sistema quando aplicado ao escoamento transiente Meselhe, Sotiropoulos e Holly (1997) estudaram o método de *Preissmann*.

Oliveira (2012) utilizou equações de *Sanit-Venant* aplicados ao método implícito do esquema de *Preissmann* para representar a forma mais aproximada possível da interação dos dados geométricos do curso d'água, representados por seções transversais, e dados de fluxo representados pela altura da lâmina d'água. Utilizou a calibração de um modelo hidrodinâmico unidimensional com foco no parâmetro rugosidade, para o canal urbano Botafogo no município de Goiânia (Goiás) e rugosidade e declividade para o canal do laboratório.

Chau (1990) apresenta a aplicação do esquema de *Preissmann* para previsão de cheia em uma rede de rios com topografia irregular em Hong Kong. Martoni e Lessa (1999) utilizaram o modelo hidrológico-hidrodinâmico do IPH IV, modelo este baseado no esquema

de *Preissmann*, para calibração do parâmetro rugosidade no canal do Rio Paraná com 56,4 km de extensão.

3.5 Regime transcrito

O escoamento transcrito, conforme definido por Meselhe e Holly (1997), é a ocorrência concorrente de ambos os escoamentos, supercrítico e subcrítico sob condições transitórias.

Conforme discutido por Meselhe, Sotiropoulos e Holly (1997), quando o escoamento em um canal é supercrítico, duas condições de contorno são exigidas a montante e nenhuma a jusante (estrutura 2 + 0). Se um ressalto ocorre, outra condição de contorno é exigida a jusante (estrutura 2 + 1). No caso de canais com características variáveis, tais como a declividade de fundo, podem ser necessárias estruturas (1 + 1) e (1 + 0). Como o método de *Preissmann* requer duas condições de contorno, qualquer situação com mais ou menos que duas condições de contorno serão mal posta e não poderá ser resolvida pelo método. Os autores demonstraram que o método se torna marginalmente estável se escoamento crítico é encontrado no domínio de cálculo.

Na simulação numérica, a mudança de regime de escoamento pode ser tratada de duas maneiras: através de método de captura do choque ou de ajuste do choque.

Nos métodos de ajuste do choque, os dois regimes são separados por uma condição de contorno móvel e o problema é resolvido usando os contornos apropriados, por métodos diferentes ou não, mas em direções distintas. Nesse caso, há necessidade de um algoritmo elaborado para identificar a ocorrência e a posição da descontinuidade.

Já os métodos de captura do choque não tratam a descontinuidade como segmento isolado do escoamento, mas como parte integrante do domínio computacional. Vários modelos já foram propostos utilizando essa aproximação. Como exemplos, podem ser citados esquemas tais como: *Pavia flux predictor* (BRASCHI & GALLATI, 1992), *MacCormack* (GARCIA-NAVARRO, ALCRUDO & SAVIRÓN, 1992; JOVANOVIĆ & DJORDJEVIĆ, 1995), métodos do tipo *Godunov* (SAVIC & HOLLY, 1993), esquema de *Mesh* (MESELHE, SOTIROPOULOS & HOLLY, 1997), o método de *Glimm* (LEE, ZHOU & CAO, 2002) e o método de elementos finitos descontínuo de *Garlekin* (SCHWANENBERG & HARMS, 2004).

Outros autores (KHAN & STEFFLER, 1996; HOSODA et al., 1997) introduziram termos ou correções na equação de momento para evitar os efeitos indesejáveis da descontinuidade. Ainda segundo tais autores, poucos métodos de resolução das equações da

onda dinâmica completas parecem promissores (ARAL, ZHANG & JIN, 1998; KUTIJA & HEWLETT, 2002). Dentre eles, a aproximação de Havno, Brorsen e Refsgaard (1985), usada em alguns pacotes comerciais, com o esquema de *Preissmann* ou o método de *Abbott-Ionescu*, vem se mostrando numericamente eficiente e razoavelmente precisa.

Jin, Coran e Cook (2004) defenderam o uso dos métodos implícitos na resolução das equações de SV por apresentarem a vantagem de manter a estabilidade para passos de tempo computacionais grandes e exibirem robustez ao modelar situações muito complexas.

Segundo eles, o modelo dinâmico, usando o esquema implícito de quatro pontos tende a ser menos estável numericamente que difusivo (inércia zero), especialmente para número de *Froude* próximo de um (condição crítica de escoamento). Para usar a vantagem da estabilidade do modelo difusivo e manter a precisão do método totalmente dinâmico, propuseram a técnica de modificação inercial parcial local, através de um filtro numérico, σ . Esse filtro funciona de modo que os termos sejam parcialmente ou totalmente omitidos com base nas condições hidráulicas locais dependentes do tempo.

A Equação de momento 3.16 é modificada pelo filtro da seguinte maneira:

$$\sigma \left[\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (Q^2/A)}{\partial x} \right] + gA \left(\frac{\partial y}{\partial x} - S_0 + S_f \right) = 0 \quad 3.16$$

sendo σ determinado para cada diferença finita entre uma seção i e outra $i + 1$ a cada passo de tempo, como:

$$\sigma = \begin{cases} 1 - Fr^m & \text{para } Fr \leq 1,0 \\ 0 & \text{para } Fr > 1,0 \end{cases} \quad 3.17$$

sendo m um valor constante superior ou igual a 1,0.

Segundo os autores, pequenos valores de m tendem a estabilizar a solução e valores maiores tender a prover precisão às soluções. Entretanto não mencionam o que seria um valor maior.

Djordjević, Prodanović e Walters (2004), por exemplo, discutem possíveis problemas com a aproximação proposta por Havno, Brorsen e Refsgaard (1985) e apresentam uma proposta de redução do termo de aceleração convectiva para o trecho sob regime supercrítico, introduzindo um amortecimento. Mais especificamente, um fator multiplicativo $\alpha(Fr)$ para termo de aceleração convectiva é introduzido:

$$\alpha(F_r) = \begin{cases} 1, & \text{para } F_r \leq F_{r0} \\ \frac{F_{r1} - F_r}{F_{r1} - F_{r0}}, & \text{para } F_{r0} < F_r \leq F_{r1} \\ 0, & \text{para } F_r > F_{r1} \end{cases} \quad 3.18$$

sendo F_r o número de *Froude* ($F_r = v/\sqrt{\frac{gA}{B}}$) médio (ou máximo) em quatro pontos computacionais.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

O presente trabalho foi desenvolvido em duas frentes: experimental, mais especificamente de aquisição de dados de campo, e numérico-computacional, cujos materiais e métodos são descritos a seguir.

4.1 Escolha do trecho de canal a ter seus níveis monitorados

Com vistas à obtenção de dados para o estudo das relações entre nível e descarga, foi realizada uma análise dos trechos de rio mais apropriados no perímetro urbano de São Carlos, SP. Essa investigação buscou trechos de seções estáveis e de curvaturas reduzidas, preferencialmente fora da faixa de influência de eventuais remansos.

Observou-se que, apesar da existência de vários trechos de canal revestidos, poucos cumpriam tais requisitos. Nessa etapa, foi possível eleger o trecho do Córrego do Gregório, afluente do Rio Monjolinho, nas vizinhanças do SESC – São Carlos, como alvo dos estudos. Apesar de seu comprimento longitudinal reduzido, o referido trecho é revestido de placas de concreto pré-moldadas e apresenta alguns pontos de descarga de vazão contribuinte lateral relativa a uma pequena área de drenagem.

Verificou-se também a ausência de seções de controle no trecho. Assim, optou-se por efetuar as medições de nível em três sessões do canal, conforme indicação da Figura 8 (figura do Google indicando a localização dos 3 pontos). Optou-se pela observação de três (3) pontos porque, no caso do escoamento ser subcrítico, haveria necessidade de dois contornos (níveis), um de montante e um de jusante. As medidas de nível serviriam aos propósitos de geração de limnigrama para atuar como contorno de montante à simulação do escoamento e avaliação dos desvios entre os valores observados e os respectivos valores simulados, durante a calibração.

A localização mais exata desses três pontos observou a existência de frestas verticais e recuos entre as placas, de maneira a viabilizar a tranquilização do escoamento no entorno dos tubos instalados para proteção dos medidores de nível e pressão atmosférica dispostos no interior dos mesmos.

Figura 8 – Localização dos 3 pontos de monitoramento de nível no trecho de estudo.

O ponto 2 (entre os pontos 1 e 3) foi adicionado posteriormente, devido às sugestões encontradas na literatura especializada. O novo ponto de medição teria também a função de efetuar registro caso houvesse falha nas medições de outro ponto. Nota-se que o escoamento ocorre da direita para a esquerda na imagem da Figura 8.

4.1.1 Características do trecho de canal monitorado

O canal possui em toda sua extensão 8 metros de largura e aproximadamente 4,30 metros de profundidade, constituído de perfis pré-moldadas de concreto de 1,20 x 4,00 x 1,00 m ou 1,20 x 4,30 x 1,00 m, protegido por manta geotextil na face em contato com o solo. O coeficiente de rugosidade (n de *Manning*) de projeto do canal foi adotado em $0,016 \text{ s m}^{-1/3}$.

O trecho 1, com 96,7 metros, possui em sua margem esquerda uma contribuição lateral pequena referente a drenagem superficial do pavimento asfáltico e em sua margem direita duas contribuições laterais (uma pequena e outra grande), também, referentes a drenagem superficial do pavimento asfáltico.

O trecho 2, com 148,6 metros, possui em sua margem esquerda duas contribuições laterais pequenas referente a drenagem superficial do pavimento asfáltico e em sua margem direita nenhuma contribuição lateral existente. Ressalta-se que as contribuições laterais pequenas e as contribuições laterais grandes possuem 40 cm e 80 cm de diâmetro útil respectivamente.

O trecho de canal eleito localiza-se, próximo da seção exutória da bacia de drenagem do Córrego do Gregório, nas coordenadas 22°1'3"S 47°54'45"W, cujas características são:

Área de influência: 17.264.003,06 m² = 1.726,40 ha = 17,26 Km²

Comprimento do talvegue: 7.671,33 m = 7,67 Km

Perímetro da bacia: 21.279,35 m = 21,28 Km

Diferença de nível (Δh): 896,50 – 778,00 = 118,50 m

Área urbanizada: 10,71 Km²

Área rural ou pastagem: 6,55 Km²

4.2 Materiais/Equipamentos utilizados para medições de nível

Os equipamentos utilizados para as medições de nível no trecho de canal eleito para o presente estudo são três *Leveloggers* Model 3001 F15, M5 e três *Barologgers* Model 3001 F15, M5. Fabricante: *Solinst* Canada Ltd (Figura 9). Segundo o site oficial da *Solinst*:

- Os equipamentos armazenam até 120 mil pontos de dados;
- Possuem sensor de pressão em Hastelloy (composto de: 47% Ni, 22% Cr, 18% Fe e 9% Mo);
- A compensação de temperatura e tempo de resposta foi melhorada;
- A transferência de dados ocorre por infra-vermelho alimentado por uma bateria de lítio com 10 anos de vida útil (duração);
- Proporciona a instalação através do uso de uma leitura direta via cabo;
- Capacidade de registro a cada 0,25 segundos.

Figura 9 – Equipamentos utilizados para as medições de nível. Fonte: *SOLINST* (2013).

Os equipamentos foram nomeados a partir dos números de série dos mesmos, como pode ser observado na Tabela 2.

Tabela 2 – Número de série, nome e a localização dos equipamentos no canal.

Serial	Nome	Localização no canal
2013526	L1	Ponto 3
2013717	B1	Ponto 3
2013554	L2	Ponto 1
2013736	B2	Ponto 1
2013482	L3	Ponto 2
2013744	B3	Ponto 2

Essa nomenclatura foi adotada para facilitar o uso dos equipamentos em campo para evitar a troca inconsciente dos equipamentos colocando-os em pontos diferentes.

4.3 Métodos

4.3.1 Aquisição de dados de campo

A etapa de aquisição de dados de campo compreendeu testes com os medidores de nível, a escolha do trecho de canal a ter seus níveis monitorados, planejamento e teste da instalação usada para abrigar os medidores de nível em campo, a coleta dos dados de nível propriamente dita, estimativas de velocidades de fluxo no canal e o levantamento topográfico, conforme se descreve a seguir.

4.3.1.1 Testes dos medidores de nível

A. Dia 16/01/2013

Com a chegada dos equipamentos para serem usados, iniciaram-se os testes com o objetivo de avaliar os erros de medição do equipamento *Levellogger* da *Solinst*, bem como para aperfeiçoamento da manipulação do software deste equipamento. Um primeiro teste foi realizado no Laboratório de Simulação Numérica (LabSin/EESC/USP). Três *Barologgers* foram colocados em diferentes pontos do laboratório. Os três *Levelloggers* foram colocados em um reservatório de acrílico, com nível de água 12,0 cm acima dos sensores dos *Levelloggers* (Figura 10).

A coleta de dados foi realizada durante 30 minutos, com registro a cada 10 segundos. O teste com os *Barologgers* foi realizado por 1 hora com medição a cada 10 segundos.

Figura 10 – Reservatório de acrílico com os 3 *Leveloggers*.

Na Figura 11 é mostrada a pressão atmosférica medida pelos três *Barologgers*: B1, B2 e B3.

Figura 11 – Pressão atmosférica em kPa, medida com os *Barologgers* B1, B2, B3.

O desvio padrão entre as três medições foi de 0,08 kPa, acima da acurácia relatada pelo fabricante que é de 0,05 kPa. Estas diferenças podem ser causadas pela diferença de

temperatura nos diferentes pontos do laboratório, o que influencia nas medidas de pressão pelos sensores.

Na Figura 12 são mostrados os níveis registrados pelos *Levelloggers* L1, L2 e L3. As linhas verdes no gráfico representam os erros admissíveis para os registros, considerando tanto a acurácia do *Levellogger* de 0,3 cm quanto à acurácia do *Barologger* de 0,05 kPa.

Figura 12 – Nível de água medida pelos *Levelloggers* L1 (linha azul), L2 (linha vermelha) e L3 (linha laranja) em comparação com a faixa de erros admissíveis (linhas verdes).

Percebe-se que apenas os registros do *Levellogger* 2 (L2) estiveram dentro da faixa de erro admissível. Já os registros do L1 estiveram abaixo do erro admissível e os registros do L3 estiveram acima do erro admissível.

B. Dia 29/01/2013

Para melhor investigar a suspeita de problemas com os equipamentos, resolveu-se testar a precisão dos mesmos. Primeiramente pretendia-se verificar se havia discrepância nas medidas registradas pelos três *Levelloggers* e, posteriormente, se havia erro sistemático nos registros de nível. Desta vez, os testes foram realizados para níveis d'água maiores, na piscina do CEFER (Centro de Educação Física, Esporte e Recreação) da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC) da Universidade de São Paulo (USP) Campus 1 com profundidade de 1,80 m.

Foram feitas marcações espaçadas de 25 cm umas das outras nos cabos de sustentação dos *Levelloggers*, sendo a primeira marca 50 cm acima da membrana do sensor de pressão. Na Figura 13 visualiza-se o cabo de sustentação dos equipamentos.

Figura 13 – Teste realizado na piscina da EESC/USP para averiguar o funcionamento dos equipamentos.

Os equipamentos foram testados simultaneamente, a partir da profundidade de 1,75 m de submersão. A cada 2 minutos a profundidade do sensor era modificada, de maneira a aproximá-lo da superfície líquida, até atingir a profundidade de 50 cm. Pode-se observar na Figura 14 o *Levelogger* sendo testado dentro da piscina.

Figura 14 – *Levelogger* submerso na piscina para teste.

No gráfico da Figura 15 pode-se observar que os registros do *Levelogger* L1 estiveram abaixo das profundidades testadas e fora da faixa de erro admissível para o equipamento. Porém o erro foi sistemático ficando em 2 cm para todas as profundidades.

Figura 15 – Níveis registrados pelos *Levelloggers* L1 (barras vermelhas), L2 (barras azuis) e L3 (barras laranja) em comparação com as profundidades testadas (barras verdes).

Os outros sensores L2 e L3 tiveram registros dentro da faixa de erro admissível.

C. Dia 05/02/2013

Outros testes foram realizados no Laboratório de Fenômenos de Transportes (LFT/EESC/USP) com auxílio de um piezômetro e um recipiente cilíndrico construído de tubo de PVC de 1 m de altura e 12 cm de diâmetro, fechado no fundo e aberto no topo, com um registro a 3,5 cm da base, conforme indicações da Figura 16. Observa-se que a face externa do recipiente é dotada de mangueira através da qual o nível d'água interno pode ser visualizado e régua graduada para tais medições.

O procedimento adotado durante o teste foi de posicionar os equipamentos no interior do recipiente, próximos de sua base, e promover o seu enchimento, seguido do seu esvaziamento gradual, com pausa para anotação manual dos níveis d'água a serem comparados posteriormente com os registrados pelos *Levelloggers*.

Foram testadas profundidades variando de 14 a 96,5 cm antes da limpeza e de 10 a 95,6 cm após a limpeza. Limpeza esta consiste na remoção de sedimentos das membranas dos equipamentos.

Figura 16 – Teste dos *Levelloggers* no Laboratório de Fenômenos dos Transportes – EESC/USP.

Na Figura 17 e Figura 18 são mostrados os resultados dos testes.

Figura 17 – Registros dos *Levelloggers* L1 (linha azul), L2 (linha vermelha) e L3 (linha laranja) em comparação com a faixa de erro admissível (linha verde) antes da limpeza. Os valores estão normalizados pelas respectivas profundidades testadas

Os dados foram normalizados com as respectivas profundidades testadas. Houve melhora visível do *Levellogger* L2, visto que após a limpeza os registros ficaram dentro da

faixa de erro admissível. O erro médio absoluto dos registros do *Levellogger* L1 caiu de -5 para -3 cm. O único *Levellogger* que estava dentro da faixa de erro admissível foi o L3. Após a limpeza houve piora no desempenho do L3. Isto pode ser explicado por uma ineficiência na limpeza, uma vez que o sedimento pode ter se movido durante a limpeza e tapado o sensor.

Figura 18 – Registros dos *Levelloggers* L1 (linha azul), L2 (linha vermelha) e L3 (linha laranja) em comparação com a faixa de erro admissível (linha verde) após a limpeza. Os valores estão normalizados pelas respectivas profundidades testadas.

Para prevenir o acúmulo de sedimento, foi proposta a utilização de meia de seda para proteção dos equipamentos. Notou-se que a lavagem dos equipamentos imediatamente após cada teste possibilitava a remoção de pequenas partículas. Suspeitando-se ainda que tais partículas pudessem interferir nas medidas de pressão (níveis), ocorreu a ideia de repetição do último teste: com os *Levelloggers* protegidos por balão elástico (bexiga) e meia de seda.

Necessitava saber se a seda interferiria nos registros dos *Levelloggers*. Para tanto, foram testadas diferentes profundidades para o equipamento primeiramente sem proteção e depois do sensor ser envolto com a meia de seda. As profundidades testadas variaram entre 16 e 99 cm para o teste sem a meia de seda e de 17 a 91 cm para o teste com a meia de seda.

A partir da Figura 19 e Figura 20 pode-se perceber que a meia de seda não teve interferência na pressão registrada pelos sensores.

Figura 19 – Registros dos *Levelloggers* L1 (linha azul), L2 (linha vermelha) e L3 (linha laranja) em comparação com a faixa de erro admissível (linha verde) sem meia de seda. Os valores estão normalizados pelas respectivas profundidades testadas.

Ressalta-se que o teste usando a bexiga envolvendo o sensor foi descartado após a análise dos dados totalmente incoerentes uns com os outros. Além da dificuldade de preparar o sistema (água + bexiga + *Levelloggers*).

Figura 20 – Registros dos *Levelloggers* L1 (linha azul), L2 (linha vermelha) e L3 (linha laranja) em comparação com a faixa de erro admissível (linha verde) após a proteção com meia de seda. Os valores estão normalizados pelas respectivas profundidades testadas.

O *Levellogger* L3 que já registrava um nível acima das profundidades testadas após a proteção passou a registrar valores com erros ainda maiores. O erro absoluto médio do

Levellogger L3 aumentou, de 1,66 para 2,0 cm. Já o *Levellogger* L1 que antes da proteção registrava níveis abaixo das profundidades testadas teve seu erro diminuído com a proteção, uma vez que a meia de seda fez com que a pressão registrada fosse maior. O *Levellogger* L2 permaneceu dentro da faixa de erro admissível,

Inferre-se da Figura 20 que o erro absoluto médio do *Levellogger* L1 diminuiu de -3,4 para -2,9 cm. Como a diferença foi pequena, optou-se por utilizar a meia de seda para proteção do equipamento no trabalho de campo, uma vez que a interferência dos sedimentos nos sensores foi bem maior.

4.3.1.2 Planejamento e teste da instalação usada para abrigar os medidores de nível em campo

A instalação dos medidores de nível em campo pode ser considerada uma das tarefas mais intensivas em termos da dedicação exigida e consistiu de uma série de tentativas e erro até que finalmente se pudessem registrar as informações almejadas.

Inicialmente vislumbrou-se a medição de nível em dois pontos: o primeiro localizado no Córrego do Gregório, na Rua Comendador Alfredo Maffei, próximo à loja ROMAQ e o segundo, também, no Córrego do Gregório, na Rua Comendador Alfredo Maffei, próximo ao SESC.

Tubos de aço galvanizado de 100 mm de diâmetro, abertos na parte inferior e dotados de rosca e tampa, foram fixados junto às paredes do canal através de braçadeiras de ferro para servirem de elemento de proteção aos equipamentos de medição de nível em campo. Observa-se na imagem da Figura 21 que os tubos foram fixados acima da cantoneira construída para evitar as arestas em 90 graus da seção transversal retangular, ao lado dos quais se instalaram réguas metálicas.

Figura 21 – Ponto 1. Instalação da régua e do tubo para proteção dos equipamentos (margem esquerda).

Pode-se observar na Figura 21 que a régua está dobrada juntamente à parede do canal. Isso foi feito para facilitar a instalação da mesma e, também, para que a leitura seja feita em relação ao ponto de menor cota da seção transversal do canal.

Figura 22 – Ponto 2. Instalação da régua e do tubo para proteção do equipamento (margem esquerda).

Observa-se na Figura 22 que o escoamento de base do Córrego do Gregório não é registrado pelo equipamento e que os equipamentos (1 *Barologger* e 1 *Levellogger*) foram instalados na margem esquerda do canal. Lembrando que o escoamento ocorre da esquerda para a direita neste ponto.

Figura 23 – Ponto 1. Instalação dos equipamentos (margem esquerda).

Na Figura 23 é possível visualizar que foi colocado um parafuso “passante” e um “mosquetão” na parte superior do tubo para facilitar a rápida instalação dos equipamentos (*Barologger* e *Levelogger*), sustentados por cabo de aço.

Figura 24 – Sistema "mosquetão", "passante" e tampa do tubo ilustrados. Ponto 2 (margem esquerda).

As Figura 23 e Figura 24 oferecem indicações de como a instalação se configurava, bastando fixar o “mosquetão” ao parafuso “passante” e tampar com a chave de grifo. O uso da chave de grifo se faz necessário, pois somente assim os equipamentos ficariam seguros dentro do tubo, evitando assim ações de vandalismo sobre os mesmos.

Entretanto, um evento chuvoso ocorreu e que não foi registrado pelos equipamentos. Dentre as razões atribuídas a esse insucesso, avaliou-se que o ar pudesse não estar sendo expulso do tubo para que a água pudesse entrar e, portanto, decidiu-se pela substituição da tampa do tubo por outra com respiro, conforme imagem da Figura 25.

Figura 25 – Tampa dos tubos que foram modificadas com saída de ar.

Percebe-se que o “respiro” foi feito em formato de “U” para evitar que a água da chuva entrasse e molhasse o *Barologger* que fica na parte superior do tubo, próximo ao parafuso “passante”.

Posteriormente aos problemas encontrados na obtenção de dados relativos ao evento chuvoso ocorrido no dia 15/02/2013, adicionou-se mais um ponto (uma seção intermediária localizada entre as outras duas seções já estabelecidas). Portanto, o ponto 1 (ROMAQ) não sofreu mudança. O novo ponto passa a ser o ponto 2 e o antigo ponto 2 (SESC) passa a ser o ponto 3 (jusante).

A inspeção visual do comportamento do escoamento durante o evento do dia 15/02/2013 foi instrumental por permitir diversas constatações. A primeira delas é que a velocidade do escoamento era muito superior à esperada. O tubo interferia sobremaneira no escoamento, promovendo turbulência. Além disso, ficou evidente a razão pela qual a água não subia no tubo: o descolamento da lâmina líquida na sua parte inferior promovia sucção do ar no interior do tubo.

Mudanças radicais nas instalações foram promovidas após tais insucessos. Os tubos galvanizados foram substituídos por tubos de PVC de 50 mm de diâmetro. Tentou-se a instalação desses tubos na face externa do canal, mas logo se verificou que a presença de pedras inviabilizava a escavação a trado em 2 dos 3 pontos.

Figura 26 – Ponto 1 localizado na margem esquerda do córrego.

Observa-se na Figura 26 que o tubo de PVC foi instalado junto à parede externa do canal até a mesma altura da cantoneira no fundo do canal. Porém não foi possível a perfeita comunicação do tubo de menor diâmetro, já existente nas peças pré-moldadas do canal, com o tubo de PVC instalado junto à parede externa do canal. Essa dificuldade fez com que a ideia inicial de estabelecer uma estrutura de vaso comunicante fosse abandonada.

Optou-se por instalar os tubos 2 e 3 nas discontinuidades identificadas entre as peças pré-moldadas de maneira que os tubos, agora perfurados e fechados na base, não interferissem no escoamento e permanecessem em região de menor influência da turbulência.

Figura 27 – Ponto 2 (a) e ponto 3 (b) localizados na margem esquerda e margem direita do córrego.

Pode-se observar na Figura 27 que os tubos PVC de 2'' foram instalados entre duas peças pré-moldadas, precisando apenas de pequenas chapas de ferro para evitar que os tubos tenham movimento quando o nível d'água subir. Podem-se observar, também, as réguas instaladas a jusante dos pontos, pois o fluxo d'água ocorre da esquerda para direita (Figura 27 a) e da direita para a esquerda (Figura 27 b). Essa inversão ocorre pois os pontos estão em margens diferentes.

Para o ponto 1, uma nova ideia foi testada. Não havendo descontinuidade na parede do canal nesse ponto, tentou-se o emprego de uma canaleta usada para o propósito de instalações elétricas como estrutura de proteção em substituição ao tubo de PVC. Ela é metálica e toda vazada, conforme detalhe da Figura 30. A Figura 28 possibilita visualização da nova instalação para o ponto 1. Observa-se que a régua foi instalada a jusante do ponto de medição, pois o fluxo d'água é da esquerda para a direita nesse ponto.

Figura 28 – Reformulação da instalação do ponto 1 na margem esquerda do córrego.

Realizaram-se ainda alguns ajustes nos outros dois pontos (2 e 3) como, por exemplo, alargamento dos furos nos tubos de PVC (Figura 29 a e b) e adequação das alturas dos equipamentos dentro dos tubos (Figura 29 c e d).

Figura 29 – a) Ponto 2 após alargamento dos furos no tubo de PVC; b) Ponto 3 após alargamento dos furos no tubo de PVC; c) *Levellogger* dentro do tubo, ponto 2 e d) *Levellogger* dentro do tubo, ponto 3.

Na Figura 29 a) e b) observa-se que a parte inferior do tubo (“cotovelo”) permanece fechada, com possibilidade de ser aberta para limpeza.

Figura 30 – Sujeira acumulada na canaleta (ponto 1).

A canaleta se mostrou inviável por acumular detritos do escoamento a ponto de impossibilitar a remoção dos equipamentos (Figura 30), que se mantiveram presos no seu interior. Assim optou-se pela relocação do ponto 1 em condições semelhantes às dos demais.

As restrições de espaço do novo local identificado fizeram que se partisse para a instalação de um tubo em aço galvanizado de 31 mm todo perfurado (Figura 31). A perfuração foi realizada pela equipe de técnicos do Laboratório da Mecânica na Escola de Engenharia de São Carlos (EESC) da Universidade de São Paulo (USP).

Figura 31 – Ponto 1 em sua nova, e última, versão.

Pode-se observar, ainda, que a régua se localiza a montante do ponto 1, pois o escoamento ocorre da direita para a esquerda. A régua só foi instalada a montante do ponto, única e exclusivamente, por esta ficar escondida “atrás” da chapa de concreto que está logo a montante e levemente à frente da chapa onde se localiza a régua.

Algumas fotos esclarecedoras são mostradas nas Figura 32 a Figura 35.

Observa-se na Figura 32 o sistema criado para facilitar a instalação e remoção dos equipamentos dos pontos de coleta. Essa imagem foi obtida no ponto 1

Figura 32 – Sistema gancho de varal atravessado na tampa do tubo (ponto 1).

Uma informação que não pode ser inferida da Figura 32 é que a parte do parafuso que atravessa a tampa foi lacrada com *Durepox* para evitar que curiosos removam o gancho e todo o sistema fosse comprometido.

Figura 33 – Mosquetão acoplado no gancho de varal (ponto 1).

Basta instalar os equipamentos suspensos por cabos de aço acoplados ao mosquetão no gancho da tampa e proceder com o fechamento da mesma com a chave de grifo. Lembrando que o escoamento é da esquerda para a direita e o ponto se localiza na margem direita do Córrego. Ao fundo tem-se um degrau que se localiza a exatos 2,7 metros do ponto 1.

Figura 34 – Mosquetão acoplado no gancho de varal (ponto 2).

Na Figura 34 é mostrado o mesmo sistema instalado no tubo de PVC para o ponto 2. Lembrando que o escoamento é da direita para a esquerda (de baixo para cima na Figura 34) e o ponto se localiza na margem esquerda do Córrego.

Figura 35 – Mosquetão acoplado no gancho de varal (ponto 3).

Na Figura 35 é mostrado o mesmo sistema instalado no tubo de PVC para o ponto 3. Lembrando que o escoamento é da esquerda para a direita (de cima para baixo na Figura 35) e o ponto se localiza na margem direita do Córrego.

Notou-se que havia necessidade de manutenção das instalações após eventos chuvosos para preservar os equipamentos e garantir futuras medidas coerentes.

Figura 36 – Sujeira encontrada na régua na altura de 1,42 m.

Desse modo pode-se verificar que havia sujeira na régua na altura de 1,42 metros (Figura 36).

Figura 37 – Limpeza do tubo e do equipamento.

Observa-se que na Figura 37 a limpeza, do equipamento e do tubo protetor, realizada sempre após os eventos chuvosos para evitar o acúmulo de sujeira no fundo do tubo. Observa-se ainda que o equipamento localiza-se no fim do tubo, e ao ser fechado garante que o equipamento realize medidas de nível d'água com alturas a partir de 0,48 m.

4.3.1.3 Coleta dos dados de nível

Ao plugar o equipamento no computador (por meio de cabos) basta clicar em (*Retrieve Datalogger Settings*) na primeira aba de ferramentas (*Datalogger Settings*) para o software reconhecer o equipamento. Quando o primeiro uso do software foi realizado todos os equipamentos foram sincronizados com o computador. Primeiramente todos os equipamentos eram “estartados” para o mesmo horário futuro (30 minutos aproximadamente). Só preencher o campo data e horário e clicar em “*Start now*” (parte inferior direita da Figura 38) para o equipamento ficar pronto para o uso. Pode ainda ajustar tempo de coleta de dados, nomear os equipamentos, trocar a unidade de registro dos dados e alterar o modo de coleta. Este último permite que o equipamento só comece a registrar quando atingir certo valor pré-estabelecido ou registrar continuamente a partir da hora determinada substituindo os dados antigos por novos dados coletados recentemente.

Figura 38 – Interface inicial do software (aba *Datalogger Settings*).

Com a rotina de preparo dos equipamentos finalizada no LabSin inicia-se a disposição dos mesmos em seus respectivos pontos do córrego, ação essa que demanda boa vontade e disposição dos ajudantes pois o trajeto de ida mais a instalação mais o trajeto de volta duravam cerca de 40 minutos.

De acordo com o intervalo de registro dos dados de nível estabelecidos anteriormente era possível saber a autonomia dos equipamentos no campo e próximo ao término desse período era necessário, novamente, ajudantes para buscá-los.

Após o retorno ao LabSiN os dados eram descarregados no computador na aba “*Data Control*” do software. Com os dados devidamente baixados e nomeados conforme os equipamentos que pertencem inicia-se a etapa de compensação barométrica dos dados. Essa etapa consiste basicamente em um cálculo realizado pelo próprio software que abate dos registros dos *Levelloggers* os registros dos *Barologgers*. Os *Levelloggers* registram os dados em metros de coluna d’água e os *Barologgers* em kPa. Essa diferença de unidades é considerada pelo software para realizar a compensação barométrica.

Na aba “*Data Control*” é necessário que os dados que serão utilizados estejam abertos antes de realizar a compensação Barométrica. A compensação barométrica possui três passos:

1. O primeiro passo consiste em selecionar o item que corresponde aos dados do *Levellogger* conforme pode ser visualizada na Figura 39 o L3 foi selecionado e prosseguir ao próximo passo.

Figura 39 – Passo 1: Selecionar o *Levellogger* para realizar a compensação barométrica.

2. O segundo passo é mais complexo caso a opção de ajustes manuais for selecionada. Nesse trabalho sempre utilizou a opção compensação barométrica (conforme Figura 40).

Figura 40 – Passo 2: Escolher ou a compensação barométrica ou ajustes manuais

3. O terceiro passo consiste em selecionar o item que corresponde aos dados do *Barologger* conforme pode ser visualizada na Figura 41 o B3 foi selecionado.

Figura 41 – Passo 3: Selecionar o *Barologger* para realizar e finalizar a compensação barométrica.

Ao finalizar a compensação barométrica o programa irá produzir um novo arquivo referente às transformações realizadas e irá abri-lo na aba “*Data Control*” semelhante ao da Figura 42.

Figura 42 – Dados já compensados e prontos para uso.

Os dados já compensados estão prontos para serem usados e os valores de nível já estão em metros. Os dados podem ser exportados para o formato Excel e assim facilitar o trabalho com planilhas e eventuais ajustes numéricos.

A. Média Móvel com 5 valores

Os eventos reais foram seccionados próximo ao valor limitante de 0,4 m para o ponto 1. Essa decisão foi tomada, pois no ponto 1 ocorrem maiores velocidades de escoamento e assim, consequentemente, os registros de nível nesse ponto eram menores que os registros dos demais.

Em todos os dados reais coletados foi aplicado um simples método matemático (média móvel com 5 valores) para atenuar grandes variações de leituras (semelhante a um eletrocardiograma). Ressalta-se que não houve deslocamento considerável do ponto máximo dos eventos (picos) houve apenas pequena redução nos valores máximos, pois a média móvel que inclui o valor máximo e 4 valores menores que o máximo será sempre menor do que o próprio valor máximo.

$$\begin{array}{cccccccccccccccc}
 a_1 & a_2 & a_3 & a_4 & a_5 & a_6 & \dots & a_{n-4} & a_{n-3} & a_{n-2} & a_{n-1} & a_n \\
 \underbrace{\hspace{1.5cm}} & \underbrace{\hspace{1.5cm}} & \underbrace{\hspace{1.5cm}} & \underbrace{\hspace{1.5cm}} & \underbrace{\hspace{1.5cm}} & \underbrace{\hspace{1.5cm}} & & \underbrace{\hspace{1.5cm}} & \underbrace{\hspace{1.5cm}} & \underbrace{\hspace{1.5cm}} & \underbrace{\hspace{1.5cm}} & \underbrace{\hspace{1.5cm}} \\
 & & \bar{a}_3 & \bar{a}_4 & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \bar{a}_{n-2} & &
 \end{array} \quad 4.1$$

Por exemplo, se o valor original a_3 for o valor máximo do evento (pico) o valor máximo da média móvel $\bar{a}_3$ será consequentemente menor, pois os valores a_1 , a_2 , a_4 e a_5 são menores que o valor máximo a_3 fazendo com que a média ($\bar{a}_3$) seja um valor sensivelmente menor que o valor original a_3 .

4.3.1.4 Estimativas de velocidades

A. Dia 23/03/2013

A estimativa da velocidade superficial do escoamento foi realizada no dia 23/03/2013 por meio de vídeos. O início das filmagens ocorreu por volta das 12 horas e 30 minutos, com duração de aproximadamente 45 minutos. As filmagens foram realizadas a partir da margem esquerda do canal em dois pontos: câmera 1 em frente ao ponto 1 (montante) e câmera 2 em frente ao ponto 3 (jusante). Na parede da margem direita do canal (onde se localiza os tubos com os equipamentos 1 e 3) foram feitas marcações de 5 metros a montante dos pontos e 5 metros a jusante dos pontos, com tinta amarela, totalizando uma variação de espaço ($\Delta S = 10\text{m}$). As estimativas foram realizadas com o auxílio de flutuadores (isopor, sacos plásticos, bolas, madeira e etc) que aleatoriamente passavam no canal do

Córrego Gregório na hora da filmagem e foram filmados. Assim, com o ΔS (m) conhecido e a variação no tempo Δt (s) estimado com o auxílio do *Windows Movie Maker*, fez-se o cálculo da velocidade superficial para vários momentos durante o evento chuvoso para os dois pontos filmados.

4.3.1.5 Levantamento topográfico

A planta do levantamento topográfico do trecho de canal estudado encontra-se no Apêndice A desse trabalho.

Para o levantamento topográfico do canal foi utilizada uma estação total (modelo PC - 407), réguas (miras) e o posicionamento geográfico dos 3 pontos foi obtido com o uso de dois GPS (modelo L 200). Devido ao acúmulo de vegetação (Figura 43 b)) nas frestas entre as peças pré-moldadas de concreto, a primeira topografia (dia 26/03/2013) foi comprometida, pois a mira não foi devidamente posicionada nos extremos do canal. Assim fez-se necessário um novo levantamento topográfico que foi realizado dia (16/05/2013).

Figura 43 – a) Mato e galhos de mamoneira retirados das frestas entre as chapas de concreto; b) Mamoneira e mato ainda entre as frestas do canal e ao chão parte retirada para realizar a topografia.

No mesmo dia do segundo levantamento topográfico foi realizada a limpeza interna (Figura 43-a) do canal para facilitar a leitura. Ressalta-se a presença de uma mamoneira de tamanho considerável que nasceu entre as frestas das peças pré-moldadas.

Figura 44 – a) Mira posicionada perto da lamina d’água;b) Mira na parte superior do “chanfro” do canal.

Observa-se na Figura 44 a) e b) que a topografia foi realizada corretamente, pois a mira foi posicionada no extremo do canal perto da lamina d’água e na parte superior do “chanfro” do canal para assim traçar o perfil do canal corretamente.

4.3.2 Trabalho numérico-computacional

O trabalho numérico-computacional desenvolvido pode ser subdividido em duas fases principais: a primeira de construção e teste da rotina computacional construída para resolução das equações de *Saint-Venant* e a segunda de calibração de parâmetros para esse modelo.

4.3.2.1 Construção e teste da rotina computacional construída para resolução das equações de *Saint-Venant*

A. Equações governantes do escoamento em estudo

O escoamento que ocorre nos canais pode ser completamente descrito através das equações da continuidade e da quantidade de movimento.

A equação da continuidade para o escoamento unidimensional transiente através de canais pode ser expressa por:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad 4.2$$

Da mesma forma, a equação de quantidade de movimento para o escoamento unidimensional através de canais pode ser escrita como:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{d}{dx}(\beta QV) + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gAS_f - gAS_0 = 0 \quad 4.3$$

sendo β (unidimensional) o fator de correção da quantidade de movimento, V (m/s) a velocidade transversal média e y (m) profundidade do fluxo. Assumindo $\beta = 1$ para um canal prismático, e observando que $V = Q/A$, a Equação 4.3 torna-se

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{d}{dx}\left(\frac{Q^2}{A}\right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gAS_f - gAS_0 = 0 \quad 4.4$$

As Equações 4.2 e 4.4 descrevem o fluxo unidimensional instável em canais prismáticos, conhecidas como equações de *Saint-Venant*. Como discutido também por Strelkoff (1969), Yen (1973), e Chaudhry (1993), os principais pressupostos utilizados na derivação das equações de *Saint-Venant* são as seguintes:

1. A distribuição da pressão é hidrostática;
2. A velocidade é uniformemente distribuída ao longo de uma seção de canal;
3. A declividade média de canal é pequena e, portanto, a profundidade de fluxo medida em relação à vertical é considerada igual à medida perpendicularmente ao fundo do canal, e
4. O fluxo é homogêneo e incompressível.

Também se pode escrever a equação de quantidade de movimento (Equação 4.4) em termos da cota piezométrica ou cota de elevação, $h = z + y$, onde h (m) é a cota de elevação da superfície da água medido a partir de um ponto de referência horizontal e z (m) é a elevação do fundo do canal acima do ponto de referência horizontal. Substituindo $y = h - z$ na Equação 4.4 e observando que $S_0 = -\partial z/\partial x$, obtemos:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{d}{dx}\left(\frac{Q^2}{A}\right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gAS_f = 0 \quad 4.5$$

As equações de *Saint-Venant* também podem ser escritas em termos da velocidade, em substituição à descarga. Observando que $Q = V.A$, $(\partial A/\partial t) = (\partial A/\partial y).(\partial y/\partial t) = B(\partial y/\partial t)$, e $(\partial A/\partial x) = (\partial A/\partial y).(\partial y/\partial x) = B(\partial y/\partial x)$, onde B (m) é a largura superior, a Equação 4.2 torna-se

$$B \frac{\partial y}{\partial t} + VB \frac{\partial y}{\partial x} + A \frac{\partial V}{\partial x} = 0 \quad 4.6$$

Da mesma forma, pode-se reescrever a equação de quantidade de movimento como:

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} + gS_f - gS_0 = 0 \quad 4.7$$

Lai (1986) resumiu as outras formas comuns das equações de *Saint-Venant* encontradas na literatura. Muitos pesquisadores, incluindo Boussinesq (LAI, 1986) e Yen (1973), sugeriram modificações para as equações de *Saint-Venant*. No entanto, como apontado por Lai (1986), as equações originais ainda são consideradas adequadas para muitos problemas práticos.

Quando a fórmula de *Manning* é usada para representar a resistência ao escoamento a declividade da linha de energia pode ser expressa como

$$S_f = \frac{V^2 n^2}{k_n^2 R_h^{4/3}} = \frac{n^2 Q^2}{k_n^2 A^2 R_h^{4/3}} = \frac{P^{4/3} n^2 Q^2}{k_n^2 A^{10/3}} \quad 4.8$$

sendo $P(m)$ o perímetro molhado e $k_n (m^{1/3}/s)$ constante de adequação ao sistema de unidades adotado. Para fluxos em sentidos opostos para diferentes tempos pode-se escrever essa expressão em uma forma ligeiramente diferente, como:

$$S_f = \frac{n^2 V |V|}{k_n^2 R_h^{4/3}} = \frac{n^2 Q |Q|}{k_n^2 A^2 R_h^{4/3}} = \frac{n^2 P^{4/3} Q |Q|}{k_n^2 A^{10/3}} \quad 4.9$$

Ao expressar o coeficiente de atrito na forma da Equação 4.9, é possível explicar, o fluxo invertido em um canal. Se o fluxo ocorre na direção contrária em qualquer parte do canal (no sentido de jusante a montante), V ou Q teria valor negativo. Em seguida, a Equação 4.9 produziria um valor negativo para o coeficiente de atrito, em concordância com o princípio básico de que o fluxo ocorre sempre de maneira a reduzir a carga hidráulica.

As equações de *Saint-Venant* são classificadas como equações diferenciais parciais do tipo hiperbólico. Todas as variáveis de fluxo são funções do tempo e da distância ao longo do canal. Em outras palavras, esse equacionamento admite que num determinado ponto, a profundidade de escoamento, a descarga, e as outras variáveis do fluxo variem ao longo do

tempo. Da mesma forma, em um instante fixo, as variáveis do escoamento podem mudar ao longo do canal. Para um dado canal de propriedades conhecidas (geometria da seção transversal, o fator de rugosidade, a declividade de fundo longitudinal, etc), as incógnitas das Equações 4.2 e 4.4 são a descarga, Q , e a profundidade do fluxo, y . As variáveis de fluxo, tais como a área, A , e a declividade da linha de energia, S_f , podem ser expressa em termos de Q e y . (As incógnitas são V e y se as Equações 4.6 e 4.7 forem utilizadas.) As variáveis independentes são o tempo, t , e a distância ao longo do canal, x . Uma condição inicial e duas condições de contorno são necessárias para resolver as equações de *Saint-Venant*. A condição inicial é descrita pelas incógnitas Q e y (ou V e y), ao longo do canal no instante zero. Por exemplo, o fluxo através de um canal pode ser inicialmente estacionário. Neste caso, uma vazão constante ao longo do canal e o perfil da superfície da água correspondente a essa descarga descrevendo a condição inicial.

Se o fluxo for subcrítico, uma condição de contorno para cada uma das extremidades, de montante e jusante do canal, é necessária. Se o fluxo for supercrítico, ambas as condições de contorno devem ser dadas na extremidade de montante. A condição de contorno pode ser na forma de uma relação especificada entre as incógnitas em uma das extremidades do canal. Por exemplo, se um canal de transporte do fluxo subcrítico termina numa queda livre, pode-se utilizar a relação de escoamento crítico ($F_r = 1.0$) como condição de contorno de jusante. Além disso, uma das incógnitas pode ser pré-estabelecida como função do tempo para uma condição de contorno. Por exemplo, um hidrograma de descarga (a relação entre Q e t) pode ser utilizado como uma condição de contorno de montante.

B. Métodos de solução numérica

As equações de *Saint-Venant* não admitem solução analítica e, portanto, métodos numéricos são utilizados para resolvê-las. Para aplicar um método numérico, é necessário a discretização espaço temporal do escoamento, conforme indicações da Figura 45. Isto permite o uso de uma grade computacional para formular as equações na forma de diferenças finitas. As linhas verticais da malha computacional representam locais diferentes ao longo de um canal, e as linhas horizontais correspondem aos tempos discretizados para uma solução numérica. Ambos os incrementos de espaço Δx e de tempo Δt , podem variar. No entanto, aqui eles são tomados como incrementos constantes por razões de simplicidade. As linhas horizontais e verticais interceptam-se definindo os nós da rede computacional, para os quais

as soluções numéricas são procuradas. A linha horizontal marcando 0 (zero) representa o instante inicial para o qual as condições de fluxo são conhecidas para todos os nós.

Figura 45 – Malha computacional (AKAN, 2006).

A linha vertical rotulada como 1 representa a extremidade de montante do canal e o N rotulado representa a extremidade a jusante.

As condições de contorno se aplicam aos nós destas linhas. Conhecendo as condições iniciais, isto é, em $t = 0$, o primeiro passo computacional determina as condições de fluxo em todos os nós da linha horizontal de rótulo 1 (1 passo de tempo à frente), isto é, em $t = 1\Delta t$. Depois das condições no passo de tempo 1 terem sido determinadas, os cálculos são realizados para o próximo passo de tempo (tempo 2), e assim sucessivamente. Em outras palavras, quando se está a calcular as condições de escoamento $n + 1$ passos de tempo à frente, as condições do instante n são conhecidas. Por exemplo, se as Equações 4.2 e 4.4 são adotadas como as equações governantes para os cálculos de Q_i^{n+1} e y_i^{n+1} , as variáveis Q_i^n e y_i^n são conhecidas para $i = 1, 2, 3, \dots, N$, sendo i e n os índices das seções transversais e instantes de cálculo, de acordo com a malha computacional estabelecida (Figura 45).

As equações de diferenças finitas são obtidas usando as aproximações da série de Taylor para os termos diferenciais parciais das equações de *Saint-Venant*. No entanto, como a série infinita é truncada ao substituir os termos das derivadas parciais por coeficientes de diferenças finitas, estas aproximações causam erros de truncamento. Os erros de truncamento estão relacionados com os incrementos espaciais e temporais, bem como com a natureza das aproximações utilizadas para converter as equações contínuas em equações discretas. A

acumulação de erros de truncamento apresenta potencial para tornar os resultados de um método numérico inválido.

Um método numérico deve ser coerente, convergente e estável para produzir resultados aceitáveis. Como discutido por Franz e Melching (1997), um método numérico é consistente se as equações governantes contínuas são obtidas a partir das equações de diferenças finitas com o incremento de espaço, Δx , e o incremento de tempo, Δt , simultaneamente aproximando de zero. Um método numérico é convergente se, ao reduzir Δx e Δt , os resultados se aproximam de valores limites que coincidem com a solução verdadeira das equações diferenciais governantes. Consistência é referente às equações e convergência se refere às soluções destas equações. Um método numérico é computacionalmente estável se os erros de truncamento e arredondamento não divergem a solução. Se um método numérico é instável, pequenas alterações no parâmetro de entrada (por exemplo, o valor da rugosidade *Manning* ou o incremento de tempo) podem levar a alterações muito grandes nos resultados.

C. Esquema implícito de diferenças finitas

Nos esquemas implícitos de diferenças finitas, os valores no passo de tempo $n + 1$, assim como o estágio n são usados para aproximar as derivadas espaciais e de tempo e as variáveis dependentes das equações de *Saint-Venant*. Essa formulação não vai levar a expressões explícitas para avaliar as variáveis em $n + 1$; em vez disso, um conjunto algébrico, de equações não-lineares será obtido. Estas equações serão resolvidas simultaneamente para obter os resultados na etapa $n + 1$ todos de uma vez.

Suponhamos que o comprimento total de um canal é dividido em $N - 1$ trechos, como mostrado na Figura 45. Então, para qualquer intervalo de tempo de computação, têm-se um total de $2N$ incógnitas: Q_i^{n+1} e y_i^{n+1} para $i = 1, 2, 3, \dots, N$. A continuidade e as equações de momento na forma de diferenças finitas para cada passo, resultando em $2N - 2$ equações. As duas equações restantes necessárias para determinar as incógnitas $2N$ virá das condições de contorno. Para o fluxo subcrítico, uma equação de contorno para cada um dos limites a montante e a jusante são utilizadas. Para um fluxo supercrítico, ambas as equações de contorno são para a extremidade a montante.

Vários esquemas implícitos de diferenças finitas têm sido relatados na literatura (Chaudhry, 1993; Sturm, 2001). Um esquema implícito de quatro pontos, às vezes chamado de método de *Preissmann*, foi usado no presente trabalho. O método pode ser aplicado a qualquer forma das equações de *Saint-Venant*, tais como as Equações 4.2 e 4.4, Equações 4.2

e 4.5, ou as Equações 4.6 e 4.7. A formulação utilizada aqui é para Equações 4.2 e 4.5. No entanto, as expressões análogas podem ser obtidas por outras formas de equações de SV.

Equações de trecho

Entendendo-se por trecho um segmento do comprimento do canal entre dois nós, o método de *Preissmann* admite as seguintes aproximações para o trecho do canal entre os nós i e $i + 1$:

$$\frac{\partial A}{\partial t} \approx \frac{(A_{i+1}^{n+1} + A_i^{n+1}) - (A_{i+1}^n + A_i^n)}{2\Delta t} \quad 4.10$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} \approx \frac{(Q_{i+1}^{n+1} + Q_i^{n+1}) - (Q_{i+1}^n + Q_i^n)}{2\Delta t} \quad 4.11$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} \approx \frac{\theta(Q_{i+1}^{n+1} + Q_i^{n+1}) + (1 - \theta)(Q_{i+1}^n + Q_i^n)}{\Delta x} \quad 4.12$$

$$\frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} \approx \frac{\theta \left\{ \left[\frac{(Q_{i+1}^{n+1})^2}{A_{i+1}^{n+1}} \right] - \left[\frac{(Q_i^{n+1})^2}{A_i^{n+1}} \right] \right\}}{\Delta x} + \frac{(1 - \theta) \left\{ \left[\frac{(Q_{i+1}^n)^2}{A_{i+1}^n} \right] - \left[\frac{(Q_i^n)^2}{A_i^n} \right] \right\}}{\Delta x} \quad 4.13$$

$$A \frac{\partial h}{\partial x} \approx \theta \frac{(A_{i+1}^{n+1} + A_i^{n+1})}{2} \frac{(h_{i+1}^{n+1} - h_i^{n+1})}{\Delta x} + (1 - \theta) \frac{(A_{i+1}^n + A_i^n)}{2} \frac{(h_{i+1}^n - h_i^n)}{\Delta x} \quad 4.14$$

$$A \approx \theta \frac{(A_{i+1}^{n+1} + A_i^{n+1})}{2} + (1 - \theta) \frac{(A_{i+1}^n + A_i^n)}{2} \quad 4.15$$

$$AS_f \approx \theta \frac{(A_{i+1}^{n+1} + A_i^{n+1})}{2} \frac{(S_f)_{i+1}^{n+1} + (S_f)_i^{n+1}}{2} + (1 - \theta) \frac{(A_{i+1}^n + A_i^n)}{2} \frac{(S_f)_{i+1}^n + (S_f)_i^n}{2} \quad 4.16$$

sendo θ = fator de ponderação entre 0 e 1. Um fator de ponderação de $\theta = 1,0$ produz um esquema totalmente implícito (BALTZLER & LAI, 1986), e $\theta = 1/2$ produz o esquema de caixa (AMEIN, 1968). Este método implícito de quatro pontos é incondicionalmente estável para $0,5 \leq \theta \leq 1$, e aumenta a precisão se θ próximo de 0,5 for escolhido (LAI, 1986). Fread (1974) recomenda $\theta = 0,55$ para ondas de cheias. Porque quatro nós $(i, n), (i + 1, n), (i, n + 1), e (i + 1, n + 1)$ são utilizados para expressar as derivadas espacial e

temporal e as variáveis das Equações 4.10 a 4.14, este esquema é geralmente chamado de um esquema implícito de quatro pontos.

Substituindo-se as Equações 4.10 e 4.12 na Equação 4.2, obtém-se a equação da continuidade na forma de diferenças finitas como:

$$\frac{(A_{i+1}^{n+1} + A_i^{n+1}) - (A_{i+1}^n + A_i^n)}{2\Delta t} + \frac{\theta(Q_{i+1}^{n+1} - Q_i^{n+1}) + (1 - \theta)(Q_{i+1}^n - Q_i^n)}{\Delta x} = 0 \quad 4.17$$

Da mesma forma, substituindo as Equações 4.11 e 4.13-4.16 na Equação 4.5, obtém-se a equação de momento na forma de diferenças finitas como:

$$\begin{aligned} & \frac{(Q_{i+1}^{n+1} + Q_i^{n+1}) - (Q_{i+1}^n + Q_i^n)}{2\Delta t} + \theta \frac{\left\{ \left[\frac{(Q_{i+1}^{n+1})^2}{A_{i+1}^{n+1}} \right] - \left[\frac{(Q_i^{n+1})^2}{A_i^{n+1}} \right] \right\}}{\Delta x} + (1 - \theta) \frac{\left\{ \left[\frac{(Q_{i+1}^n)^2}{A_{i+1}^n} \right] - \left[\frac{(Q_i^n)^2}{A_i^n} \right] \right\}}{\Delta x} \\ & + g\theta \frac{(A_{i+1}^{n+1} + A_i^{n+1})}{2} \frac{(h_{i+1}^{n+1} - h_i^{n+1})}{\Delta x} + g(1 - \theta) \frac{(A_{i+1}^n + A_i^n)}{2} \frac{(h_{i+1}^n - h_i^n)}{\Delta x} \\ & + g\theta \frac{(A_{i+1}^{n+1} + A_i^{n+1})}{2} \frac{(S_f)_{i+1}^{n+1} + (S_f)_i^{n+1}}{2} + g(1 - \theta) \frac{(A_{i+1}^n + A_i^n)}{2} \frac{(S_f)_{i+1}^n + (S_f)_i^n}{2} = 0 \end{aligned} \quad 4.18$$

Equações de contorno

Diversas são as possíveis condições de contorno. Por exemplo, se um hidrograma de montante é fornecido, então a equação de contorno para montante é escrita como:

$$Q_1^{n+1} - Q_M^{n+1} = 0 \quad 4.19$$

sendo Q_M^{n+1} a taxa de vazão de entrada a montante no passo tempo $n + 1$. Da mesma forma, se um canal convergir para escoamento subcrítico e terminar em uma queda livre, pode-se supor que o fluxo seja crítico (ou $F_r = 1.0$) neste ponto. Assim, a equação de contorno torna-se:

$$\frac{Q_N^{n+1}(B_N^{n+1})^{1/2}}{\sqrt{g}(A_N^{n+1})^{3/2}} - 1 = 0 \quad 4.20$$

Para os canais longos, é comum assumir que o fluxo se torne normal na extremidade a jusante. Neste caso, a equação de contorno de jusante é escrita como:

$$(S_f)_N^{n+1} - S_0 = 0 \quad 4.21$$

Outras condições de contorno são também possíveis. Se, por exemplo, um vertedor é colocado na extremidade de jusante, a relação entre Q_N e A_N (ou y_N) deve satisfazer à equação do vertedor em qualquer fase de tempo $n + 1$.

Procedimento de resolução

As incógnitas desconhecidas nas equações de diferenças finitas implícitas formuladas anteriormente são Q_i^{n+1} e h_i^{n+1} para $i = 1, 2, \dots, N$. A área, A_i^{n+1} e a declividade da linha de energia, $(S_f)_i^{n+1}$ podem ser expressas em termos de Q_i^{n+1} e h_i^{n+1} . Todos os outros termos são conhecidos, a partir das condições iniciais, ou a partir dos cálculos nas etapas de tempo anteriores. Assim, as Equações 4.17 e 4.18 podem ser expressas, simbolicamente, como:

$$C_i[Q_i^{n+1}, h_i^{n+1}, Q_{i+1}^{n+1}, h_{i+1}^{n+1}] = 0 \quad 4.22$$

$$M_i[Q_i^{n+1}, h_i^{n+1}, Q_{i+1}^{n+1}, h_{i+1}^{n+1}] = 0 \quad 4.23$$

sendo que C_i e M_i respectivamente indicam a forma de diferenças finitas das equações da continuidade e da quantidade de movimento para o fluxo entre os nós i e $i + 1$. Então, denotando a equação de contorno de montante por B_1 , a equação de contorno a jusante por B_N e escrevendo as Equações 4.22 e 4.23 para todos os trechos isto é, para $i = 1$ a $(N - 1)$, obtém-se um total de $2N$ equações algébricas não lineares em $2N$ equações desconhecidas como:

$$\begin{aligned} B_1[Q_1^{n+1}, h_1^{n+1}] &= 0 \\ C_1[Q_1^{n+1}, h_1^{n+1}, Q_2^{n+1}, h_2^{n+1}] &= 0; \quad M_1[Q_1^{n+1}, h_1^{n+1}, Q_2^{n+1}, h_2^{n+1}] = 0 \\ C_2[Q_2^{n+1}, h_2^{n+1}, Q_3^{n+1}, h_3^{n+1}] &= 0; \quad M_2[Q_2^{n+1}, h_2^{n+1}, Q_3^{n+1}, h_3^{n+1}] = 0 \\ &\dots\dots\dots \\ C_i[Q_i^{n+1}, h_i^{n+1}, Q_{i+1}^{n+1}, h_{i+1}^{n+1}] &= 0; \quad M_i[Q_i^{n+1}, h_i^{n+1}, Q_{i+1}^{n+1}, h_{i+1}^{n+1}] = 0 \\ &\dots\dots\dots \\ C_{N-1}[Q_{N-1}^{n+1}, h_{N-1}^{n+1}, Q_N^{n+1}, h_N^{n+1}] &= 0; \quad M_{N-1}[Q_{N-1}^{n+1}, h_{N-1}^{n+1}, Q_N^{n+1}, h_N^{n+1}] = 0 \\ B_N[Q_N^{n+1}, h_N^{n+1}] &= 0 \end{aligned} \quad 4.24$$

Essas equações formam um conjunto de $2N$ equações algébricas lineares em $2N$ incógnitas ΔQ_i e Δh_i para $i = 1, 2, \dots, N$. Deixando os expoentes $n + 1$ fora para abreviar, este sistema de equações lineares pode ser escrito em forma matricial como:

$$\begin{bmatrix}
 \frac{\partial B_1}{\partial Q_1} & \frac{\partial B_1}{\partial h_1} & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 \frac{\partial C_1}{\partial Q_1} & \frac{\partial C_1}{\partial h_1} & \frac{\partial C_1}{\partial Q_2} & \frac{\partial B_1}{\partial Q_1} & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 \frac{\partial M_1}{\partial Q_1} & \frac{\partial M_1}{\partial h_1} & \frac{\partial M_1}{\partial Q_2} & \frac{\partial B_1}{\partial Q_1} & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 \frac{\partial C_2}{\partial Q_1} & \frac{\partial C_2}{\partial h_1} & \frac{\partial C_2}{\partial Q_2} & \frac{\partial C_2}{\partial h_2} & \frac{\partial C_2}{\partial Q_3} & \frac{\partial C_2}{\partial h_3} & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & \frac{\partial M_2}{\partial Q_2} & \frac{\partial M_2}{\partial h_2} & \frac{\partial M_2}{\partial Q_3} & \frac{\partial M_2}{\partial h_3} & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & \frac{\partial C_3}{\partial Q_2} & \frac{\partial C_3}{\partial h_2} & \frac{\partial C_3}{\partial Q_3} & \frac{\partial C_3}{\partial h_3} & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \frac{\partial C_{N-1}}{\partial Q_{N-1}} & \frac{\partial C_{N-1}}{\partial h_{N-1}} & \frac{\partial C_{N-1}}{\partial Q_N} & \frac{\partial C_{N-1}}{\partial h_N} \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \frac{\partial M_{N-1}}{\partial Q_{N-1}} & \frac{\partial M_{N-1}}{\partial h_{N-1}} & \frac{\partial M_{N-1}}{\partial Q_N} & \frac{\partial M_{N-1}}{\partial h_N} \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & \frac{\partial B_N}{\partial Q_N} & \frac{\partial B_N}{\partial h_N}
 \end{bmatrix}
 \begin{bmatrix}
 \Delta Q_1 \\
 \Delta h_1 \\
 \Delta Q_2 \\
 \Delta h_2 \\
 \Delta Q_3 \\
 \Delta h_3 \\
 \vdots \\
 \Delta Q_N \\
 \Delta h_N
 \end{bmatrix}
 =
 \begin{bmatrix}
 -rB_1 \\
 -rC_1 \\
 -rM_1 \\
 -rC_2 \\
 -rM_2 \\
 \vdots \\
 -rC_{N-1} \\
 -rM_{N-1} \\
 -rB_N
 \end{bmatrix}
 \quad 4.26$$

A solução desse sistema por qualquer método de inversão de matriz, como o método de eliminação de *Gauss* (método utilizado neste trabalho), fornece as correções para os valores experimentais de Q_i^{n+1} e h_i^{n+1} para a próxima iteração. Em outras palavras:

$$(Q_i^{n+1})_{k+1} = (Q_i^{n+1})_k + (\Delta Q_i)_k \quad 4.27$$

$$(h_i^{n+1})_{k+1} = (h_i^{n+1})_k + (\Delta h_i)_k \quad 4.28$$

sendo que k e $(k + 1)$ indicam ciclos de iteração consecutivos. Este procedimento é repetido até que as correções sejam reduzidas para magnitudes toleráveis. O número de iterações necessárias para conseguir a solução de precisão desejada depende da proximidade dos valores teste para os valores reais.

Para viabilizar a resolução da matriz é necessário que o elemento da primeira linha e primeira coluna seja não nulo. Assim, se o contorno de montante for um limnigrama ao invés de um hidrograma, há necessidade de troca das derivadas em relação a Q para as derivadas em relação a h . Tal procedimento foi adotado no desenvolvimento do presente trabalho.

Elementos da matriz de coeficientes

Conforme ilustrado na Figura 46 o esquema abaixo foi realizado para facilitar as simulações computacionais.

Figura 46 – Esquema das seções e as declividades dos trechos 1 e 2 estudados adotados nas simulações computacionais.

O trecho de canal estudado foi subdividido em 11 seções de 10 subtrechos de 24,44 m cada. Outra informação contida na Figura 46 são as declividades dos dois trechos que compõem o estudo.

Calculando-se os elementos da matriz de coeficientes mostrada na Equação 4.26, avaliam-se as derivadas parciais do lado esquerdo das equações de diferenças finitas (Equações 4.17-4.21) no que diz respeito às variáveis desconhecidas procuradas. Por exemplo, se a condição de contorno de montante é dada sob a forma da Equação 4.19, e omitindo-se o expoente $n + 1$ para maior clareza, obtém-se:

$$\frac{\partial B_1}{\partial Q_1} = 1.0 \quad 4.29$$

e

$$\frac{\partial B_1}{\partial h_1} = 0 \quad 4.30$$

Da mesma forma, supondo-se que a condição de contorno de jusante seja dada sob a forma de Equação 4.21 e recordando a expressão para o coeficiente de atrito, S_f , a partir da Equação 4.8 como:

$$S_f = \frac{n^2 P^{4/3} Q |Q|}{k_n^2 A^{10/3}} \quad 4.31$$

pode-se escrever:

$$\frac{\partial B_N}{\partial Q_N} = \frac{\partial S_{fN}}{\partial Q_N} = \frac{2n^2 P_N^{4/3} |Q_N|}{k_n^2 A_N^{10/3}} \quad 4.32$$

e

$$\frac{\partial B_N}{\partial h_N} = \frac{\partial S_{fN}}{\partial h_N} = \frac{n^2 Q_N |Q_N|}{k_n^2 A_N^{20/3}} \left(\frac{4}{3} P_N^{1/3} \frac{\partial P_N}{\partial h_N} A_N^{10/3} - \frac{10}{3} A_N^{7/3} \frac{\partial A_N}{\partial h_N} P_N^{4/3} \right) \quad 4.33$$

Sendo que $\partial P / \partial h$ e $\partial A / \partial h$ podem ser avaliados com base na geometria da seção transversal do canal.

A equação da continuidade para o trecho entre os nós i e $i + 1$ é representada pela Equação 4.17. Omitindo o expoente $n + 1$ para maior clareza, as derivadas parciais do lado esquerdo da equação são:

$$\frac{\partial C_i}{\partial Q_i} = -\frac{\theta}{\Delta x} \quad 4.34$$

$$\frac{\partial C_i}{\partial h_i} = \frac{1}{2\Delta t} \frac{\partial A_i}{\partial h_i} \quad 4.35$$

$$\frac{\partial C_i}{\partial Q_{i+1}} = \frac{\theta}{\Delta x} \quad 4.36$$

$$\frac{\partial C_i}{\partial h_{i+1}} = \frac{1}{2\Delta t} \frac{\partial A_{i+1}}{\partial h_{i+1}} \quad 4.37$$

A equação de momento para o trecho entre os nós i e $i + 1$ é representada pela Equação 4.18. Omitindo o expoente $n + 1$ para maior clareza, as derivadas parciais do lado esquerdo da Equação 4.18 são:

$$\frac{\partial M_i}{\partial Q_i} = \frac{1}{2\Delta t} - \frac{2\theta Q_i}{A_i \Delta x} + g\theta \frac{(A_{i+1} + A_i)}{4} \frac{\partial(S_f)_i}{\partial Q_i} \quad 4.38$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial M_i}{\partial h_i} = & \frac{\theta}{\Delta x} \frac{(Q_i)^2}{(A_i)^2} \frac{\partial A_i}{\partial h_i} - g\theta \frac{(A_{i+1} + A_i)}{2\Delta x} + g\theta \frac{(h_{i+1} - h_i)}{2\Delta x} \frac{\partial A_i}{\partial h_i} + g\theta \frac{(S_f)_{i+1} + (S_f)_i}{4} \frac{\partial A_i}{\partial h_i} \\ & + g\theta \frac{(A_{i+1} + A_i)}{4} \frac{\partial(S_f)_i}{\partial h_i} \end{aligned} \quad 4.39$$

$$\frac{\partial M_i}{\partial Q_{i+1}} = \frac{1}{2\Delta t} + \frac{2\theta Q_{i+1}}{A_{i+1} \Delta x} + g\theta \frac{(A_{i+1} + A_i)}{4} \frac{\partial(S_f)_{i+1}}{\partial Q_{i+1}} \quad 4.40$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial M_i}{\partial h_{i+1}} = & -\frac{\theta}{\Delta x} \frac{(Q_{i+1})^2}{(A_{i+1})^2} \frac{\partial A_{i+1}}{\partial h_{i+1}} + g\theta \frac{(A_{i+1} + A_i)}{2\Delta x} + g\theta \frac{(h_{i+1} - h_i)}{2\Delta x} \frac{\partial A_{i+1}}{\partial h_{i+1}} \\ & + g\theta \frac{(S_f)_{i+1} + (S_f)_i}{4} \frac{\partial A_{i+1}}{\partial h_{i+1}} + g\theta \frac{(A_{i+1} + A_i)}{4} \frac{\partial(S_f)_{i+1}}{\partial h_{i+1}} \end{aligned} \quad 4.41$$

Com referência à Equação 4.8, podem-se avaliar as derivadas parciais da declividade da linha de energia, S_f , como:

$$\frac{\partial(S_f)_i}{\partial Q_i} = \frac{2n^2 P_i^{4/3} |Q_i|}{k_n^2 A_i^{10/3}} \quad 4.42$$

e

$$\frac{\partial(S_f)_i}{\partial h_i} = \frac{n^2 Q_i |Q_i|}{k_n^2 A_i^{20/3}} \left(\frac{4}{3} P_i^{1/3} \frac{\partial P_i}{\partial h_i} A_i^{10/3} - \frac{10}{3} A_i^{7/3} \frac{\partial A_i}{\partial h_i} P_i^{4/3} \right) \quad 4.43$$

Os termos $\partial P / \partial h$ e $\partial A / \partial h$ são avaliados com base na geometria da seção transversal.

D. Estimativa da linha d'água como condição inicial para o modelo de *Saint-Venant*

Conforme explicitado anteriormente, a resolução das equações de *Saint-Venant* exige que as condições iniciais sejam conhecidas.

Normalmente a passagem de uma onda de cheia ocorre a partir do escoamento permanente e, no caso do trecho de canal em estudo, como há uma ligeira mudança de declividade do primeiro trecho para o segundo, espera-se que sob tais circunstâncias o escoamento seja permanente gradualmente variado. Entretanto, a sistemática de medição de nível adotada não permite o registro de profundidades inferiores a 0,4m. Assim, quando os equipamentos iniciam a aquisição de dados, já não se tem escoamento permanente. Dessa maneira, não é possível a precisão da linha d'água inicial.

Optou-se por admitir escoamento permanente, de forma irreal, admitindo o escoamento permanente gradualmente variado expresso como (PORTO, 1998):

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^2} \quad 4.44$$

sendo S_0 a declividade de fundo do canal e Fr o número de *Froude*, que, no caso de canais retangulares é definido como $Fr = \frac{v}{\sqrt{gy}}$.

Essa equação diferencial foi resolvida empregando-se o método *Runge Kutta* de ordem 4, segundo o qual $dy/dx = f(x, y)$ pode ser resolvida calculando-se:

$$y_{i+1} = y_i + \frac{1}{6}(k_1 + 2k_2 + 2k_3 + k_4)\Delta x \quad 4.45$$

$$k_1 = f(x_i, y_i) \quad 4.46$$

$$k_2 = f\left(x_i + \frac{1}{2}\Delta x, y_i + \frac{1}{2}k_1\Delta x\right) \quad 4.47$$

$$k_3 = f\left(x_i + \frac{1}{2}\Delta x, y_i + \frac{1}{2}k_2\Delta x\right) \quad 4.48$$

$$k_4 = f\left(x_i + \Delta x, y_i + k_3\Delta x\right) \quad 4.49$$

Contou-se com o fato dos efeitos dessas condições iniciais impostas artificialmente poderem ser minimizados ao desprezarem-se os primeiros passos de simulação do modelo.

E. Implementação e testes do método de *Preissmann* para a resolução numérica das equações de *Saint-Venant*

Foi construído um programa computacional, codificado em *Fortran*, para o propósito específico deste trabalho. Basicamente esse programa:

1. Lê os dados de entrada;
2. Cria a população de soluções iniciais;
3. Avalia os valores de aptidão correspondentes às soluções da população (avalia a linha d'água inicial e executa os cálculos das equações de SV para malha espaço-temporal construída);
4. Aplica os operadores de seleção, recombinação e mutação sobre a população de soluções, de maneira a produzir nova população de soluções;
5. Os passos 3 e 4 são repetidos até o número de iterações previamente estabelecido ser atingido.

Os AGs são utilizados para determinar os coeficientes de *Manning* para ambos os trechos do canal, e também os parâmetros da curva chave a ser ajustada, na forma mais comum $Q = AA.y^{CC}$, pela necessidade de imposição de duas condições de contorno de montante. Assim, cada solução identificada reúne todos os elementos para que, conjuntamente com os registros de nível, as equações de SV sejam numericamente resolvidas, produzindo valores para H e Q para a malha computacional toda.

A implantação do esquema de cálculo de *Preissmann* foi realizada através de rotina computacional, codificada em *Fortran*. Como testes iniciais dessa rotina, foram reproduzidos os exercícios 8.1, 8.2 e 8.3 livro *Open Channel Hydraulics*, de autoria de A. Osman (AKAN, 2006).

Figura 47 – Hidrograma da onda de cheia na seção de entrada do canal, extraído de Akan (2006).

Primeiramente o exercício 8.3, do livro, foi reproduzido, admitindo esquema implícito ($\theta = 1$) e contornos diferentes. Consistia em propagar o hidrograma da Figura 47, discretizado em intervalos de tempo de 10 minutos, através de um canal retangular de 3,05 m de largura, comprimento 1098 m, subdividido em 9 trechos de comprimento 122 m, de declividade de fundo $S_0=0,00025$, a partir da condição inicial de escoamento uniforme, com vazão de $0,567 \text{ m}^3/\text{s}$ e profundidade normal de 0,54 m. A declividade de fundo do canal sugere regime de escoamento subcrítico, para o qual são necessários dois contornos, um para a seção de montante e outro para a seção de jusante. Assim, os resultados obtidos puderam ser comparados com aqueles publicados.

Na Tabela 3 observam-se as condições de contorno utilizadas nos teste para verificação e comparação dos resultados obtidos nos exercícios do livro *Open Channel Hydraulics*, de autoria de A. Osman (AKAN, 2006).

Tabela 3 – Condições de contorno utilizadas nos testes.

Teste	Montante	Jusante	Propósito
1 (exercício 8.3)	Hidrograma	Escoamento uniforme	Comparação com valores publicados
2	Limnigrama gerado como resposta do teste 1, anterior	Escoamento uniforme	Verificação da consistência
3	Limnigrama gerado como resposta do teste 1	Limnigrama gerado como resposta dos testes anteriores	Verificação da consistência

O primeiro teste serviu para comparar os resultados publicados por Akan, (2006) com os resultados obtidos. Após essa simulação, aqui denominada teste 1, foi possível a construção dos arquivos de entrada para a resolução do mesmo problema com contornos diferentes, os testes 2 e 3, conforme indicação da Tabela 3.

4.3.2.2 Calibração do modelo

A. Descrição da rotina computacional usada para calibração de parâmetros

Perseguindo o objetivo de determinação de parâmetros para o modelo de *Saint-Venant* (coeficientes de rugosidade de *Manning*, declividades de fundo do canal ou parâmetros de relações entre níveis e descargas), através da função objetivo expressa de maneira a minimizar os desvios entre os valores observados e simulados usando as equações de SV, houve a necessidade de implementar um algoritmo de otimização baseado somente em avaliações da função objetivo. Optou-se pelo uso de Algoritmos Genéticos (AGs), por razões de simplicidade.

Figura 48 – Esquema de funcionamento dos AGs (REIS, 2009).

Os AGs são algoritmos que imitam numericamente os mecanismos de preservação de características genéticas de pais para filhos e de seleção natural, segundo os quais evoluem as populações de seres vivos. Tais mecanismos são imitados matematicamente através dos operadores de seleção, recombinação e mutação sobre populações de soluções candidatas para o problema, em conformidade com o esquema da Figura 48.

A primeira etapa na construção de um algoritmo genético consiste da escolha da sistemática de representação das soluções, seguida da definição dos operadores a serem utilizados para implementar os mecanismos de seleção, recombinação e mutação das soluções, bem como de seus parâmetros. Assim, o presente tópico trata dessas questões.

B. Representação das soluções

As soluções podem ser representadas por cadeias utilizando código binário, *grey*, *real*, etc, cada qual com suas vantagens e desvantagens. Pode-se dizer que no caso do problema em mãos, avaliou-se que a codificação binária seria adequada pelo fato de a cadeia ser composta de um número reduzido de variáveis. Esse fato não impõe grande esforço computacional na codificação e decodificação de variáveis.

Assim, o vetor solução B de duas variáveis, codificado em binário configura-se como uma cadeia representativa de uma possível solução para o problema da seguinte maneira:

$$B = [b_j, b_{j-1}, b_{j-2}, \dots, b_0, a_j, a_{j-1}, a_{j-2}, \dots, a_0] \quad 4.50$$

em que cada elemento vale 0 ou 1.

Esse vetor, quando decodificado, resultaria dois valores inteiros I_1 e I_2 :

$$I_1 = \sum_{i=j_1}^0 b_i \cdot 2^i \quad e \quad I_2 = \sum_{i=j_2}^0 a_i \cdot 2^i \quad 4.51$$

sendo j_1 e j_2 o número de elementos da cadeia representativa das variáveis 1 e 2, respectivamente.

Esses valores inteiros podem ser ajustados para a escala real fazendo uso da seguinte expressão:

$$\text{real}_i = \text{inf}_i + \frac{\text{sup}_i - \text{inf}_i}{2^{m_i} - 1} I_i \quad 4.52$$

em que:

inf_i = valor limite inferior da variável i ,

sup_i = valor limite superior da variável i ,

m_i = número de bits j_i de representação da variável i , tal que:

$$2^{m_i-1} < (\text{sup}_i - \text{inf}_i) \cdot 10^{nc_i} \leq 2^{m_i} \quad 4.53$$

sendo nc_i = precisão da variável i em casas decimais, quando transformada em real.

Diversas são as propostas apresentadas na literatura para os operadores de seleção, recombinação e mutação e seus parâmetros, cuja escolha depende basicamente das características do problema.

C. Geração da população inicial de soluções

A população de soluções candidatas iniciais para o problema é gerada aleatoriamente, de maneira que cada qual represente completamente uma possível solução para o problema de otimização que se tem em mãos. Esses valores são gerados de maneira a obedecer aos limites superiores e inferiores pré-estabelecidos para as variáveis do problema. Foi utilizada aqui uma população de soluções de dimensão 30.

D. Seleção

O operador seleção é o mecanismo segundo o qual soluções de uma população são mantidas para a iteração seguinte, para sofrerem recombinação e mutação. Técnicas diversas vêm sendo utilizadas para esse fim. Dentre elas podem-se apontar as técnicas da roleta, da amostragem universal estocástica e do torneio, como as mais frequentemente utilizadas.

A técnica da roleta, escolhida neste trabalho, consiste em atribuir probabilidade de seleção a cada solução proporcional a seu desempenho relativo na população. Essas probabilidades simulam os diferentes setores representativos das soluções na roleta, cujo tamanho faz com que o número de cópias de cada solução seja diferente. Roda-se a agulha da roleta e a solução em cuja fatia a agulha parar permanece para a próxima geração. Repete-se o sorteio quantas vezes forem necessárias para selecionar a quantidade desejada de soluções. Na Figura 49 a agulha da roleta aponta para o setor correspondente à solução de maior aptidão

relativa de uma população de cinco soluções e, portanto, com maior probabilidade de ser selecionada.

Figura 49 – Roleta

O escalonamento dos valores de aptidão (objetivo) do problema pode ser utilizado para evitar que probabilidades muito elevadas possam ser atribuídas às melhores soluções das primeiras gerações, promovendo assim a convergência prematura do algoritmo, por exemplo. Uma das possibilidades de escalonamento linear é fazer que os valores melhor (no caso da minimização, f_{min}) e pior (no caso da maximização, $f_{máx}$) passem a ter um novo valor de aptidão igual a η e $1/\eta$ vezes o valor médio da aptidão ($\bar{f}$) da iteração de AG corrente, respectivamente. Essa sistemática promove menor diferenciação nos valores de aptidão no início do processo de busca e maior diferenciação no seu final e foi utilizado no presente trabalho. η é um parâmetro na faixa de 1 a 2, sendo que alguns autores recomendam o valor $\eta = 1,5$. Assim, os valores de aptidão são escalonados em conformidade com a Equação 4.54.

$$f_{esc} = \eta \bar{f} - \frac{(\eta - 1/\eta) \bar{f}}{(f_{máx} - f_{min})} (f - f_{min}) \quad 4.54$$

Além disso, algoritmos genéticos elitistas garantem a manutenção da(s) melhor(es) solução(ões) de uma iteração de AG para a outra. No caso, permitiu-se que a melhor solução de uma iteração participasse da seleção, recombinação e mutação, ao mesmo tempo em que fosse mantida pelo menos uma cópia sua para a próxima iteração.

E. Recombinação

O operador recombinação como o próprio nome sugere, combina características de pares de soluções da iteração corrente para constituir novas soluções a eventualmente sofrerem mutação. É responsável por gerar novas soluções para o problema, a partir de características presentes na última iteração de AG. Há sistemáticas de recombinação diversas,

que incluem a recombinação de um ponto, múltiplos pontos, uniforme, etc. O algoritmo construído adotou a recombinação uniforme, ou seja, segundo a qual características correspondentes dos *strings* aleatoriamente selecionadas têm a mesma probabilidade de recombinar-se. Esse operador é aplicado a cada par de soluções com alta probabilidade (normalmente entre 0,6 e 0,99). No presente trabalho, empregou-se a recombinação uniforme característica por característica com probabilidade 70%.

F. Mutação

O operador mutação imita matematicamente a eventual variação que características das soluções podem sofrer em analogia às mudanças genéticas que podem ocorrer o processo de reprodução celular de indivíduos. É responsável por arrancar a busca de mínimos locais, por introduzir variabilidade de características às soluções. Diversas são também as alternativas oferecidas pela literatura para esse operador, cujo uso abusivo pode reduzir a evolução a uma busca totalmente aleatória. Assim, a mutação deve ser realizada com probabilidade baixa. No presente trabalho, optou-se pela mutação uniforme característica por característica com probabilidade de 1%.

G. Função de aptidão

A função de aptidão para o problema de calibração em mãos pode ser definida de diversas maneiras alternativas ou combinadas entre si, dentre as quais se destacam:

1. A minimização do somatório dos desvios absolutos entre os níveis simulados e os respectivos valores observados, na forma:

$$FO_1 = \sum_{p=2}^3 \left(\sum_{k=IQ1}^{IQ2} abs(h_m - h_o)_k \right) \quad 4.55$$

sendo que os índices m e o indicam os valores modelados, k é o índice do dado considerado e IQ1 e IQ2 indicam o intervalo serial usado para avaliação dos desvios.

2. A maximização do coeficiente de *Nash-Sutcliffe* (1970), C_{NS} , expresso por:

$$FO_2 = \sum_{p=2}^3 \left(1 - \frac{\sum_{k=IQ1}^{k=IQ2} ((h_m - h_o)_k)^2}{\sum_{k=IQ1}^{k=IQ2} ((h_{o_k} - \bar{h}_o)^2)} \right) \quad 4.56$$

Esse coeficiente indica a aderência dos dados simulados aos observados na reta 1:1, variável de -1 a 1, associado à eficiência de estimativa de níveis de pico do limnigrama (ZHANG et al., 2007). Moriasi et al. (2007) apresentaram a seguinte classificação para este coeficiente, utilizando passo diário de simulação: $C_{NS} > 0,65$ o modelo é considerado muito bom; $0,54 < C_{NS} < 0,65$ o modelo é considerado bom e entre 0,5 e 0,54, satisfatório. Segundo Zaapa (2002), valores de C_{NS} acima de 0,5 qualificam o modelo para simulação.

3. Maximização do resultado compreendido entre o coeficiente de *Nash-Sutcliffe* (FO2) subtraído da soma dos desvios absolutos máximos entre os níveis simulados e os respectivos valores observados no ponto 2 (ERMAX1) e ponto 3 (ERMAX2).

$$FO_3 = \sum_{p=2}^3 \left[\left(1 - \frac{\sum_{k=IQ1}^{k=IQ2} ((h_m - h_o)_k)^2}{\sum_{k=IQ1}^{k=IQ2} ((h_{o_k} - \bar{h}_o)^2)} \right) - (|ERMAX1| + |ERMAX2|) \right] \quad 4.57$$

Como no desenvolvimento do trabalho empregou-se objetivo único, os primeiros testes utilizaram a função 1 e as simulações com dados de campo foram realizadas usando basicamente a função 2.

H. Testes da rotina de AG implementada

O teste do algoritmo de otimização admitiu como variáveis de decisão do problema:

- O coeficiente de *Manning* para um trecho de canal, na faixa compreendida entre 2 e 4, cujos valores devem ser divididos por 100 na rotina de avaliação das equações de *Saint-Venant*, e
- A declividade de fundo do canal, na faixa compreendida entre 2 e 4, cujos valores devem ser divididos por 10000 na rotina de avaliação das equações de *Saint-Venant*.

Tendo optado pela representação binária das soluções e pela precisão de 2 casas decimais, o número de bits necessário para a representação de cada solução foi de 8, em conformidade com a Equação 4.58, segundo a qual

$$2^7 < (4 - 2) \cdot 10^2 \leq 2^8 \quad 4.58$$

Optou-se por trabalhar com uma população de soluções de 5 elementos, cuja população inicial, gerada aleatoriamente, juntamente com os valores decodificados em inteiros e os reais correspondentes.

I. Representação física do sistema real

O trecho de canal em estudo apresentava degraus significativos em relação à declividade dos segmentos intermediários entre cada par de degraus. Fez-se necessário o cálculo da declividade média para o primeiro trecho considerando os 3 degraus existentes ao longo de 96,7 metros e o cálculo da declividade média para o segundo trecho considerando os 2 degraus existentes ao longo de 148,6 metros.

De posse de dados topográficos do trecho de canal estudado, foram estimadas as declividades de fundo médias e realizado um estudo para verificação das condições de escoamento, conforme se detalha a seguir.

Tabela 4 – Lista das diferentes declividades admitidas.

Declividade média	0,00873 (m/m)
Declividade trecho 1	0,01050 (m/m)
Declividade trecho 2	0,00757 (m/m)

Foi analisada a condição do escoamento para duas situações. Primeiramente foi admitida uma declividade média de fundo para o trecho e, em seguida, duas declividades, ligeiramente diferentes, foram admitidas para a análise da condição do escoamento para os dois trechos, conforme indicação da Tabela 4.

4.4 Verificação do número de passos de tempo necessário para minimização dos efeitos da condição inicial imposta

Parte da dificuldade de reprodução dos níveis observados pode ser atribuída ao fato de que as condições iniciais estabelecidas para início da simulação são irreais. Isso ocorre porque, quando os equipamentos iniciam os registros de nível, já se tem escoamento transiente. Em outras palavras, só se consegue iniciar os registros quando uma onda de cheia está em curso. Nessas condições geralmente não se tem escoamento permanente, ou seja, a vazão não é constante ao longo do trecho de estudo, embora haja necessidade de fazer tal suposição para efeito de estimativa da linha d'água inicial.

Nas primeiras simulações, o arquivo de dados foi construído de maneira a repetir o primeiro conjunto de dados de nível dez vezes. Entretanto, essa sistemática só produz bons resultados se o escoamento fosse permanente no início. Assim, foram realizados testes para investigar o efeito de se imputar a curva de remanso relativa ao escoamento permanente gradualmente variado como condição inicial. Esse efeito foi investigado de maneira a computar a função objetivo a partir de um número fixo de passos de tempo, IQ1.

Essa análise foi realizada para cinco eventos:

- Dia 27/02/2013 por ser o primeiro evento com dados coletados;
- Dia 09/03/2013 – C1 por ter uma quantidade elevada de dados de nível registrados (421);
- Dia 10/03/2013 por registrar o maior nível em P1 entre todos os eventos;
- Dia 25/03/2013 por ter a maior quantidade de dados de nível registrados (448).
- 28/02/2013 por ter um valor baixo de FO2 e por ser o segundo evento chuvoso com dados coletados.

4.5 Investigações realizadas para o trecho de canal estudado proposta por Aricò, Nasello e Tucciarelli (2009)

As equações de *Saint-Venant* (Equações 3.9 e 3.10) explicitadas no item 3.4.1 desse trabalho juntamente com a equação do coeficiente de atrito de *Manning* (Equação 3.11), também no item 3.4.1 desse trabalho, dão introdução às considerações proposta por Aricò, Nasello e Tucciarelli (2009).

É bem conhecido que na Equação 3.10 o componente de força da gravidade é largamente superior tanto a inércia e as forças de gradiente de pressão, quando ocorre uma grande declividade. Neste caso, a equação de movimento reduz-se a seguinte relação de *Manning*:

$$Q = \frac{AR_h^{2/3} S_0^{1/2}}{n} \quad 4.59$$

Neste caso, a equação de continuidade pode ser escrita como em função da celeridade c (m/s) da onda:

$$c(Q) = \frac{1}{B} \frac{dQ}{dy} \quad 4.60$$

A mesma celeridade pode ser expressa como uma função da profundidade da água, geometria do leito e do coeficiente de *Manning* substituindo a Equação 4.59 na Equação 4.60, para obter:

$$c(Q) = \frac{S_0^{1/2}}{Bn} \left(\frac{2A}{3R_h^{1/3}} \frac{dR_h}{dy} + BR_h^{2/3} \right) \quad 4.61$$

O resultado do fator $\frac{dR_h}{dy}$ na Equação 4.61 é $B^2/(2y + B)^2$. De acordo com a Equação 4.59 e com a hipótese subjacente, existe uma relação de um-para-um entre cada medição da profundidade da água na secção de montante e a descarga correspondente. Esta descarga vai viajar de acordo com a celeridade c dada pela Equação 4.61, sem alterar ao longo do canal e a relação de um-para-um irá ocorrer entre cada valor a montante e a jusante.

Se ocorrer uma elevação rápida da descarga, é muito fácil de obter uma medida precisa da celeridade correspondente à profundidade máxima de água, dividindo a distância Δx entre as duas secções medido pelo desvio entre os dois tempos de pico. Isto permite estimar o coeficiente de *Manning* pela Equação 4.61 e para calcular a relação de descarga em função do tempo em ambas às secções de montante e a jusante utilizando, na Equação 4.59, o coeficiente n computado e as profundidades de água medidas.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 Primeiros testes computacionais realizados:

5.1.1 Análise das condições de escoamento no trecho de canal estudado

Admitindo-se uma faixa de vazões de 10 a 80 m³/s e a largura do canal retangular B de 8 m, foram calculados os correspondentes valores para a profundidade crítica, y_c :

$$y_c = \left[\frac{(Q/B)^2}{g} \right]^{1/3} \quad 5.1$$

Admitindo ainda que o coeficiente de rugosidade de *Manning* para o trecho de canal estudado esteja na faixa de 0,024 a 0,015 sm^{-1/3}, foram avaliadas as profundidades normais, y_n , em conformidade com a equação de *Manning*:

$$Q = \frac{A}{n} R_H^{2/3} S_0^{1/2} \quad 5.2$$

O estudo, resumido na Figura 50 e na Figura 51 permitiu a conclusão de que o regime de escoamento é torrencial nos 2 trechos do canal e para valores de n abaixo de 0,024.

Figura 50 – Condição do escoamento em relação ao y_c para diferentes n de *Manning* com declividade de fundo em 0,01050m/m (primeiro trecho).

No 2º trecho do canal o regime se aproxima da condição crítica de escoamento.

Figura 51 – Condição do escoamento em relação ao y_c para diferentes n de *Manning* com declividade de fundo em 0,00757m/m (segundo trecho).

Observa-se que, no caso de declividade única, essa declividade estaria entre os valores 0,01050 m/m e 0,00757 m/m (mais precisamente igual a 0,00873 m/m), e, assim, as curvas teriam comportamento intermediário às apresentadas nas Figura 50 e Figura 51.

5.1.1.1 Resolução das equações de *Saint-Venant*

Os testes, realizados com o programa, utilizaram os dados do exercício proposto por Akan (2006), cujo enunciado era calcular o fluxo transitório para um canal retangular de 10 pés de largura e 3600 pés de comprimento, com coeficiente de rugosidade de *Manning* de $0,025 \text{ sm}^{-1/3}$, declividade de fundo de 0,00025 m/m, profundidade de escoamento iniciais de 0,9 pé e 0, no início e final do trecho, respectivamente, durante a passagem a onda de cheia. Para tanto, devem-se admitir as discretizações temporal $\Delta t = 10 \text{ min} = 600 \text{ s}$ e espacial $\Delta x = 400 \text{ pés}$, e o esquema de resolução completamente implícito, ou seja, $\theta = 1,0$.

Os testes compreenderam:

- A reprodução dos resultados mostrados no livro;
- O uso dos dados de nível produzidos pelas simulações anteriores para substituição do hidrograma de montante pelo limnigrama correspondente, na reprodução dos mesmos resultados; e

- O uso dos dados de nível produzidos para a substituição de ambos os hidrogramas (de montante e jusante) pelos limnigramas correspondentes, na reprodução dos mesmos resultados.

Os resultados foram reproduzidos de maneira fiel, possibilitando inclusive o traçado das curvas em laço resultantes e não apresentadas por Akan (2006), conforme indicação **Erro! Fonte de referência não encontrada..** Nessa figura, os índices 1, 5 e 10 dizem respeito às seções do trecho de canal considerado.

Figura 52 - Curvas em laço a) H x Q e b) Q x H.

Na Figura 52 visualiza-se as curvas em laço produzidas em resposta aos dados de Akan (2006) para as seções 1 (entrada do canal), 5 (intermediária) e 10 (saída do canal).

Foram realizados testes de calibração dos parâmetros n (coeficiente de rugosidade de Manning) e S_0 (declividade de fundo do canal) e do parâmetro n somente, de Q_0 e (Q_0 e n) e (Q_0 e S_0), conjuntamente. Tais testes foram idealizados com precisão de duas casas decimais, dimensão da população de soluções igual ao dobro da dimensão da cadeia binária representativa do vetor solução do problema, probabilidade de recombinação de 70% e de mutação 1%. Também foi permitido o número máximo de iterações de AG 200 e usado o fator de escala da função de aptidão (soma das diferenças absolutas entre valores de níveis simulados e observados na seção usada para calibração) 1,5.

Foram adotadas as faixas de valores (0,02 a 0,04), (0,0002 a 0,0004) e (19 $\text{pés}^3/\text{s}$ a 21 $\text{pés}^3/\text{s}$), para as buscas de n , S_0 e Q_0 , respectivamente.

Tais testes foram decisivos em demonstrar o insucesso das tentativas de calibração do parâmetro Q_0 sozinho ou conjuntamente com n ou S_0 . No caso de Q_0 , para valores diferentes do “real” (20 $\text{pés}^3/\text{s}$), não foi possível a resolução do sistema representativo das equações de *Saint-Venant*. Essa constatação indica que muito cuidado deve ser tomado ao estabelecer as condições iniciais para a simulação das equações de *Saint-Venant*.

Tabela 5 – Função de aptidão para 5 sementes aleatórias.

Semente aleatória	Função de aptidão	n	S_0	Iteração identificadora
1	0,085	0,0253	0,000249	16
2	0,087	0,0249	0,000250	26
3	0,089	0,0249	0,000249	49
4	0,089	0,0249	0,000249	37
5	0,087	0,0249	0,000250	20

A Tabela 5 resume os resultados obtidos em cinco rodadas do programa, usando diferentes sequências de números pseudoaleatórios, através do uso de diferentes sementes geradoras. Ela permite a conclusão da viabilidade de calibração dos parâmetros n e S_0 conjuntamente.

Figura 53 – Evolução dos valores de aptidão ao longo das iterações.

A Figura 53 exemplifica a evolução dos valores de aptidão ao longo das iterações, para o caso da semente aleatória 1.

5.2 Informações e simulações dos eventos reais

5.2.1 Dia 22/02/2013

Esse evento ocorreu no dia 22/02/2013 (sexta-feira). A cada 20 segundos um valor de nível era registrado, totalizando 743 valores representativos do evento chuvoso. A duração total do evento (subida e descida da onda de cheia) foi de, aproximadamente, 4 horas.

Figura 54 – Dados de nível do evento chuvoso do dia 22/02/2013 para os três pontos.

O evento atingiu, no ponto 3 (jusante), um valor máximo de aproximadamente 2,0 m. Nesse mesmo ponto os valores de 1,0 m, 1,5 m e 2,0 m foram atingidos em 4 minutos e 20 segundos, 15 minutos e 20 segundos e 47 minutos e 40 segundos respectivamente. Para o ponto 2 (ponto intermediário) os valores de 1,0 m, 1,5 m e 1,93 m (profundidade máxima para este ponto) foram atingidos em 5 minutos e 20 segundos, 26 minutos e 20 segundos e 48 minutos e 40 segundos respectivamente.

O importante desse evento é sua magnitude (a cidade de São Carlos - SP, sofreu alguns danos com esse evento chuvoso). Esse evento serviu para mostrar que havia problema com a coleta de dados no ponto 1 (linha azul da Figura 54), levando-nos a trocar o lugar do ponto 1 e reduzir o diâmetro do tubo protetor do equipamento L2. Essa nova versão permitiu que os próximos eventos recentes não fossem perdidos pois no intervalo de 5 dias os problemas anteriores foram solucionados.

5.2.2 Dia 27/02/2013

5.2.2.1 Informações do evento chuvoso

Ressalta-se que a condição limitante para inserir os dados dos limnigramas como entrada da simulação de todos os eventos é o valor de 0,4 m do ponto 1, por conta disso todos os eventos estão “cortados” por linhas tracejadas vermelhas. Esse mesmo ponto é, ainda, condição de montante do programa.

Esse evento ocorreu no dia 27/02/2013 (quarta-feira). A cada 10 segundos um valor de nível era registrado, totalizando 127 dados de nível (entre as duas linhas tracejadas vermelhas Figura 55) que foram simulados. A duração total do evento (subida e descida da onda de cheia) foi de aproximadamente 45 minutos.

Figura 55 – Dados de nível do evento chuvoso do dia 27/02/2013 para os três pontos e entre as linhas tracejadas vermelhas encontram-se os dados simulados.

O evento atingiu, no ponto 3 (jusante), um valor máximo de aproximadamente 1,10 m. Nesse mesmo ponto os valores de 0,6 m, 0,8 m e 1,10 m foram atingidos em 3 minutos, 6 minutos e 16 minutos e 50 segundos respectivamente. Para o ponto 2 (ponto intermediário) os valores de 0,6 m, 0,8 m e 0,96 m (máximo para este ponto) foram atingidos em 3 minutos e 50 segundos, 7 minutos e 30 segundos e 13 minutos respectivamente. Já para o ponto 1 (montante) os valores de 0,5 m e 0,56 m (profundidade máxima para este ponto) foram atingidos em 10 minutos e 50 segundos e 15 minutos e 20 segundos respectivamente.

Vale lembrar que os eventos dos dias 27/02/2013 e 28/02/2013 (item seguinte) ainda não possuíam a versão final para o ponto 1. Os dados para esse ponto foram coletados com sucesso, porém a canaleta que protegia o equipamento L2 no ponto 1 acumulava muito lixo (grama, pedra e plástico) em seus vãos, como dito na metodologia dessa dissertação.

5.2.2.2 Resultados da calibração e simulação dos níveis

Anteriormente à discussão dos resultados, a explicação dos dados de entrada se faz necessária. O programa necessita reconhecer no arquivo de entrada os limites inferiores e superiores para 4 parâmetros ($n1$, $n2$, aa , e cc) e precisa, também, dos valores de $IQ1$, $IQ2$ e $NGER$ pré estabelecidos nos arquivo de entrada. O Δt é alterado no início do programa antes de rodá-lo. Internamente, no programa os coeficientes de *Manning* são divididos por 1000. Os coeficientes aa , e cc da curva-chave não sofrem alterações internas.

O coeficiente de rugosidade de *Manning* é representado por $n1$ e $n2$. Os parâmetros aa , e cc são coeficientes da curva-chave. $IQ1$ e $IQ2$ representam o número de dados que o modelo irá usar para aquecer (não serão considerados no resultado final) e o total de linhas que o evento possui, respectivamente. $NGER$ é o número de gerações que o modelo deverá realizar. O tempo de registro dos dados é representado pelo Δt . O número de aleatórios utilizados na simulação é representado por Al . $T1$ e $T2$ representam em qual simulação ocorreu o maior erro para o ponto 2 e ponto 3 respectivamente. $ERMAX1$ e $ERMAX2$ são os erros máximos obtidos nas simulações para o ponto 2 e ponto 3 respectivamente. E por fim, $FO2$ é a função objetivo e o foco principal de toda a simulação.

Tabela 6 – Fatores de entrada e os resultados das simulações para o evento do dia 27/02/2013

Fatores de entrada para a simulação									
		n1	n2	aa	cc	IQ1	IQ2	Δt (s)	NGER
Limite Inferior		15	15	20	1	30	137	10	250
Limite Superior		23	22	150	3				
Resultados da simulação									
Al	FO2	n1,	n2,	aa,	cc,	ERMAX1,	ERMAX2,	T1,	T2
5	1,66	19,16	17,51	131,83	1,90	0,07	0,11	40	33
100	1,66	19,55	18,54	122,69	1,88	0,07	0,11	40	33
200	1,66	19,45	18,38	121,16	1,85	0,07	0,11	40	33
250	1,66	19,26	17,90	129,59	1,91	0,07	0,11	40	33
300	1,66	19,26	17,90	129,59	1,91	0,07	0,11	40	33
350	1,66	19,55	18,62	125,63	1,92	0,07	0,11	40	33

Analisando os resultados percebe-se que não houve alteração na função objetivo, ERMAX1, ERMAX2, T1 e T2 para diferentes valores de aleatórios analisados. Houve apenas pequena alteração nos parâmetros da curva-chave e nos coeficientes de *Manning*.

O resultado em negrito da primeira simulação (Tabela 6) foi utilizado na segunda simulação para comparar a lâmina d'água observada com a lâmina d'água calculada. Os dados de *input* da segunda simulação são os coeficientes de *Manning* (n1 e n2) e os parâmetros da curva-chave (aa, e cc).

Figura 56 – Comparativo dos dados observados com os dados calculados para os três pontos do evento chuvoso ocorrido no dia 27/02/2013.

Para um melhor entendimento da Figura 56 e dessa etapa do trabalho (segunda simulação) vale ressaltar que foi somado um valor de z (cota do plano de referência) aos valores de y (altura da lâmina d'água) para cada ponto resultando no valor de h (profundidade), conforme Equação 5.3.

$$h = z + y \quad 5.3$$

Para o ponto 1, ponto 2 e ponto 3 o valor de z somado para todos os eventos foram respectivamente 2,134 m, 1,11 m e 0 m (zero) pois, este último foi tomado como plano de referência (z), portanto possui a menor cota. Observa-se que as curvas do P1cal e P1obs estão sobrepostas, pois o P1 é condição de contorno de montante do programa. As curvas de P2cal e P2obs estão bem próximas havendo um erro máximo (ERMAX1) de apenas 0,07 m que

ocorreu na 40ª simulação (T1). As curvas P3cal e P3obs estão mais distantes, porém o erro máximo (ERMAX2) é de apenas 0,11 m que ocorreu na 33ª simulação (T2). Discute-se ainda que os pares de curvas observadas e calculadas não estão distantes uma da outra. O ponto 3 tem uma pequena inconsistência no início da simulação como pode ser visualizado na parte inferior da Figura 56. Vale ressaltar que a descontinuidade inicial (até os 30 primeiros dados) não é computada no somatório dos erros em nenhuma simulação, porém ela é registrada na simulação, portanto nenhum erro máximo ocorreu antes desses dados.

5.2.3 Dia 28/02/2013

5.2.3.1 Informações do evento chuvoso

Esse evento ocorreu no dia 28/02/2013 (quinta-feira). A cada 10 segundos um valor de nível era registrado, totalizando 140 valores representativos do evento chuvoso (entre as duas linhas tracejadas na Figura 57). A duração total do evento (subida e descida da onda de cheia) foi de, aproximadamente, 45 minutos.

Figura 57 – Dados de nível do evento chuvoso do dia 28/02/2013 para os três pontos e entre as linhas tracejadas vermelhas encontram-se os dados simulados.

O evento atingiu, no ponto 3 (jusante), um valor máximo de aproximadamente 1,0 m. Nesse mesmo ponto os valores de 0,5 m, 0,8 m e 1,04 m foram atingidos em 1 minutos e 20 segundos, 4 minutos e 10 segundos e 13 minutos e 30 segundos respectivamente. Para o ponto 2 (ponto intermediário) os valores de 0,6 m, 0,8 m e 0,98 m (profundidade máxima para este ponto) foram atingidos em 1 minuto e 40 segundos, 7 minutos e 10 segundos e 12 minutos e 40

respectivamente. Já para o ponto 1 (montante) os valores de 0,4 m e 0,55 m (máximo para este ponto) foram atingidos em 3 minutos e 13 minutos respectivamente.

5.2.3.2 Resultados da calibração e simulação dos níveis

As alterações realizadas para essa simulação foi apenas no valor de IQ2 que representa o número de linhas que o evento possui.

Tabela 7 – Fatores de entrada e os resultados das simulações para o evento do dia 28/02/2013.

Fatores de entrada para a simulação									
	n1	n2	aa	cc	IQ1	IQ2	Δt (s)	NGER	
Limite Inferior	15	15	20	1	30	150	10	250	
Limite Superior	23	22	150	3					

Resultados da simulação									
Al	FO2	n1,	n2,	aa,	cc,	ERMAX1,	ERMAX2,	T1,	T2
5	1,19	19,98	18,97	147,36	2,50	0,10	0,06	68	105
100	1,18	20,29	19,63	133,50	2,40	0,10	0,06	68	105
200	1,18	20,17	19,13	139,34	2,43	0,09	0,05	68	105
250	1,19	19,98	19,13	145,90	2,50	0,10	0,06	68	105
300	1,15	20,42	19,13	140,13	2,45	0,09	0,05	68	105
350	1,18	19,72	18,47	149,84	2,49	0,10	0,05	68	105

Analisando os resultados percebe-se que não houve alteração no T1 e T2 para diferentes valores de aleatórios analisados. Houve apenas uma pequena alteração nos parâmetros do método da curva-chave, nos coeficientes de *Manning*, na função objetivo, ERMAX1 e ERMAX2.

O resultado em negrito da primeira simulação (Tabela 7) foi utilizado na segunda simulação para comparar a lâmina d'água observada com a lâmina d'água calculada.

Observa-se na Figura 58 que as curvas do P1cal e P1obs estão sobrepostas, pois o P1 é condição de contorno de montante do programa. As curvas de P2cal e P2obs estão bem próximas havendo um erro máximo (ERMAX1) de apenas 0,10 m que ocorreu na 68ª simulação (T1). As curvas P3cal e P3obs estão mais distantes na parte inicial do evento, porém o erro máximo (ERMAX2) é de apenas 0,06 m que ocorreu na 105ª simulação (T2). Erro esse que só ocorre no fim da simulação porque a descontinuidade inicial (até os 30 primeiros dados) não é computada no somatório dos erros, porém ela é registrada na simulação.

Figura 58 – Comparativo dos dados observados com os dados calculados para os três pontos do evento chuvoso ocorrido no dia 28/02/2013.

O ponto 3 tem uma pequena inconsistência no início da simulação como pode ser visualizado na parte inferior da Figura 58.

5.2.4 Dia 09/03/2013

5.2.4.1 Informações do evento chuvoso

Esse evento ocorreu no dia 09/03/2013 (sábado). A cada 10 segundos um valor de nível era registrado, totalizando 411 valores representativos do evento chuvoso (entre as duas linhas tracejadas na Figura 59) para a primeira chuva desse dia. A duração total desse evento (subida e descida da onda de cheia) foi de, aproximadamente, 1 hora e 10 minutos.

O evento atingiu, no ponto 3 (jusante), um valor máximo de aproximadamente 1,52 m. Nesse mesmo ponto os valores de 0,9 m, 1,2 m e 1,52 m foram atingidos em 13 minutos e 40 segundos, 16 minutos e 10 segundos e 27 minutos e 40 segundos respectivamente. Para o ponto 2 (ponto intermediário) os valores de 0,9 m, 1,2 m e 1,5 m (profundidade máxima para este ponto) foram atingidos em 14 minutos e 30 segundos, 18 minutos e 10 segundos e 23 minutos e 50 segundos respectivamente. Já para o ponto 1 (montante) os valores de 0,6 m e 0,86 m (máximo para este ponto) foram atingidos em 13 minutos e 50 segundos e 28 minutos e 20 segundos respectivamente.

Figura 59 – Dados de nível do primeiro evento chuvoso do dia 09/03/2013 para os três pontos e entre as linhas tracejadas vermelhas encontram-se os dados simulados.

5.2.4.2 Resultados da calibração e simulação dos níveis

As alterações realizadas para essa simulação foi a redução dos limites inferiores e superiores dos coeficientes de *Manning* e no valor de *IQ2*.

Tabela 8 – Fatores de entrada e os resultados das simulações para o primeiro evento do dia 09/03/2013.

Fatores de entrada para a simulação									
		n1	n2	aa	cc	IQ1	IQ2	Δt (s)	NGER
Limite Inferior		14	14	20	1	30	421	10	250
Limite Superior		22	21	150	3				
Resultados da simulação									
Al	FO2	n1,	n2,	aa,	cc,	ERMAX1,	ERMAX2,	T1,	T2
5	1,79	22,00	18,46	81,08	1,78	0,28	0,19	69	302
10	1,78	22,00	17,47	85,03	1,81	0,30	0,20	69	302
20	1,78	22,00	17,36	89,13	1,89	0,29	0,20	69	327
25	1,78	22,00	18,08	81,34	1,75	0,29	0,18	69	302
100	1,79	22,00	19,29	76,87	1,75	0,26	0,18	69	302
200	1,78	22,00	18,35	85,58	1,89	0,27	0,19	69	327
Outra simulação com limite superior (n1) = 22,8 sm ^{-1/3}									
200	1,79	22,59	18,13	85,02	1,88	0,29	0,20	69	327

Para esse evento foi avaliado o comportamento dos resultados com um novo limite superior para o coeficiente de *Manning* ($22,8 \text{ sm}^{-1/3}$) para verificar se havia discrepância entre os valores já obtidos com a simulação na qual os valores de *n1* esbarraram no limite superior,

estabelecido inicialmente, com os valores encontrados na nova simulação. Obteve-se assim, valores muito próximos dos já obtidos nas simulações anteriores, verificando que não houve grande melhoria na função objetivo.

O resultado em negrito da primeira simulação (Tabela 8) foi utilizado na segunda simulação para comparar a lâmina d'água observada com a lâmina d'água calculada.

Figura 60 – Comparativo dos dados observados com os dados calculados para os três pontos do primeiro evento chuvoso ocorrido no dia 09/03/2013.

Observa-se na Figura 60 que as curvas do P1cal e P1obs estão sobrepostas, pois o P1 é condição de contorno de montante do programa. As curvas de P2cal e P2obs estão distantes uma da outra em boa parte do evento e possui um erro máximo (ERMAX1) de 0,29 m que ocorreu na 69ª simulação (T1). As curvas P3cal e P3obs estão mais próximas uma da outra de forma geral, mas destoam no fim do evento, porém o erro máximo (ERMAX2) é de 0,20 m que ocorreu na 327ª simulação (T2).

5.2.4.3 Informações do evento chuvoso

A segunda chuva desse mesmo dia totalizou 149 valores representativos do evento chuvoso (entre as duas linhas tracejadas vermelhas na Figura 61). A duração total desse evento (subida e descida da onda de cheia) foi de, aproximadamente, 25 minutos. O evento atingiu, no ponto 3 (jusante), um valor máximo de aproximadamente 0,86 m. Nesse mesmo ponto os valores de 0,6 m, 0,8 m e 0,86 m foram atingidos em 2 minutos, 5 minutos e 7 minutos e 10 segundos respectivamente. Para o ponto 2 (ponto intermediário) os valores de

0,6 m e 0,74 m (profundidade máxima para este ponto) foram atingidos em 2 minuto e 30 segundos e 4 minutos e 30 segundos respectivamente. Já para o ponto 1 (montante) os valores de 0,5 m e 0,61 m (máximo para este ponto) foram atingidos em 3 minutos e 8 minutos respectivamente.

Figura 61 – Dados de nível do segundo evento chuvoso do dia 09/03/2013 para os três pontos e entre as linhas tracejadas vermelhas encontram-se os dados simulados.

5.2.4.4 Resultados da calibração e simulação dos níveis

Para o segundo evento foram alterados os limites inferiores e superiores para os coeficientes de *Manning* (n_1 e n_2) e cc .

Tabela 9 – Fatores de entrada e os resultados das simulações para o segundo evento do dia 09/03/2013.

Fatores de entrada para a simulação									
		n1	n2	aa	cc	IQ1	IQ2	Δt (s)	NGER
Limite Inferior		13	13	20	0,5	30	159	10	250
Limite Superior		22	20	150	3				
Resultados da simulação									
Al	FO2	n1,	n2,	aa,	cc,	ERMAX1,	ERMAX2,	T1,	T2
5	1,74	16,26	16,69	41,08	0,81	0,04	0,03	39	54
10	1,74	16,40	16,91	41,41	0,85	0,04	0,03	39	54
20	1,70	14,70	14,54	48,50	0,83	0,04	0,04	39	54
40	1,75	17,25	18,02	37,84	0,81	0,04	0,04	39	54
80	1,75	17,18	18,13	37,24	0,78	0,03	0,04	39	35
100	1,74	16,54	17,08	40,31	0,82	0,04	0,03	39	54

Pode-se observar que houve pequena alteração na função objetivo, ERMAX1, ERMAX2, T1 e T2 para diferentes valores de aleatórios analisados. Os parâmetros do método da curva-chave e os coeficientes de *Manning* houve uma alteração mais significativa.

O resultado em negrito da primeira simulação (Tabela 9) foi utilizado na segunda simulação para comparar a lâmina d'água observada com a lâmina d'água calculada.

Figura 62 – Comparativo dos dados observados com os dados calculados para os três pontos do segundo evento chuvoso ocorrido no dia 09/03/2013.

Observa-se na Figura 62 que as curvas do P1cal e P1obs estão sobrepostas, pois o P1 é condição de contorno de montante do programa. As curvas de P2cal e P2obs estão bem próximas uma da outra e possui um erro máximo (ERMAX1) de 0,04 m que ocorreu na 39ª simulação (T1). As curvas P3cal e P3obs estão bem próximas uma da outra e possui um erro máximo (ERMAX2) é de 0,04 m que ocorreu na 54ª simulação (T2).

5.2.5 Dia 10/03/2013

5.2.5.1 Informações do evento chuvoso

Esse evento ocorreu no dia 10/03/2013 (domingo). A cada 10 segundos um valor de nível era registrado, totalizando 318 valores representativos do evento chuvoso (entre as duas linhas tracejadas na Figura 63).

Figura 63 – Dados de nível do evento chuvoso do dia 10/03/2013 para os três pontos e entre as linhas tracejadas vermelhas encontram-se os dados simulados.

A duração total do evento (subida e descida da onda de cheia) foi de, aproximadamente, 53 minutos. O evento atingiu, no ponto 2 (ponto intermediário), um valor máximo de aproximadamente 1,44 m. Nesse mesmo ponto os valores de 0,8 m, 1,1 m e 1,44 m foram atingidos em 2 minutos e 20 segundos, 4 minutos e 9 minutos respectivamente. Para o ponto 3 (jusante) os valores de 0,8 m, 1,1 m e 1,4 m (profundidade máxima para este ponto) foram atingidos em 2 minuto e 10 segundos, 3 minutos e 40 segundos e 10 minutos e 10 segundos respectivamente. Já para o ponto 1 (montante) os valores de 0,6 m, 0,8 m e 1,06 m (máximo para este ponto) foram atingidos em 3 minutos e 20 segundos, 4 minutos e 50 segundos e 8 minutos e 20 segundos respectivamente.

5.2.5.2 Resultados da calibração e simulação dos níveis

As alterações realizadas para essa simulação foram a redução do limite superior do coeficiente de *Manning* (n_1) e no valor de IQ_2 . O limite inferior para o coeficiente cc retornou ao valor de 1.

Pode-se observar que não houve alteração no $ERMAX_2$, T_1 e T_2 para diferentes valores de aleatórios analisados. Os parâmetros da curva-chave e os coeficientes de *Manning* houve uma alteração mais significativa. A função objetivo e o $ERMAX_1$ houve pequena alteração, não significativa.

Tabela 10 – Fatores de entrada e os resultados das simulações para o evento do dia 10/03/2013.

Fatores de entrada para a simulação									
	n1	n2	aa	cc	IQ1	IQ2	Δt (s)	NGER	
Limite Inferior	15	15	20	1	30	328	10	250	
Limite Superior	22	22	150	3					
Resultados da simulação									
Al	FO2	n1,	n2,	aa,	cc,	ERMAX1,	ERMAX2,	T1,	T2
5	1,82	20,35	16,49	68,78	1,88	0,23	0,38	32	33
100	1,83	21,72	18,25	60,68	1,82	0,24	0,38	32	33
200	1,83	21,72	18,42	59,64	1,78	0,24	0,38	32	33
300	1,82	20,95	17,15	64,88	1,83	0,23	0,38	32	33
400	1,83	22,00	18,91	58,36	1,78	0,24	0,38	32	33

O resultado em negrito da primeira simulação (Tabela 10) foi utilizado na segunda simulação para comparar a lâmina d'água observada com a lâmina d'água calculada.

Figura 64 – Comparativo dos dados observados com os dados calculados para os três pontos do evento chuvoso ocorrido no dia 10/03/2013.

Observa-se na Figura 64 que as curvas do P1cal e P1obs estão sobrepostas, pois o P1 é condição de contorno de montante do programa. As curvas de P2cal e P2obs estão próximas uma da outra e possui um erro máximo (ERMAX1) de 0,24 m que ocorreu na 32ª simulação (T1). As curvas P3cal e P3obs estão mais distantes uma da outra e possui um erro máximo (ERMAX2) é de 0,38 m que ocorreu na 33ª simulação (T2).

5.2.6 Dia 23/03/2013

5.2.6.1 Informações do evento chuvoso

De acordo com as informações da Tabela 11 a máquina 1 estava posicionada no ponto 1 e a máquina 2 estava posicionada no ponto 3. Os valores de H_1 e H_3 foram retirados das leituras que os equipamentos registraram conforme Figura 65. As velocidades superficiais VS_1 e VS_3 foram estimadas conforme descrito anteriormente no item 4.2 do presente trabalho. As velocidades V_1 e V_3 foram estimadas em 80% dos valores das velocidades superficiais estimadas para os dois pontos filmados.

Figura 65 – Dados de nível do evento chuvoso do dia 23/03/2013 para os três pontos e entre as linhas tracejadas vermelhas encontram-se os dados para os quais houve a análise da velocidade superficial.

Observa-se na Tabela 11 que os níveis no ponto 1 são menores que os níveis no ponto 3 e as velocidades superficiais estimadas no ponto 1 são, em sua maioria, superiores às velocidades superficiais estimadas no ponto 3. Infere-se ainda que tanto o cálculo do número de *Froude* quanto o cálculo do Yc_1 e Yc_3 (m) nos remete a certeza de que o escoamento no canal em estudo é supercrítico.

O evento desse dia foi muito importante e esclarecedor, pois uma equipe com 5 pessoas foi reunida para filmar o evento em dois pontos (1 e 3, montante e jusante respectivamente) para levantamento da velocidade superficial no ponto 1 e ponto 3.

Ressalta-se que entre as linhas tracejadas vermelhas da Figura 65 encontra-se a faixa de tempo em que foi realizada a filmagem simultânea para os dois pontos (1 e 3) e consequentemente a estimativa da velocidade superficial foi obtida.

Tabela 11 – Análise do escoamento superficial simultâneo para o ponto 1 e ponto 3.

Ponto1	Ponto 3	Δt (s)	H_1 (m)	H_3 (m)	VS_1 (m/s)	VS_3 (m/s)	V_1 (m/s)	V_3 (m/s)	Fr_1	Fr_3	Yc_1 (m)	Yc_3 (m)
Video 1		12:54:20	0,38	0,58	5,33	4,73	4,26	3,78	2,22	1,58	0,64	0,79
		12:54:50	0,38	0,60	5,33	4,87	4,26	3,90	2,22	1,61	0,64	0,82
		12:55:20	0,38	0,60	5,29	4,94	4,23	3,95	2,20	1,63	0,64	0,83
		12:55:50	0,39	0,60	5,77	5,06	4,62	4,05	2,36	1,67	0,69	0,84
		12:56:20	0,38	0,62	5,43	4,94	4,34	3,95	2,25	1,61	0,65	0,85
		12:56:50	0,38	0,64	5,88	4,83	4,70	3,86	2,43	1,55	0,69	0,85
		12:57:20	0,39	0,65	6,15	4,77	4,92	3,82	2,51	1,51	0,72	0,86
		12:57:50	0,41	0,65	6,43	5,10	5,14	4,08	2,55	1,61	0,77	0,90
		12:58:20	0,40	0,68	5,17	5,18	4,14	4,14	2,08	1,60	0,66	0,93
		12:58:50	0,42	0,69	5,77	5,17	4,62	4,14	2,28	1,59	0,72	0,94
Video 2	Video 1	12:59:20	0,43	0,71	5,88	5,42	4,70	4,34	2,29	1,65	0,75	0,99
		12:59:50	0,40	0,70	5,11	4,89	4,09	3,91	2,06	1,49	0,65	0,91
		13:00:20	0,41	0,71	5,23	5,17	4,18	4,14	2,09	1,57	0,67	0,96
		13:00:50	0,39	0,73	5,62	5,09	4,50	4,07	2,29	1,53	0,68	0,96
		13:01:20	0,40	0,73	5,29	5,38	4,23	4,30	2,13	1,61	0,67	1,00
		13:01:50	0,39	0,72	5,66	5,17	4,53	4,14	2,33	1,56	0,68	0,96
		13:02:20	0,39	0,72	6,15	5,20	4,92	4,16	2,51	1,56	0,73	0,97
		13:02:50	0,40	0,69	5,61	5,11	4,49	4,09	2,26	1,57	0,69	0,93
		13:03:20	0,41	0,69	5,32	5,04	4,26	4,03	2,14	1,55	0,67	0,92
		13:03:50	0,42	0,70	5,59	5,05	4,47	4,04	2,21	1,54	0,71	0,94
Video 3		13:04:20	0,42	0,70	5,00	4,76	4,00	3,81	1,98	1,46	0,65	0,90
		13:04:50	0,45	0,66	5,33	4,83	4,26	3,86	2,02	1,52	0,72	0,87
		13:05:20	0,41	0,62	5,31	4,83	4,25	3,86	2,13	1,57	0,67	0,83
Video 4		13:05:50	0,42	0,63	5,54	4,97	4,43	3,98	2,19	1,60	0,70	0,86

Para o ponto 1 foram realizados 5 vídeos praticamente em sequência e para o ponto 3 apenas um vídeo de 12 minutos de duração, aproximadamente, foi realizado.

5.2.7 Dia 25/03/2013

5.2.7.1 Informações do evento chuvoso

Esse evento ocorreu no dia 25/03/2013 (segunda-feira). A cada 10 segundos um valor de nível era registrado, totalizando 438 valores representativos do evento chuvoso (entre as duas linhas tracejadas na Figura 66) para a primeira chuva desse dia. A duração total desse evento (subida e descida da onda de cheia) foi de, aproximadamente, 1 hora e 10 minutos.

O evento atingiu, no ponto 3 (jusante), um valor máximo de aproximadamente 1,67 m. Nesse mesmo ponto os valores de 1,1 m, 1,4 m e 1,67 m foram atingidos em 3 minutos e 20 segundos, 6 minutos e 40 segundos e 21 minutos e 20 segundos respectivamente. Para o ponto 2 (ponto intermediário) os valores de 1,1 m, 1,4 m e 1,62 m (profundidade máxima para este ponto) foram atingidos em 4 minuto e 10 segundos, 7 minutos e 22 minutos e 10 segundos respectivamente. Já para o ponto 1 (montante) os valores de 0,6 m e 0,8 m e 0,9 (máximo para este ponto) foram atingidos em 3 minutos e 30 segundos e 8 minutos e 10 segundos e 20 minutos e 50 segundos respectivamente.

Figura 66 – Dados de nível do evento chuvoso do dia 25/03/2013 para os três pontos e entre as linhas tracejadas vermelhas encontram-se os dados para o qual houve a análise da velocidade superficial.

A relevância desse evento é grande, pois se observa que há uma primeira onda de cheia de maior magnitude com duração de 35 minutos aproximadamente, e em seguida uma nova onda ocorre de menor magnitude com duração de 25 minutos aproximadamente.

5.2.7.2 Resultados da calibração e simulação dos níveis

As alterações realizadas para essa simulação foram a ampliação do limite superior do coeficiente de *Manning* (n_1) e o valor de IQ_2 .

Pode-se observar que não houve alteração na função objetivo, n_1 e T_2 para diferentes valores de aleatórios analisados. Os parâmetros da curva-chave e o coeficiente de *Manning* (n_2) houve uma alteração mais significativa. A $ERMAX_1$, $ERMAX_2$, T_1 houve pequena alteração, não significativa.

Tabela 12 – Fatores de entrada e os resultados das simulações para o evento do dia 25/03/2013.

Fatores de entrada para a simulação									
		n1	n2	aa	cc	IQ1	IQ2	Δt (s)	NGER
Limite Inferior		15	15	20	1	30	448	10	250
Limite Superior		23	22	150	3				
Resultados da simulação									
Al	FO2	n1,	n2,	aa,	cc,	ERMAX1,	ERMAX2,	T1,	T2
5	1,76	23,00	16,54	92,44	1,43	0,18	0,12	426	228
10	1,76	23,00	16,81	93,13	1,50	0,16	0,13	426	228
25	1,76	23,00	16,70	93,66	1,50	0,16	0,12	426	228
100	1,76	23,00	17,59	83,95	1,30	0,19	0,11	449	228

O resultado em negrito da primeira simulação (Tabela 12) foi utilizado na segunda simulação para comparar a lâmina d'água observada com a lâmina d'água calculada.

Figura 67 – Comparativo dos dados observados com os dados calculados para os três pontos do evento chuvoso ocorrido no dia 25/03/2013.

Observa-se na Figura 67 que as curvas do P1cal e P1obs estão sobrepostas, pois o P1 é condição de contorno de montante do programa. As curvas de P2cal e P2obs estão, de forma geral, distantes uma da outra e possui um erro máximo (ERMAX1) de 0,18 m que ocorreu na 426ª simulação (T1). As curvas P3cal e P3obs estão próximas uma da outra e possui um erro máximo (ERMAX2) é de 0,12 m que ocorreu na 228ª simulação (T2).

5.2.8 Dia 01/04/2013

5.2.8.1 Informações do evento chuvoso

Esse evento ocorreu no dia 01/04/2013 (segunda-feira). A cada 20 segundos um valor de nível era registrado, totalizando 207 valores representativos do evento chuvoso (entre as duas linhas tracejadas na Figura 68) para a primeira chuva desse dia. A duração total desse evento (subida e descida da onda de cheia) foi de, aproximadamente, 30 minutos.

Figura 68 – Dados de nível do evento chuvoso do dia 01/04/2013 para os três pontos.

O evento atingiu, no ponto 3 (jusante), um valor máximo de aproximadamente 0,75 m. Nesse mesmo ponto os valores de 0,6 m e 0,75 m foram atingidos em 1 minuto e 20 segundos, e 9 minutos respectivamente. Para o ponto 2 (ponto intermediário) os valores de 0,6 m e 0,8 m (profundidade máxima para este ponto) foram atingidos em 1 minuto e 40 segundos e 7 minutos e 40 segundos respectivamente. Já para o ponto 1 (montante) os valores registrados não representaram um bom evento, pois os dados ficaram pouco acima do valor limitante de 0,4 m estabelecidos como valor mínimo de referência. Por conta dessa insegurança esse evento foi descartado.

5.2.9 Dia 02/04/2013

5.2.9.1 Informações do evento chuvoso

No dia 02/04/2013 (terça-feira) ocorreram dois eventos. A cada 20 segundos um valor de nível era registrado, totalizando 136 valores representativos do primeiro evento

chuvoso e 222 valores para o segundo evento (Figura 69). A duração total desse primeiro e segundo evento (subida e descida da onda de cheia) foi de, aproximadamente, 50 minutos e de 1 hora e 30 minutos, respectivamente.

Figura 69 – Dados de nível para os dois eventos chuvoso do dia 02/04/2013 para os três pontos e entre as linhas tracejadas vermelhas encontram-se os dados simulados.

O primeiro evento atingiu, no ponto 3 (jusante), um valor máximo de aproximadamente 1,06 m. Nesse mesmo ponto os valores de 0,6 m, 0,8 m e 1,06 m foram atingidos em 2 minutos e 40 segundos, 5 minutos e 40 segundos e 15 minutos e 20 segundos respectivamente. Para o ponto 2 (ponto intermediário) os valores de 0,6 m, 0,8 m e 1,04 m (profundidade máxima para este ponto) foram atingidos em 2 minuto e 20 segundos, 7 minutos e 17 minutos respectivamente. Já para o ponto 1 (montante) os valores de 0,5 m e 0,6 m (profundidade máxima para este ponto) foram atingidos em 09 minutos e 20 segundos e 16 minutos e 20 segundos respectivamente.

O segundo evento atingiu, no ponto 2 (intermediário), um valor máximo de aproximadamente 1,44 m. Nesse mesmo ponto os valores de 0,8 m, 1,2 m e 1,44 m foram atingidos em 13 minutos e 20 segundos, 18 minutos e 40 segundos e 26 minutos e 40 segundos respectivamente. Para o ponto 3 (jusante) os valores de 0,8 m, 1,2 m e 1,41 m (máximo para este ponto) foram atingidos em 13 minuto e 20 segundos, 17 minutos e 40 segundos e 29 minutos e 20 segundos respectivamente. Já para o ponto 1 (montante) os valores de 0,6 m, 0,8 m e 0,88 m (máximo para este ponto) foram atingidos em 16 minutos e 20 segundos, 19 minutos e 24 minutos respectivamente.

5.2.9.2 Resultados da calibração e simulação dos níveis

As alterações realizadas para a simulação do primeiro evento desse dia foram a redução do limite inferior e superior dos coeficientes de *Manning*, a ampliação do limite superior do parâmetro da curva-chave (aa), o Δt que passou a ser 20 segundos para todos os próximos eventos e o valor de IQ2.

Tabela 13 – Fatores de entrada e os resultados das simulações para o primeiro evento do dia 02/04/2013.

Fatores de entrada para a simulação								
	n1	n2	aa	cc	IQ1	IQ2	Δt (s)	NGER
Limite Inferior	10	10	20	1	30	146	20	250
Limite Superior	21	20	190	3				

Resultados da simulação									
Al	FO2	n1,	n2,	aa,	cc,	ERMAX1,	ERMAX2,	T1,	T2
5	1,56	19,18	14,17	166,26	2,42	0,15	0,21	146	146
10	1,57	19,18	14,02	174,73	2,47	0,15	0,21	146	146
20	1,57	19,09	13,70	179,40	2,50	0,15	0,21	146	146
25	1,57	19,01	13,54	179,47	2,50	0,15	0,20	146	146
100	1,58	18,92	13,78	183,86	2,53	0,15	0,21	146	146

Pode-se observar que não houve alteração no ERMAX1, T1 e T2 para diferentes valores de aleatórios analisados. Os parâmetros da curva-chave e os coeficientes de *Manning* houve uma alteração mais significativa. A função objetivo e ERMAX2 houve pequena alteração, não significativa.

As alterações realizadas para a simulação do segundo evento desse dia foram a ampliação do limite inferior dos coeficientes de *Manning* e a redução do limite superior do parâmetro da curva-chave (aa), o Δt e o valor de IQ2.

Tabela 14 – Fatores de entrada e os resultados das simulações para o segundo evento do dia 02/04/2013.

Fatores de entrada para a simulação								
	n1	n2	aa	cc	IQ1	IQ2	Δt (s)	NGER
Limite Inferior	12	12	20	1	30	232	20	250
Limite Superior	21	20	150	3				

Resultados da simulação									
Al	FO2	n1,	n2,	aa,	cc,	ERMAX1,	ERMAX2,	T1,	T2
5	1,92	21,00	12,94	118,65	2,42	0,12	0,21	110	32
10	1,92	21,00	13,32	115,54	2,40	0,11	0,21	211	32
20	1,92	21,00	12,94	119,05	2,41	0,12	0,21	211	32
25	1,92	21,00	13,45	114,17	2,38	0,11	0,21	211	32
100	1,92	21,00	13,64	111,38	2,34	0,11	0,21	59	32

Pode-se observar que não houve alteração na função objetivo, n1, ERMAX2 e T2 para diferentes valores de aleatórios analisados. Os parâmetros da curva-chave e o coeficiente de *Manning* (n2) houve uma alteração mais significativa. O ERMAX1, T1 houve pequena alteração, não significativa.

O resultado em **negrito** da primeira simulação (Tabela 13) foi utilizado na segunda simulação para comparar a lâmina d'água observada com a lâmina d'água calculada.

Figura 70 – Comparativo dos dados observados com os dados calculados para os três pontos do primeiro evento chuvoso ocorrido no dia 02/04/2013.

Observa-se na Figura 70 que as curvas do P1cal e P1obs estão sobrepostas, pois o P1 é condição de contorno de montante do programa. As curvas de P2cal e P2obs estão, de forma geral, distantes uma da outra e possui um erro máximo (ERMAX1) de 0,15 m que ocorreu na 146ª simulação (T1). As curvas P3cal e P3obs estão próximas uma da outra e possui um erro máximo (ERMAX2) é de 0,21 m que ocorreu na 146ª simulação (T2). Nesse evento houve uma coincidência dos dois eventos registrarem o maior erro na última simulação. Esse fato pode ser explicado pela pequena variação de nível ocorrida na condição de montante (ponto 1).

O resultado em **negrito** da primeira simulação (Tabela 14) foi utilizado na segunda simulação para comparar a lâmina d'água observada com a lâmina d'água calculada.

Figura 71 – Comparativo dos dados observados com os dados calculados para os três pontos do segundo evento chuvoso ocorrido no dia 02/04/2013.

Observa-se na Figura 71 que as curvas do P1cal e P1obs estão sobrepostas, pois o P1 é condição de contorno de montante do programa. As curvas de P2cal e P2obs estão, de forma geral, distantes uma da outra e possui um erro máximo (ERMAX1) de 0,11 m que ocorreu na 59ª simulação (T1). As curvas P3cal e P3obs estão próximas uma da outra e possui um erro máximo (ERMAX2) é de 0,21 m que ocorreu na 32ª simulação (T2).

5.2.10 Dia 05/04/2013

5.2.10.1 Informações do evento chuvoso

Esse evento ocorreu no dia 05/04/2013 (sexta-feira). A cada 20 segundos um valor de nível era registrado, totalizando 121 valores representativos do evento chuvoso (entre as duas linhas tracejadas na Figura 72) para a primeira chuva desse dia. A duração total desse evento (subida e descida da onda de cheia) foi de, aproximadamente, 50 minutos.

O evento atingiu, no ponto 3 (jusante), um valor máximo de aproximadamente 0,71 m. Nesse mesmo ponto os valores de 0,5 m, 0,6 m e 0,71 m foram atingidos em 14 minutos e 20 segundos, 18 minutos e 27 minutos respectivamente. Para o ponto 2 (ponto intermediário) os valores de 0,5 m, 0,6 m e 0,68 m (máximo para este ponto) foram atingidos em 6 minutos, 15 minutos e 40 segundos e 24 minutos respectivamente. Já para o ponto 1 (montante) os valores de 0,45 m e 0,50 m (máximo para este ponto) foram atingidos em 6 minutos e 23 minutos e 20 segundos respectivamente.

Figura 72 – Dados de nível do evento chuvoso do dia 05/04/2013 para os três pontos e entre as linhas tracejadas vermelhas encontram-se os dados simulados.

Essa incoerência que ocorre às 09 horas e 50 minutos, aproximadamente, no registro de nível do ponto 1 deve-se provavelmente por conta de sujeiras armazenadas na parte interna dos tubos protetores dos equipamentos. Os equipamentos foram colocados no dia 01/04/2013 e só foi retirado no dia 10/04/2013, sem que houvesse manutenção (limpeza) dos mesmos. Houve nesse período 4 ou 5 chuvas fazendo com que acumulasse grande quantidade de sujeira e, assim, prejudicando o registro de nível dos equipamentos.

5.2.10.2 Resultados da calibração e simulação dos níveis

As alterações realizadas para essa simulação foram a redução do limite inferior e superior dos coeficientes de *Manning*, a ampliação do limite superior do parâmetro da curva-chave (aa), o Δt e o valor de IQ2.

Tabela 15 – Fatores de entrada e os resultados das simulações para o evento do dia 05/04/2013.

Fatores de entrada para a simulação									
		n1	n2	aa	cc	IQ1	IQ2	Δt (s)	NGER
Limite Inferior		10	10	20	1	30	131	20	250
Limite Superior		21	20	190	3				
Resultados da simulação									
Al	FO2	n1,	n2,	aa,	cc,	ERMAX1,	ERMAX2,	T1,	T2
5	0,25	16,32	12,76	46,93	1,02	0,11	0,14	32	32
10	0,16	15,02	10,94	78,53	1,50	0,11	0,14	32	32
25	0,22	16,54	12,82	52,95	1,19	0,11	0,14	32	32
100	0,22	14,94	10,94	63,54	1,22	0,11	0,14	32	32

Pode-se observar que não houve alteração no ERMAX1, ERMAX2, T1 e T2 para diferentes valores de aleatórios analisados. A função objetivo, os parâmetros da curva-chave e os coeficientes de *Manning* houve uma alteração mais significativa.

O resultado em negrito da primeira simulação (Tabela 15) foi utilizado na segunda simulação para comparar a lâmina d'água observada com a lâmina d'água calculada.

Figura 73 – Comparativo dos dados observados com os dados calculados para os três pontos do evento chuvoso ocorrido no dia 05/04/2013.

Observa-se na Figura 73 que as curvas do P1cal e P1obs estão sobrepostas, pois o P1 é condição de contorno de montante do programa. As curvas de P2cal e P2obs estão distantes uma da outra, na primeira metade do evento, e bem próximas, na segunda metade, e possui um erro máximo (ERMAX1) de 0,11 m que ocorreu na 32ª simulação (T1). As curvas P3cal e P3obs estão distantes uma da outra, na primeira metade do evento, e próximas uma da outra, na segunda metade do evento, e possui um erro máximo (ERMAX2) é de 0,14 m que ocorreu na 32ª simulação (T2). Os erros máximos ocorrem logo no começo da simulação tanto para o P2 quanto para o P3, pois para ambos os pontos o início da simulação encontra-se com as curvas calculadas e observadas mais distantes umas das outras.

5.2.11 Dia 27/05/2013

5.2.11.1 Informações do evento chuvoso

No dia 27/05/2013 (segunda-feira) ocorreram dois eventos. A cada 20 segundos um valor de nível era registrado, totalizando 145 valores representativos do primeiro evento

chuvoso e 93 valores para o segundo evento (Figura 74). A duração total desse primeiro e segundo evento (subida e descida da onda de cheia) foi de, aproximadamente, 50 minutos e de 1 hora e meia, respectivamente.

Figura 74 – Dados de nível do evento chuvoso do dia 27/05/2013 para os três pontos e entre as linhas tracejadas vermelhas encontram-se os dados simulados para cada chuva.

O primeiro evento atingiu, no ponto 3 (jusante), um valor máximo de aproximadamente 0,89 m. Nesse mesmo ponto os valores de 0,6 m, 0,8 m e 0,89 m foram atingidos em 5 minutos e 20 segundos, 8 minutos e 40 segundos e 13 minutos e 40 segundos respectivamente. Para o ponto 2 (ponto intermediário) os valores de 0,55 m, 0,65 m e 0,72 m (máximo para este ponto) foram atingidos em 5 minuto, 6 minutos e 18 minutos respectivamente. Já para o ponto 1 (montante) os valores de 0,45 m e 0,57 m (máximo para este ponto) foram atingidos em 3 minutos e 6 minutos respectivamente.

O segundo evento atingiu, no ponto 3 (jusante), um valor máximo de aproximadamente 0,56 m. Nesse mesmo ponto os valores de 0,5 m, 0,55 m e 0,56 m foram atingidos em 3 minutos, 8 minutos e 40 segundos e 9 minutos e 40 segundos respectivamente. Para o ponto 2 (intermediário) os valores de 0,45 m, 0,5 m e 0,52 m (máximo para este ponto) foram atingidos em 5 minuto, 8 minutos e 40 segundos e 13 minutos respectivamente. Já para o ponto 1 (montante) os valores de 0,5 m e 0,56 m (máximo para este ponto) foram atingidos em 6 minutos e 11 minutos e 40 segundos respectivamente.

5.2.11.2 Resultados da calibração e simulação dos níveis

As alterações realizadas para a simulação do primeiro evento desse dia foram a redução do limite inferior e superior dos coeficientes de *Manning*, a ampliação do limite superior do parâmetro da curva-chave (aa), o Δt e o valor de IQ2.

Tabela 16 – Fatores de entrada e os resultados das simulações para o primeiro evento do dia 27/05/2013.

Fatores de entrada para a simulação									
	n1	n2	aa	cc	IQ1	IQ2	Δt (s)	NGER	
Limite Inferior	10	10	20	1	30	155	20	91	
Limite Superior	21	20	190	3					
Resultados da simulação									
Al	FO2	n1,	n2,	aa,	cc,	ERMAX1,	ERMAX2,	T1,	T2
25	0,72	18,66	20,00	146,89	2,91	0,13	0,16	137	139

Esse evento foi bem peculiar, pois não houve simulação que rodasse até o fim das 250 gerações. Portanto assumiu como melhor valor a simulação com 91 gerações como pode ser visto na Tabela 16 – Fatores de entrada e os resultados das simulações para o primeiro evento do dia 27/05/2013. Tabela 16.

As alterações realizadas para a simulação do segundo evento desse dia foram a ampliação do limite inferior dos coeficientes de *Manning*, a redução do limite superior do parâmetro da curva-chave (aa), o Δt e o valor de IQ2.

Tabela 17 – Fatores de entrada e os resultados das simulações para o segundo evento do dia 27/05/2013.

Fatores de entrada para a simulação									
		n1	n2	aa	cc	IQ 1	IQ2	Δt (s)	NGER
Limite Inferior		12	12	20	1	30	103	20	250
Limite Superior		21	20	150	3				
Resultados da simulação									
Al	FO2	n1,	n2,	aa,	cc,	ERMAX1,	ERMAX2,	T1,	T2
5	1,90	19,65	19,12	26,98	1,27	0,02	0,02	60	72
10	1,84	14,27	13,89	41,64	1,43	0,02	0,03	60	72
20	1,89	15,47	15,09	34,08	1,27	0,02	0,02	60	72
25	1,89	12,99	12,88	38,55	1,20	0,02	0,02	60	103
100	1,88	15,26	14,90	36,54	1,35	0,02	0,02	60	72

Pode-se observar que não houve alteração no ERMAX1 e no T1 para diferentes valores de aleatórios analisados. Os parâmetros da curva-chave e os coeficientes de *Manning*

houve uma alteração mais significativa. O ERMAX2 e T2 houve pequena alteração, não significativa.

O resultado em negrito da primeira simulação (Tabela 16) foi utilizado na segunda simulação para comparar a lâmina d'água observada com a lâmina d'água calculada.

Figura 75 – Comparativo dos dados observados com os dados calculados para os três pontos do primeiro evento chuvoso ocorrido no dia 27/05/2013.

Observa-se na Figura 75 que as curvas do P1cal e P1obs estão sobrepostas, pois o P1 é condição de contorno de montante do programa. As curvas de P2cal e P2obs estão distantes uma da outra e possui um erro máximo (ERMAX1) de 0,13 m que ocorreu na 137ª simulação (T1). As curvas P3cal e P3obs estão distantes uma da outra e possui um erro máximo (ERMAX2) é de 0,16 m que ocorreu na 139ª simulação (T2). Os erros máximos ocorrem no fim da simulação tanto para o P2 quanto para o P3.

O resultado em negrito da primeira simulação (Tabela 17) foi utilizado na segunda simulação para comparar a lâmina d'água observada com a lâmina d'água calculada.

Figura 76 – Comparativo dos dados observados com os dados calculados para os três pontos do segundo evento chuvoso ocorrido no dia 27/05/2013.

Observa-se na Figura 76 que as curvas do P1cal e P1obs estão sobrepostas, pois o P1 é condição de contorno de montante do programa. As curvas de P2cal e P2obs estão bem próximas e possui um erro máximo (ERMAX1) de 0,02 m que ocorreu na 60ª simulação (T1). As curvas P3cal e P3obs estão bem próximas uma da outra e possui um erro máximo (ERMAX2) é de 0,02 m que ocorreu na 72ª simulação (T2). Esse evento teve uma boa adesão das curvas do ponto 2 e ponto 3 pois o evento é de pequena magnitude não havendo grandes diferenças nos níveis d'água facilitando assim a sincronia das curvas.

5.2.12 Dia 28/05/2013

5.2.12.1 Informações do evento chuvoso

Esse evento ocorreu no dia 28/05/2013 (terça-feira). A cada 20 segundos um valor de nível era registrado, totalizando 256 valores representativos do evento chuvoso (entre as duas linhas tracejadas na Figura 77).

Figura 77 – Dados de nível do evento chuvoso do dia 28/05/2013 para os três pontos e entre as linhas tracejadas vermelhas encontram-se os dados simulados.

A duração total do evento (subida e descida da onda de cheia) foi de, aproximadamente, 1 hora e 25 minutos. O evento atingiu, no ponto 3 (jusante), um valor máximo de aproximadamente 1,44 m. Nesse mesmo ponto os valores de 0,8 m, 1,1 m e 1,44 m foram atingidos em 8 minutos, 16 minutos e 20 segundos e 25 minutos e 40 segundos respectivamente. Para o ponto 2 (ponto intermediário) os valores de 0,8 m, 1,1 m e 1,41 m (máximo para este ponto) foram atingidos em 13 minutos, 18 minutos e 20 segundos e 27 minutos e 40 segundos respectivamente. Já para o ponto 1 (montante) os valores de 0,6 m, 0,8 m e 0,94 m (máximo para este ponto) foram atingidos em 6 minutos, 17 minutos e 40 segundos e 22 minutos respectivamente. Destaca-se que houve uma segunda chuva nesse dia que foi descartada por conter poucos dados representativos para uma boa simulação computacional.

5.2.12.2 Resultados da calibração e simulação dos níveis

As alterações realizadas para essa simulação foram a redução do limite inferior e superior dos coeficientes de *Manning*, a ampliação do limite superior do parâmetro da curva-chave (aa), o Δt e o valor de IQ2.

Esse evento foi bem peculiar, pois não houve simulação que rodasse até o fim das 250 gerações. Portanto assumiu como melhor valor a simulação com 72 gerações como pode ser visto na Tabela 18.

Tabela 18 – Fatores de entrada e os resultados das simulações para o evento do dia 28/05/2013.

Fatores de entrada para a simulação									
	n1	n2	aa	cc	IQ1	IQ2	Δt (s)	NGER	
Limite Inferior	10	10	20	1	30	266	20	72	
Limite Superior	21	20	190	3					
Resultados da simulação									
Al	FO2	n1,	n2,	aa,	cc,	ERMAX1,	ERMAX2,	T1,	T2
5	1,60	20,74	18,50	84,12	2,00	0,28	0,30	33	126

O resultado em negrito da primeira simulação (Tabela 18) foi utilizado na segunda simulação para comparar a lâmina d'água observada com a lâmina d'água calculada.

Figura 78 – Comparativo dos dados observados com os dados calculados para os três pontos do evento chuvoso ocorrido no dia 28/05/2013.

Observa-se na Figura 78 que as curvas do P1cal e P1obs estão sobrepostas, pois o P1 é condição de contorno de montante do programa. As curvas de P2cal e P2obs estão bem distantes uma da outra e possui um erro máximo (ERMAX1) de 0,28 m que ocorreu na 33ª simulação (T1). As curvas P3cal e P3obs, também, estão bem distantes uma da outra e possui um erro máximo (ERMAX2) de 0,30 m que ocorreu na 126ª simulação (T2).

5.3 Discussão dos resultados obtidos para as simulações realizadas por evento

De posse de tantos resultados obtidos na segunda simulação para cada evento a Tabela 19 representa um resumo que contém as datas, maiores valores de nível d'água atingido para cada ponto, o tempo de registro dos dados pelos equipamentos e os melhores

resultados obtidos na segunda simulação para cada evento chuvoso (em negrito em cada evento).

Tabela 19 – Resumo das melhores simulações encontradas para a maximização da função objetivo.

Dia	P1 _{máx} (m)	P2 _{máx} (m)	P3 _{máx} (m)	Δt (s)	IQ2	FO ₂	n1	n2	aa	cc	ER max1	ER max2	T1	T2
27/02/2013	0,56	0,96	1,1	10	137	1,66	19,55	18,54	122,69	1,88	0,07	0,11	40	33
28/02/2013	0,55	0,98	1,04	10	150	1,19	19,98	19,13	145,90	2,50	0,10	0,06	68	105
09/03/2013 - C1	0,86	1,5	1,52	10	421	1,79	22,59	18,13	85,02	1,88	0,29	0,20	69	327
09/03/2013 - C2	0,61	0,74	0,86	10	159	1,75	17,25	18,02	37,84	0,81	0,04	0,04	39	54
10/03/2013	1,06	1,44	1,4	10	328	1,83	22,00	18,91	58,36	1,78	0,24	0,38	32	33
25/03/2013	0,9	1,62	1,67	10	448	1,77	23,00	16,54	92,45	1,43	0,19	0,12	426	228
02/04/2013 - C1	0,6	1,04	1,06	20	146	1,58	18,92	13,78	183,86	2,53	0,15	0,21	146	146
02/04/2013 - C2	0,88	1,44	1,41	20	232	1,92	21,00	13,64	111,38	2,34	0,11	0,21	59	32
05/04/2013	0,5	0,68	0,71	20	131	0,25	16,32	12,76	46,93	1,02	0,11	0,14	32	32
27/05/2013 - C1	0,57	0,72	0,89	20	155	0,72	18,66	20,00	146,89	2,91	0,13	0,16	137	139
27/05/2013 - C2	0,56	0,52	0,56	20	103	1,90	19,65	19,12	26,98	1,27	0,02	0,02	60	72
28/05/2013	0,94	1,41	1,44	20	266	1,60	20,74	18,50	84,12	2,00	0,28	0,30	33	126

Por ter eventos com o tempo de registro de dado ($\Delta t = 10$ e 20 s) diferente, os três eventos mais longos da Tabela 19, em relação ao número de dados captados pelos equipamentos, são: dia 25/03/2013 com 448 dados, dia 09/03/2013 - C1 com 421 dados e dia 10/03/2013 com 328 dados registrados pelos equipamentos. Já os três eventos de maior duração têm-se o dia 28/05/2013 com a totalidade de 266 dados registrados com $\Delta t = 20$ s para registrar cada dado, dia 02/04/2013 - C2 com 232 dados registrados com $\Delta t = 20$ s e dia 25/03/2013 com 448 dados registrados com $\Delta t = 10$ s.

Os três menores eventos da Tabela 19, em relação ao número de dados captados pelos equipamentos, são: dia 27/05/2013 - C2 com 103 dados, dia 05/04/2013 com 131 dados e dia 27/02/2013 com 137 dados registrados pelos equipamentos. Os três eventos com menor duração são: dia 27/02/2013 com a totalidade de 137 dados registrados com $\Delta t = 10$ s, dia 28/02/2013 com 150 dados registrados com $\Delta t = 10$ s e dia 09/03/2013 - C2 com 159 dados registrados com $\Delta t = 10$ s.

Analisando os eventos na Tabela 19 em relação ao maior nível atingido no P1, P2 e P3, destacam-se os dias 10/03/2013 com 1,06 metros de coluna d'água no P1 e 25/03/2013 com 1,62 e 1,67 metros de coluna d'água no P2 e P3 respectivamente. Se analisar os eventos

em relação ao menor nível atingido no P1, P2 e P3 destacam-se os dias 05/04/2013 com 0,50 m de coluna d'água no P1 e 27/05/2013 – C2 com 0,52 e 0,56 metros de coluna d'água no P2 e P3 respectivamente.

Ao analisar a função objetivo dos eventos na Tabela 19 destaca-se o melhor (maior) e pior (menor) evento chuvoso para o dia 02/04/2013 - C2 que atingiu 1,92 e dia 05/04/2013 que atingiu 0,25, respectivamente, onde o máximo valor possível é $FO_2 = 2$. Ressalta-se que assim como o evento do dia 02/04/2013 - C2 atingiu o limite superior de n1 os eventos do dia 25/03/2013 e 10/03/2013 também atingiram o limite superior para o mesmo parâmetro. O limite superior do parâmetro n2 foi atingindo somente pelo evento do dia 27/05/2013 - C1.

Ao analisar os valores absolutos do ERMAX1 na Tabela 19 houve nos dias 09/03/2013 - C1 e 28/05/2013 o registro dos maiores valores para o erro máximo absoluto (ERMAX1) de 0,29 e 0,28 metros respectivamente. Para os dias 10/03/2013 e 28/05/2013 houve o registro dos maiores valores para o erro máximo absoluto (ERMAX2) de 0,38 e 0,30 metros respectivamente. Já os registros dos menores valores para o erro máximo absoluto 0,02 e 0,04 metros (ERMAX1 e ERMAX2) ocorreram nos dias 27/05/2013 - C2 e 09/03/2013 - C2 respectivamente.

Ao comparar os valores dos maiores registros ocorridos no P2 com o erro máximo ocorrido no ponto 2 (ERMAX1) encontra-se os eventos com os menores valores percentuais de ERMAX1 em relação aos valores de P2. Os eventos dos dias 27/05/2013 - C2, 09/03/2013 - C2, 27/02/2013 e 02/04/2013 - C2 da Tabela 19 possuem 3,8%, 5,4%, 7,3% e 7,6% respectivamente. Assim representam os eventos que tiveram os menores valores percentuais de ERMAX1 em relação aos valores máximos registrados no P2. Com essa mesma analogia os eventos que possuem os maiores valores percentuais são 28/05/2013 e 09/03/2013 - C1 com 19,9% e 19,3% dos valores de ERMAX1 em relação aos valores máximos de P2.

Quando se compara os valores dos maiores registros ocorridos no P3 com o erro máximo ocorrido no ponto 3 (ERMAX2) os eventos que tiveram os menores valores percentuais de ERMAX2 em relação aos valores máximos registrados no P3 ocorreram nos dias 27/05/2013 - C2, 09/03/2013 - C2, 28/02/2013 e 25/03/2013 e possuem 3,6%, 4,7%, 5,8% e 7,2% respectivamente. Da mesma forma que os eventos que tiveram os maiores valores percentuais de ERMAX2 em relação aos valores máximos registrados no P3 ocorreram nos dias 10/03/2013 e 28/05/2013 com 27,1% e 20,8% respectivamente.

5.4 Verificação do número de passos de tempo necessário para minimização dos efeitos da condição inicial imposta

A análise do número de passos de tempo a serem descartados para que a condição inicial de escoamento imputada tivesse o seu efeito reduzido, mostrou-se elemento importante na melhoria dos resultados.

Para o evento do dia 27/02/2013, nota-se que o ganho em incrementar-se IQ1 de 20 para 30 passos de tempo, antes do cômputo da FO2, é considerável. Entretanto, a partir de IQ1=40 já não se obtém uma variação significativa do valor de FO2, conforme indicações da Tabela 20.

A Tabela 20 permite a constatação de que os desvios máximos entre os valores observados e simulados para os pontos 2 e 3 foram reduzidos adotando-se a nova sistemática. Considera-se, portanto, que tais desvios são aceitáveis, considerando que o fabricante especifica que os equipamentos podem apresentar erro de leitura de até 2,5 %.

Tabela 20 – Investigação realizada para o dia 27/02/2013 com AL = 5 e 10 para diferentes valores de IQ1.

AL	IQ1	FO2	n1	n2	aa	cc	ERMAX1	ERMAX2	T1	T2
5	20	1,47	18,70	16,06	137,63	1,82	0,07	0,10	30	23
5	30	1,71	19,73	19,24	121,88	1,95	0,07	0,06	32	54
5	40	1,83	19,89	19,49	115,84	1,91	0,04	0,05	48	54
5	50	1,90	19,81	19,75	96,32	1,66	0,02	0,03	118	56
5	60	1,91	19,33	18,98	107,46	1,75	0,02	0,03	77	108
10	20	1,47	19,17	17,71	117,41	1,75	0,07	0,11	30	23
10	30	1,73	20,13	19,87	103,24	1,76	0,06	0,06	32	32
10	40	1,83	19,65	19,05	112,56	1,83	0,05	0,05	48	54
10	50	1,87	19,81	19,75	85,55	1,49	0,03	0,04	118	108
10	60	1,92	19,73	19,75	117,43	1,93	0,02	0,03	86	117

A Figura 79 representa a curva-chave específica para o evento ocorrido no dia 27/02/2013 com o valor de IQ1 = 50, e a curva chave para o IQ1 = 60 encontra-se na Figura 80.

Figura 79 – Curva-chave obtida com 10 aleatórios para IQ1=50 para o evento do dia 27/02/2013.

Os gráficos do evento do dia 27/02/2013 onde vários valores para IQ1 foram testados e plotados encontram-se no Apêndice B deste trabalho.

Figura 80 – Curva-chave obtida com 10 aleatórios para IQ1=60 para o evento do dia 27/02/2013.

Como o evento do dia 27/02/2013 possui poucos registros (127), optou-se por repetir essa análise para outros eventos, um de maior nível (dia 10/03/2013), para dois eventos com quantidade de registros de nível elevadas (dia 25/03/2013 e dia 09/03/2013 – C1) e para o dia 28/02/2013 por ter um baixo valor obtido no cálculo da FO2.

Na Tabela 21 são apresentados os resultados da otimização refeita para o evento do dia 10/3/2013. Comparando-se tais resultados com aqueles obtidos anteriormente para o mesmo evento, nota-se a função objetivo (FO2) sofreu acréscimo e os desvios máximos sofreram redução considerável (de 0,11 m e 0,17 m, nos pontos 2 e 3, respectivamente). Entretanto, nota-se que o valor do coeficiente de rugosidade de *Manning* identificado para o primeiro trecho do canal coincide com o limite superior especificado, por razões de viabilidade dos cálculos computacionais.

Eram esperados valores de rugosidade superiores ao de projeto ($0,016 \text{ sm}^{-1/3}$) do canal, como uma maneira de compensar as perdas de energia promovidas pelos degraus. Entretanto, parece que maior resistência ao escoamento foi artificialmente imposta ao primeiro trecho. Esses valores elevados de rugosidade, se não limitados, conduzem à condição crítica de escoamento e ao consequente insucesso computacional conhecido do método de *Preissmann* de quatro pontos. Uma possível explicação para esse comportamento seria a submergência a ele imposta pelas profundidades elevadas de jusante. Nota-se que esse evento atingiu o nível máximo registrado para o ponto 1 (1,07 m), quando comparado com os demais eventos observados. Entretanto, os registros desse evento para os pontos 2 e 3 não corresponderam aos máximos dos registros, quando comparado com os demais eventos. Esse fato reforça as suspeitas de submergência do primeiro trecho do canal.

Tabela 21 – Investigação realizada para o dia 10/03/2013 com diferentes valores de AL para IQ1 = 40.

AL	FO2	n1	n2	a	c	ERMAX1 (m)	ERMAX2 (m)	T1 (s)	T2 (s)
5	1,90	23,00	20,13	53,72	1,80	0,13	0,21	303,00	158,00
10	1,90	23,00	20,44	52,49	1,75	0,14	0,20	303,00	158,00
20	1,89	22,17	18,46	58,40	1,83	0,14	0,21	303,00	158,00
40	1,89	21,79	18,38	60,00	1,86	0,14	0,21	303,00	158,00
100	1,89	22,83	19,65	54,41	1,75	0,15	0,20	303,00	158,00
150	1,90	23,00	19,73	54,38	1,79	0,14	0,21	303,00	158,00
250	1,89	22,50	19,10	57,19	1,85	0,14	0,21	303,00	158,00
300	1,89	23,00	19,73	53,93	1,75	0,15	0,21	303,00	157,00
350	1,90	23,00	20,21	52,96	1,75	0,14	0,20	303,00	158,00
400	1,89	21,24	17,83	60,79	1,82	0,14	0,21	303,00	158,00
Média	1,89	22,55	19,37	55,83	1,79	0,14	0,21	303,00	157,90
dp	0,00	0,63	0,88	3,02	0,04	0,01	0,00		
cv	0,00	0,03	0,05	0,05	0,02	0,04	0,02		

A Figura 81 representa a curva-chave específica para o evento ocorrido no dia 10/03/2013 com o valor de $IQ1 = 40$ e para os parâmetros em destaque da Tabela 21.

Figura 81 – Curva-chave obtida com 5 aleatórios para $IQ1=40$ para o evento do dia 10/03/2013.

Na Tabela 22 são apresentados os resultados da otimização refeita para o evento do dia 25/3/2013.

Tabela 22 – Investigação realizada para o dia 25/03/2013 com diferentes valores de AL para $IQ1 = 40$.

AL	FO2	n1	n2	a	c	ERMAX1 (m)	ERMAX2 (m)	T1 (s)	T2 (s)
5	1,77	23,00	17,03	89,59	1,42	0,17	0,12	426,00	228,00
10	1,77	23,00	16,56	92,00	1,42	0,19	0,12	426,00	228,00
20	1,77	23,00	16,48	94,11	1,47	0,18	0,13	426,00	228,00
50	1,77	23,00	17,51	86,21	1,37	0,17	0,12	449,00	228,00
10z	1,77	23,00	16,79	91,52	1,45	0,17	0,12	426,00	228,00
150	1,77	23,00	16,95	90,47	1,44	0,17	0,13	426,00	228,00
250	1,77	23,00	17,11	89,06	1,41	0,17	0,12	426,00	228,00
350	1,77	23,00	16,87	90,94	1,44	0,18	0,13	426,00	228,00
450	1,77	23,00	16,95	88,83	1,37	0,19	0,12	449,00	228,00
500	1,77	23,00	17,11	89,30	1,42	0,17	0,13	426,00	228,00
Média	1,77	23,00	16,94	90,20	1,42	0,18	0,13		
dp	0,00	0,00	0,29	2,14	0,03	0,01	0,00		
cv	0,00	0,00	0,02	0,02	0,02	0,04	0,01		

Comparando-se tais resultados com aqueles obtidos anteriormente para o mesmo evento, nota-se a função objetivo (FO2) não sofreu acréscimo e os desvios máximos também

não sofreram reduções consideráveis (somente no ponto 2 houve uma redução de 0,02 m no desvio máximo). Da mesma forma que para o evento de 10/3/2013, o valor do coeficiente de rugosidade de *Manning* identificado para o primeiro trecho do canal coincide com o limite superior especificado, por razões de viabilidade dos cálculos computacionais.

Durante esse evento foram registrados os máximos níveis, 1,62 m e 1,67 m, para os pontos 2 e 3, respectivamente, quando comparado com os demais eventos observados. A condição de submergência parece ter ocorrido de maneira diferente da situação de 10/3/2013.

Tabela 23 – Investigação realizada para o dia 25/03/2013 com diferentes valores de AL para IQ1 = 40 e uma nova função objetivo (FO3).

AL	FO3	n1	n2	a	c	ERMAX1 (m)	ERMAX2 (m)	T1 (s)	T2 (s)
5	1,50	23,00	17,59	86,03	1,42	0,16	0,12	144,00	228,00
10	1,49	23,00	16,71	91,38	1,47	0,16	0,11	426,00	228,00
20	1,49	23,00	16,95	94,03	1,57	0,14	0,13	426,00	444,00
50	1,50	23,00	17,11	90,44	1,51	0,15	0,12	144,00	444,00
100	1,50	23,00	17,11	90,04	1,49	0,15	0,12	426,00	397,00
Média	1,49	23,00	17,10	90,38	1,49	0,15	0,12		
dp	0,01	0,00	0,32	2,89	0,05	0,01	0,01		
cv	0,00	0,00	0,02	0,03	0,04	0,06	0,06		

Para esse evento foi realizado testes de otimização com FO3, conforme os resultados da Tabela 23, que sugerem uma ligeira redução dos desvios máximos absolutos. Dessa maneira, as demais análises foram realizadas utilizando FO3 como critério para a otimização.

Figura 82 – Curva-chave obtida com 5 aleatórios para IQ1=40 para o evento do dia 25/03/2013.

A Figura 82 representa a curva-chave específica para o evento ocorrido no dia 25/03/2013 com o valor de $IQ1 = 40$ e para os parâmetros em destaque da Tabela 23.

Na Tabela 24 são apresentados os resultados da otimização refeita para o evento do dia 9/3/2013 - C1. Comparando-se tais resultados com aqueles obtidos anteriormente para o mesmo evento, nota-se a função objetivo $FO3=1,36$ equivale a $FO2=1,76$, que é ligeiramente inferior ao máximo valor obtido para $FO2$ já obtida anteriormente. Entretanto, os desvios máximos sofreram ligeiro decréscimo, quando comparados com a referida solução. Esse fato demonstra que o problema de otimização que se tem em mãos é de natureza multiobjectivo, e também que $FO2$ e $FO3$ são objetivos conflitantes entre si. Nota-se que os valores do coeficiente de rugosidade de *Manning* identificados para o primeiro trecho do canal estiveram muito próximos do limite superior especificado, por razões de viabilidade dos cálculos computacionais.

Tabela 24 – Investigação realizada para o dia 09/03/2013 – C1 com diferentes valores de AL para $IQ1=40$.

AL	FO3	n1	n2	a	c	ERMAX1 (m)	ERMAX2 (m)	T1 (s)	T2 (s)
5	1,30	20,95	17,83	90,24	1,86	0,28	0,17	69	327
10	1,36	22,00	20,60	70,65	1,71	0,23	0,17	69	72
20	1,30	21,05	18,06	90,00	1,89	0,27	0,18	69	327
50	1,35	22,00	19,73	75,11	1,74	0,26	0,17	69	302
100	1,36	22,00	20,37	75,30	1,80	0,23	0,18	69	302
150	1,35	22,00	19,73	75,58	1,75	0,25	0,17	69	302
200	1,30	21,24	18,54	90,00	1,94	0,26	0,19	69	327
250	1,36	22,00	20,60	70,39	1,70	0,23	0,17	69	72
300	1,36	22,00	20,68	75,06	1,81	0,23	0,17	69	302
350	1,30	20,86	17,98	90,00	1,87	0,27	0,17	69	327
Média	1,33	21,61	19,41	80,23	1,81	0,25	0,18	69	266
dp	0,03	0,51	1,19	8,66	0,08	0,02	0,00		
cv	0,02	0,02	0,06	0,11	0,05	0,06	0,03		

A Figura 83 representa a curva-chave específica para o evento ocorrido no dia 09/03/2013 – C1 com o valor de $IQ1 = 40$ e para os parâmetros em destaque da Tabela 24.

Na Tabela 25 são apresentados os resultados da otimização refeita para o evento do dia 28/2/2013. Comparando-se tais resultados com aqueles obtidos anteriormente para o mesmo evento, nota-se a função objetivo $FO3=1,62$ equivale a $FO2=1,77$, melhorou significativamente quando comparada com o máximo valor obtido anteriormente. Entretanto,

os desvios máximos não sofreram redução. Dessa maneira, pode-se atribuir o ganho no valor da função objetivo ao descarte dos 40 primeiros passos de tempo somente.

Figura 83 – Curva-chave obtida com 300 aleatórios para $IQ1=40$ para o evento do dia 09/03/2013 – C1.

Avalia-se que os melhores resultados foram, portanto, obtidos para os eventos de menores profundidades de escoamento. Uma possível explicação para esse fato é que nessas situações a saída do primeiro trecho de canal é livre e não submersa.

Tabela 25 – Investigação realizada para o dia 28/02/2013 com diferentes valores de AL para $IQ1 = 40$.

AL	FO3	n1	n2	a	c	ERMAX1 (m)	ERMAX2 (m)	T1 (s)	T2 (s)
5	1,59	21,13	20,84	103,98	2,10	0,10	0,06	68,00	116,00
10	1,62	21,46	21,00	122,36	2,37	0,09	0,06	68,00	105,00
20	1,61	21,40	20,84	114,44	2,26	0,09	0,05	68,00	105,00
50	1,61	20,80	19,97	130,58	2,39	0,09	0,05	68,00	105,00
100	1,61	20,57	19,73	138,76	2,46	0,09	0,06	68,00	105,00
150	1,60	20,35	19,41	133,96	2,38	0,09	0,06	68,00	105,00
200	1,61	21,02	20,29	117,19	2,25	0,09	0,05	68,00	105,00
250	1,60	21,02	20,37	107,29	2,12	0,09	0,05	68,00	116,00
300	1,61	21,24	20,68	118,04	2,29	0,09	0,06	68,00	105,00
350	1,61	21,13	20,44	120,30	2,31	0,09	0,05	68,00	105,00
Média	1,61	21,01	20,36	120,69	2,29	0,09	0,06		
dp	0,01	0,35	0,52	11,16	0,12	0,00	0,00		
cv	0,01	0,02	0,03	0,09	0,05	0,03	0,03		

A Figura 84 representa a curva-chave específica para o evento ocorrido no dia 28/02/2013 com o valor de $IQ1 = 40$ e para os parâmetros em destaque da Tabela 25.

Figura 84 – Curva-chave obtida com 300 aleatórios para $IQ1=40$ para o evento do dia 28/02/2013.

Uma constatação interessante advém da comparação entre os valores obtidos para os coeficientes das curvas chaves para o ponto 1, ajustadas no processo de otimização ilustradas na Figura 85.

Figura 85 – Resumo das curvas-chaves para as quais foram realizadas as análises anteriores.

Essa comparação sugere que haja uma compensação entre os valores de n_1 e os parâmetros a e c obtidos, de forma que a e c tendem a reduzir à medida que n_1 aumenta. Possivelmente essa compensação ocorre no sentido de promover perda de carga equivalente. Esse fato sugere que tanto a curva-chave como os coeficientes de rugosidade obtidos podem ser irreais.

A literatura sugere que no caso de escoamento transcrito os termos de inércia e pressão da equação de *Saint-Venant* sejam de alguma maneira, reduzidos. Os valores grandes obtidos para o coeficiente de rugosidade de *Manning* podem também estar amparados na necessidade de melhor representar essa realidade.

Além de tudo essas análises tentou-se, em paralelo, implementar o método implícito na resolução das equações de SV proposto por Jin, Coran e Cook (2004), que funciona como um filtro baseado no número de *Froude* (condicionado do tipo de escoamento), porém esta proposta não houve um bom desempenho e foi descartada.

5.5 Investigações realizadas para o trecho de canal estudado

Djordjević, Prodanović e Walters (2004) dão suporte às suposições sobre o que pode estar ocorrendo com o trecho de canal escolhido para estudo neste trabalho. De acordo com eles, se o canal de montante tem declividade mais acentuada que o de jusante supercrítico, a solução no segundo canal é incorreta devida à inabilidade de um único contorno de montante impor ambas a profundidade e a descarga ao escoamento supercrítico. As condições de compatibilidade nesse caso admitem a saída livre do trecho de jusante.

Figura 86 – Comportamento do escoamento para o caso de mudança de declividade no caso de declividades acentuadas – condição a) (modificado de Djordjević, Prodanović e Walters (2004)).

Ao mesmo tempo afirmam que, se a declividade de fundo é repentinamente reduzida, tal que um ressalto ocorre no trecho de jusante, a solução do primeiro trecho é inadequada. A localização do ressalto não pode ser simulada corretamente com uma estrutura (1+1) porque o escoamento supercrítico não pode ser obtido em canal subcrítico com um único contorno de jusante. O ressalto é aparentemente submerso no nó. Se os dois trechos fossem tratados como um único canal, o ressalto seria irrealisticamente deslocado para o trecho de jusante.

Figura 87 – Comportamento do escoamento para o caso de mudança de declividade no caso de declividades acentuadas condição b) (modificado de Djordjević, Prodanović e Walters (2004)).

Conforme recomendado por Aricò, Nasello e Tucciarelli (2009) investigou-se ainda a possibilidade de ajuste do coeficiente n para o segundo trecho de canal, uma vez que os limnigramas observados para os pontos 2 e 3 sugerem um comportamento similar. O trecho de canal (dx) adotado para os cálculos foi o comprimento total do trecho estudado (148,6 m).

Tabela 26 – Dados iniciais para a análise da celeridade proposta por Aricò, Nasello e Tucciarelli (2009).

Dia	S_0 (m/m)	Prof. P2	t2	Prof. P3	t3
25/03/2013	0,0076	1,67	20:01:20	1,69	20:02:00
25/03/2013	0,0076	1,49	20:31:10	1,40	20:33:20
10/03/2013	0,0076	1,49	20:05:20	1,41	20:06:20
28/02/2013	0,0076	1,03	19:03:20	1,06	19:03:50
11/03/2013	0,0076	0,51	21:49:10	0,43	21:50:00
13/03/2013	0,0076	0,75	11:08:10	0,83	11:10:20
01/04/2013	0,0076	0,81	23:42:00	0,78	23:43:00
05/04/2013	0,0076	0,70	9:57:20	0,75	10:01:20
08/04/2013	0,0076	0,58	14:56:40	0,60	14:59:20

Supondo-se escoamento supercrítico para o referido trecho, procedeu-se às avaliações constantes do item 4.5. Consta na Tabela 26 os dados essenciais retirados de alguns eventos para realizar a análise proposta por Aricò, Nasello e Tucciarelli (2009).

Os cálculos apresentados na Tabela 27 resultaram das análises realizadas para o conjunto de dados para os quais foi possível a estimativa da celeridade da onda a partir dos registros brutos (sem média móvel utilizando 5 valores). Foram descartados ainda dados dos eventos monitorados que apresentavam, por exemplo, a ocorrência de pico no ponto 3 (jusante) anteriormente à ocorrência no ponto 2 (montante da análise).

Tabela 27 – Análise da celeridade proposta por Aricò, Nasello e Tucciarelli (2009).

Dia	dt (s)	c (m/s)	n	y média (m)	Q2	Fr2	Q3	Fr3
25/03/2013	40	3,72	0,0239	1,68	54,27	1,01	55,18	1,01
25/03/2013	130	1,14	0,0233	1,45	47,20	1,03	42,87	1,03
10/03/2013	60	2,48	0,0242	1,45	45,33	1,00	41,90	1,00
28/02/2013	30	4,95	0,0218	1,04	29,01	1,10	29,99	1,10
11/03/2013	50	2,97	0,0151	0,47	14,07	1,52	10,76	1,50
13/03/2013	130	1,14	0,0187	0,79	20,57	1,26	24,28	1,27
01/04/2013	60	2,48	0,0187	0,79	23,17	1,27	21,70	1,27
05/04/2013	240	0,62	0,0197	0,73	17,70	1,20	19,39	1,20
08/04/2013	160	0,93	0,0177	0,59	14,59	1,31	15,37	1,31

A Tabela 27 indica primeiramente que os valores de defasagem da ocorrência dos picos do ponto 2 para o ponto 3 são muito superiores aos esperados. Assim, os valores estimados para as celeridades ficaram muito aquém do esperado. A possível causa dessas discrepâncias pode ser a influência do remanso que ocorre no trecho de jusante onde contém uma barreira sob a linha férrea, confluências de rios e curvas.

Lembra-se que as velocidades estimadas em campo, durante o evento do dia 23/03/2013 (item 5.2.6.1), são superiores a todos os valores obtidos como estimativas das celeridades.

Figura 88 – Análise do coeficiente de *Manning* (n) pela profundidade do escoamento média y (m) para os eventos da Tabela 27.

A Figura 88 representa todos os valores do coeficiente de *Manning* (n) plotados contra todos os valores de profundidade do escoamento média y (m) encontrados na Tabela 27, análise esta proposta por Aricò, Nasello e Tucciarelli (2009).

Foram obtidos, também, valores muito superiores aos esperados para o coeficiente de rugosidade de *Manning* e, por fim, esses valores aplicados a determinação das vazões nos pontos 2 e 3 resultaram em valores abaixo de 1 para o número de *Froude*. Nota-se que dessa maneira a hipótese inicial de sustentação da metodologia não se mantém.

Por conseguinte, a análise com o modelo hidrodinâmico completo é mais adequada, mas deve prever a ocorrência eventual de escoamento transcítico.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O presente trabalho representou um estudo com o objetivo de relacionar dados de nível às respectivas vazões, aplicado a um trecho de canal urbano. A revisão da literatura desenvolvida, evidenciou o trabalho de Arico et al, (2009) como a alternativa mais viável a ser adotada, segundo a qual dados de nível somente seriam necessários ao ajuste de parâmetros do canal para a reprodução do seu comportamento hidráulico durante a passagem de ondas de cheia, usando as equações de *Saint-Venant* na sua forma completa. Dessa maneira, uma vez ajustados os parâmetros, as vazões são obtidas.

Assim, o estudo necessitou de registros de nível e, portanto, compreendeu esforços nas direções de viabilizar e realizar medições além do exercício para reproduzir o comportamento do escoamento. Compreendeu:

- Testes dos equipamentos para realização de medições de nível (*Levelloggers* e *Barologgers*) em diversas condições de uso (nível d'água estático ou variado e/ou *Levellogger* em movimento);
- Escolha do trecho de canal a ser estudado, planejamento e teste da instalação usada para abrigar os equipamentos em campo;
- Realização do levantamento topográfico do trecho de canal estudado;
- Desenvolvimento de uma rotina computacional em linguagem *Fortran*, construída para resolução das equações de *Saint-Venant* e testes de aplicação;
- Construção de rotina de otimização, usando algoritmos genéticos, para o ajuste dos parâmetros do canal, no interior do qual as condições de escoamento iniciais são avaliadas usando a rotina *Runge Kutta* de ordem quatro, e o modelo de *Saint Venant* é chamado para determinar as cargas piezométricas e vazões ao longo da malha computacional espaço-temporal. Para tal, utilizou-se o esquema numérico de *Preissmann* de diferenças finitas de quatro pontos;
- Testes do modelo.

Os desenvolvimentos nessas frentes de trabalho possibilitaram a extração de diversas conclusões aqui resumidas.

Testes dos *Levelloggers* e *Barologgers*

Os testes dos *Levelloggers* demonstraram erros de medição distintos para os diferentes ambientes nos quais foram testados. Por serem sensores de pressão, a temperatura tem bastante influência sobre os registros. Esta pode ter sido a causa da discrepância nas

medidas e de erros aleatórios. Apesar das variações de registro de um equipamento para outro, o desvio máximo observado foi de $\pm 2,5 \%$, coincidente com o valor aceitável segundo o catálogo do fabricante.

Trecho de canal estudado e levantamento topográfico

O trecho de canal estudado foi escolhido depois de realizada uma análise dos trechos de rio mais apropriados ao estudo no perímetro urbano de São Carlos, SP. Essa investigação buscou trechos de seções estáveis e de curvaturas reduzidas, preferencialmente fora da faixa de influência de eventuais remansos e com pequena contribuição lateral. Observou-se que, apesar da existência de vários trechos de canal revestidos, poucos cumpriam tais requisitos. Nessa etapa, foi eleito o trecho do Córrego do Gregório, afluente do Rio Monjolinho, nas vizinhanças do SESC – São Carlos, como alvo dos estudos.

Tratava-se de trecho de canal com degraus menos e mais espaçados, nos seus primeiro e segundo trecho, respectivamente. Admitiram-se duas declividades constantes diferentes de 0,0105 e 0,0076 m/m. Outra simplificação da realidade adotada foi de inexistência de contribuição lateral, pois na realidade há uma pequena contribuição lateral no trecho.

As estimativas de velocidade realizadas em campo sugeriram escoamento supercrítico em ambos os trechos do canal.

Análise computacional

O esquema numérico computacional construído para resolução das equações de *Saint-Venant* foi testado para os dados apresentados por Akan (2006) e se mostrou hábil em reproduzir os hidrogramas propagados a partir do hidrograma ou do respectivo limnigrama supostamente conhecido para a seção de entrada do canal.

O ajuste do coeficiente de rugosidade de *Manning* foi realizado com sucesso pelo modelo de otimização construído. Entretanto, alguns testes realizados com o modelo de otimização construído foram decisivos em demonstrar o insucesso das tentativas de ajuste dos parâmetros das condições iniciais de escoamento: Q_0 sozinho ou conjuntamente com n (coeficiente de rugosidade de *Manning*) ou S_0 (declividade de fundo do canal). Essa constatação indica que muito cuidado deve ser tomado ao estabelecer as condições iniciais para a simulação das equações de *Saint-Venant*.

Os valores de rugosidade foram superiores ao de projeto, essa é uma maneira de compensar as perdas de energia promovidas pelos degraus.

Análise da maximização da função objetivo

O tempo de registro de dado ($\Delta t = 10$ e 20 s) foi alterado para elevar a autonomia do equipamento. Foram registrados aproximadamente 15 eventos chuvosos durante a estação chuvosa de 2013, dentre estes foi realizado a análise da maximização da função objetivo (FO1) para 12 eventos. Houve eventos longos e curtos, de magnitude elevada e baixa, eventos que atingiram resultados bons e ruins para a FO1, outros que atingiram o limite superior dos parâmetros.

O primeiro conjunto de análises realizadas adotou como função objetivo o coeficiente de *Nash-Sutcliffe* a ser maximizado e, assim de forma geral apenas 3 eventos ficaram abaixo do valor de 1,5 para a FO2 sendo que 2 representa o máximo valor possível.

Ao analisar os valores absolutos do ERMAX1 (ponto 2) e ERMAX2 (ponto 3) houve registro 0,29 m e 0,38 m para os erros máximos absolutos ERMAX1 e ERMAX2 respectivamente. Porém ao analisar o quanto os valores de erros representam em relação ao máximo registro obtido no evento, em porcentagem, têm-se eventos com 3,6% até valores absurdos de 27,1%. Tais fatos podem ser explicados pelo motivo de cada evento possuir um comportamento diferente.

Em seguida, realizou-se outra análise à qual foi a minimização da função objetivo (erros máximos), porém quando se realiza essa minimização os valores dos erros máximos decaí (melhora) e os valores de *Nash-Sutcliffe* reduzem (piora), demonstrando assim que ambos objetivos são conflitantes, merecendo uma análise multiobjetivo.

Quando diferentes objetivos são considerados os desvios absolutos máximos podem ocorrer em instantes distintos, demonstrando que os tempos de pico dos limnigramas observados e simulados podem estar levemente deslocados. Daí a necessidade de considerar, também, a minimização desses desvios como objetivo das análises.

Diferentes investigações realizadas

Parte da dificuldade de reprodução dos níveis observados pode ser atribuída ao fato de que as condições iniciais estabelecidas para início da simulação são irreais, pois só se consegue iniciar os registros quando uma onda de cheia está em curso. Além disso, pode haver a influência de curvas e um barramento a jusante dos pontos de estudo. Este barramento

ocorre 1 km a jusante da confluência do Córrego do Gregório (Córrego onde foi realizado o estudo) com o Rio Monjolinho e causa remanso neste rio principal e, conseqüentemente, do Córrego estudado.

Nas primeiras simulações, o arquivo de dados foi construído de maneira a repetir o primeiro conjunto de dados de nível dez vezes. Entretanto, essa sistemática só produz bons resultados se o escoamento fosse permanente no início. Dessa forma foi investigado de maneira a computar a função objetivo a partir de um número fixo de passos de tempo, IQ1. Para a análise do evento do dia 27/02/2013, observou-se que não houve uma variação significativa do valor de FO2 a partir de IQ1=40, valor este que foi adotado como padrão para os outros eventos investigados.

Djordjević, Prodanović e Walters (2004) dão suporte às suposições sobre o que pode estar ocorrendo com o trecho de canal escolhido para estudo neste trabalho. De acordo com eles, se o canal de montante tem declividade mais acentuada que o de montante supercrítico, a solução no segundo canal é incorreta devida à inabilidade de um único contorno de montante impor ambas a profundidade e a descarga ao escoamento supercrítico. As condições de compatibilidade nesse caso admitem a saída livre do trecho de montante. Ao mesmo tempo afirmam que, se a declividade de fundo é repentinamente reduzida, tal que um ressalto ocorre no trecho de jusante, a solução do primeiro trecho é inadequada. A localização do ressalto não pode ser simulada corretamente com uma estrutura (1+1) porque o escoamento supercrítico não pode ser obtido em canal subcrítico com um único contorno de jusante. O ressalto é aparentemente submerso no nó. Se os dois trechos fossem tratados como um único canal, o ressalto seria irrealisticamente deslocado para o trecho de montante.

Investigou-se ainda a possibilidade de ajuste do coeficiente n para o segundo trecho de canal, uma vez que os limnigramas observados para os pontos 2 e 3 sugerem um comportamento similar conforme recomendada por Aricò, Nasello e Tucciarelli (2009).

Ao analisar os resultados conclui-se que os valores de defasagem da ocorrência dos picos do ponto 2 para o ponto 3 são muito superiores aos esperados. Assim, os valores estimados para as celeridades ficaram muito aquém do esperado. Lembra-se que as velocidades estimadas em campo, durante o evento do dia 23/03/2013, são superiores a todos os valores obtidos como estimativas das celeridades.

Foram obtidos, também, valores muito superiores aos esperados para o coeficiente de rugosidade de *Manning* e, por fim, esses valores aplicados a determinação das vazões nos pontos 2 e 3 resultaram em valores abaixo de 1 para o número de *Froude*. Nota-se que dessa maneira a hipótese inicial de sustentação da metodologia não se mantém. Por conseguinte, a

análise com o modelo hidrodinâmico completo é mais adequada, mas deve prever a ocorrência eventual de escoamento transcrito.

E por fim o método implícito na resolução das equações de SV proposto por Jin, Coran e Cook (2004), que funciona como um filtro baseado no número de *Froude* (condição do tipo de escoamento), foi implementado no programa e não obteve um bom comportamento.

Trabalhos futuros

Para trabalhos futuros a contribuição desse estudo sugere que:

1. O levantamento topográfico preceda à definição dos pontos de monitoramento, metodologia e tipos de equipamentos de medição que serão utilizados, pois somente assim as próximas decisões serão embasadas no conhecimento da topografia detalhada do canal estudado.
2. Uma maneira de realizar medidas de nível a partir do fundo do canal seja investigada e, se possível, aplicada para que o escoamento de base seja registrado, e assim, registrar a condição permanente do escoamento antecedendo o início da passagem de uma onda de cheia.
3. A modelagem computacional contemple o escoamento transcrito de maneira eficiente abordando a calibração simultânea do coeficiente de *Manning* com mais de um cenário ou, também, esse mesmo coeficiente seja calculado para um escoamento de regime variável.
4. Obter, por fim, uma curva-chave dinâmica.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABREU, J. M. **Estudio de Flujos no Estacionarios a Presión con Modelos 1-D y 2-D**. Tese de Doutorado Universidade Politécnica de Valência, Valência, Spain. 2004.

AKAN, A. O. **Open channel hydraulics**. 1ª Ed. Elsevier Ltd. ISBN-13: 978-0-7506-6857-6. 377 p. 2006.

AMEIN, M. An implicit method for numerical flood routing. **Water Resources Research**, 2, p.123–130. 1968.

ARAL, M. M.; ZHANG, Y.; JIN, S. Application of a relaxation scheme to wave-propagation simulation in open-channel networks. **Journal of Hydraulic Engineering**, 124(11). p. 1125–1133. 1998.

ARAÚJO, F. F. V. **Modelo Hidráulico Baseado no Método das Características e Algoritmos Genéricos para Otimização da Operação de Redes de Abastecimento de Água e de Estações de Bombeamento**. Tese (Doutorado). Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza. 191 p. 2010.

ARICÒ, C.; TUCCIARELLI T. A Marching in space and time (MAST) solver of the shallow water equations. Part I: the 1D case. **Advances in Water Resources.**; 30:1236–1252. 2007.

ARICÒ, C.; NASELLO, C.; TUCCIARELLI T. Using unsteady-state water level data to estimate channel roughness and discharge hydrograph. **Advances in Water Resources**. 32. p. 1223-1240. 2009.

AZEVEDO NETTO, J. M.; VILLELA, S. M. **Manual de hidráulica**. V. II, 5º Edição. 1970.

BALTZLER, R. A.; LAI, C. Computer simulation of unsteady flows in waterways. **Journal of the Hydraulics Division**, ASCE, 94(HY4). p.1083–1117. 1968.

BAO, W. M.; ZANG, X.-Q.; QU, S.-M. Dynamic correction of roughness in the hydrodynamic model. **Journal of Hydrodynamics**. v.21. p. 255-263. 2008.

BATES, P. D.; DE ROO, A. P. J. A simple raster-based model for flood inundation simulation. **Journal of Hydrology**. nº 236. p.54 - 77. 2000.

BAUME, J. P. et al. **A 1D Hydrodynamic Model for River and Irrigation Canal Modeling and Regulation**. In. Métodos Numéricos em Recursos Hídricos 7. Porto Alegre: ABRH. 128 pp. 2005.

BAUTISTA, E.; CLEMMENS, A. J.; STRAND, R. J. Salt River Project Canal Automation Pilot Project: Simulation Tests. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**, 132(2). p.143–152. 2006.

BRASCHI, G.; GALLATI, M. A conservative flux prediction algorithm for the explicit computation of transcritical flow in natural streams. **Hydraulic Engineering Software IV**. p. 394. 1992.

CABEZAS, J. G. H. L. **Fundamentos básicos da hidráulica**. Rio de Janeiro. <http://books.google.com.br/books?id=YvMqAAAAYAAJ&pg=PP5&dq=hidrodin%C3%A2mica&hl=pt-BR&sa=X&ei=o-oKUdeUBILa9ATfpYDwCg&sqi=2&ved=0CEUQ6AEwBA>. 1983.

CAMPANA, N. A.; TUCCI, C. E. M. **Previsão da vazão em macrobacias urbanas: arroio Dilúvio em Porto Alegre**. RBRH Revista Brasileira de Recursos Hídricos V4 n.1. p.19-33. 1999.

CHAU, K. W. Application of the Preissman scheme on flood propagation in river systems in the difficult terrain. **Hydrology in Mountains Regions**. IAHS. 1990

CHAUDHRY, M. H. Applied hydraulic transients, Second ed. Van Nostrand Reinhold **Company Inc.**, New York, USA. 1987.

_____. **Open-Channel Flow**. Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ. 1993.

_____. **Open Channel Flow**. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall, 2008.

CHIU, C. L. Entropy and 2-D velocity distribution in open channels. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE. v. 114, n. 7. p. 738-756, July. 1988.

_____. Velocity distribution in open channel flow. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE. v. 115, n. 5. p. 576-594, May. 1989.

- CHIU, C. L.; CHIOU, J. D. Structure of 3-D flow in rectangular open channels. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE. v. 112, n. 11. p. 1050-1068, Nov. 1986.
- CHIU, C. L.; LIN, G. F. Computation of 3-D flow and shear in open channels. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE. v. 109, n. 11. p. 1424-1440, Nov. 1983.
- CHOW, V.T.; MAIDMENT, D.R.; MAYS, L.W. **Hidrología Aplicada**. McGraw-Hill. 1994.
- CLARKE, R. T. Uncertainty in the estimation of mean annual flood due to rating-curve indefiniton. **Journal of Hydrology**. 222. p. 185–190. 1999.
- CLEMMENS, A. J. et al. Simulation of automatic canal control systems. J. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**. 131(4). p. 324–335. 2005.
- COLLISCHONN, W.; MEIRELLES, F S. C.; ENDRES, L. A. M. **Simulação de escoamento em canais de irrigação controlados por comportas automáticas**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, 6(1). 2001.
- COLLISCHONN, W.; TUCCI, C. E. M. **Análise do rompimento hipotético da barragem de Ernestina**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, 2(2). 1997.
- CONGRESSO DA ÁGUA, 7, 2004, Lisboa, Portugal. **Modelação Hidráulica de Escoamentos Permanentes e Variáveis em Pressão, Método das Características "Adaptado"** (Anais). 2004.
- COURANT, R.; FRIEDRICHS, K.; LEWY, H. **On the partial difference equations of mathematical physics**. IBM J. 11, 215–234. 1967.
- CUNGE, J. A.; WEGNER, M. Integration numerique des equations d'ecoulement de Barre de St. Venant par un schema implicite de differences finies. Application au cas d'une galerie tantôt en charge tantôt en surface libre. **La Houille Blanche** 1. p. 33-39. 1964.
- CUNGE, J.A.; HOLLY, F.M.; VERNEY, A. **Practical Aspects of Computational River Hydraulics**. Pitman Advanced Publishing Program. Pitman, London. 1980.
- DHI. **MIKE 11 - A Modelling System for Rivers and Channels - Reference Manual**.DHI Software. 2003.

DI BALDASSARRE, G.; CLAPS, P. A hydraulic study on the applicability of flood rating curves, *Journal of Hydrology Research*, 42 (1). p. 10–19. 2011.

DI BALDASSARRE, G.; MONTANARI, A. Uncertainty in river discharge observations: a quantitative analysis, *Hydrology and Earth System Sciences Discussions*. 6. p. 39-61. 2009.

DJORDJEVIĆ, S.; PRODANOVIĆ, D.; WALTERS, G. Simulation of Transcritical Flow in Pipe/Channel Networks.” *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(12), p. 1167–1178. 2004.

DOTTORI, F.; MARTINA, M. L. V.; TODINI E. A dynamic rating curve approach to indirect discharge measurement, *Hydrology and Earth System Sciences Discussions*. 6. p.859–896. 2009.

FAN, P.; Li, J.C. Diffusive wave solutions for open channel flows with uniform and concentrated lateral inflow. *Advances in Water Resources*, 29. p.1000 – 1019. 2006.

FENTON, J.D.; KELLER, R.J. **The calculation of streamflow from measurements of stage**. Technical Report 01/6, Cooperative Research Centre for Catchment Hydrology, Melbourne, Australia, 2001.

FERREIRA, L. **Simulação hidrológica utilizando o modelo TOPMODEL em bacias rurais, estudo de caso na bacia do ribeirão do Marins – Seção Monjolinho –SP**. Campinas. Tese de Doutorado. Universidade Estadual de Campinas. 205pp. 2004.

FRANCHINI, M.; GALEATI, G.; BERRA, S. Global optimization techniques for the calibration of conceptual rainfall runoff models. *Hydrological Sciences Journal*. Vol. 43 No. 3 p. 443-458. 1998.

FRANZ, D. D.; MELCHING, C. S. Full Equations (FEQ) Model for the Solution of the Full, Dynamic Equations of Motion for One-Dimensional Unsteady Flow in Open Channels and Through Control Structures. Report 96-4240, US Geological Survey, **Water-Resources Investigations**, Washington, DC. 1997

FREAD, D. L. **Flow Routing in:** Maidment, D. R. Handbook of Hydrology McGraw-Hill Nova York. 1993.

_____. **Numerical Properties of Implicit Four-point Finite Difference Equations of Unsteady Flow**. NOAA Technical Memorandum, NWS HYDRO-18, US National Weather Service, Silver Spring, MD. 1974.

_____. Computation of stage-discharge relationships affected by unsteady flow. **Water Resources Bulletin**. 11 (2), p. 213-228. 1975.

GAMARO, P. E. **IV Curso de medidores acústicos Doppler de vazão**. Foz do Iguaçu. 2008.

GARCÍA-NAVARRO, P.; ALCRUDO, F.; SAVIRÓN J. M. 1-D openchannel flow simulation using TVD-MacCormack scheme. **Journal of Hydraulics Engineering**, 118(10), p. 1359–1372. 1992.

GARCIA-NAVARRO, P.; PRIESTLEY, A.; ALCRUDO, F. Implicit method for water flow modeling in channels and pipes. **Journal of Hydraulic Research**. 32(5), p. 721–742. 1994.

GUANGWEI, H. Characterization of flood inundation in Sanjo City. **Journal of Hydrodynamics**, v.18, ed. 3, p. 295-299. 2006.

HABIB, E.; MESELHE, E.A. Stage-Discharge relations for Low-gradient Tidal Streams Using Data-Driven Models, **Journal of Hydraulic Engineering**. 132(5), p. 482-492. 2006.

HARMEL, R.D. et al. **Cumulative uncertainty in measured streamflow and water quality data for small watersheds**. Transactions of the ASABE, 49(3): p. 689-701. 2006.

HAVNO, K.; BRORSEN, M.; REFSGAARD, J. C. **Generalized mathematical modelling system for flood analysis and flood control design**. Proc., 2nd Int. Conf. on the Hydraulics of Floods & Flood Control, Cambridge, BHRA, Cranfield, U.K., p. 301–312. 1985.

HORRITT, M. S.; BATTES, P. D. Evaluation of 1D and 2D numerical models for predicting river flood inundation. **Journal of Hydrology**. 268. p.87 – 99. 2002.

HOSODA, T. et al. **Numerical analysis of hydraulic transients induced by the inflow discharge into the underground channel**. Annuals Disaster Prevention Res. Inst., Kyoto University, 40B-2, 425–432 (in Japanese). 1997.

HSU, M.; FU, J.; LIU, W. Flood routing with real-time stage correction method for flash flood forecasting in the Tanshui River. Taiwan. **Journal of Hydrology**, 277. p.267 – 280. 2003.

JAYNES, E. T. Information theory and statistical mechanics. **Physical Review**. 106(4), p. 620–630. 1957.

JIN, M.; CORAN, S.; COOK, J. **New One-Dimensional Implicit Numerical Dynamic Sewer and Storm Model**, Haestad Methods Inc., Waterbury, CT. 2004.

JONES, B. E. A Method of Correcting River Discharge for a Changing Stage. U.S. **Geological Survey Water Supply Paper**, 375-E, p. 117–130. 1916.

JOVANOVIC, M.; DJORDJEVIC, D. Experimental verification of the MacCormack numerical scheme. **Advances in Engineering Software**, 23(1), p. 61–68. 1995.

KHAN, A. A.; STEFFLER, P. M. Physically based hydraulic jump model for depth-averaged computations. **Journal of Hydraulic Engineering**. 122(10), p. 540–548. 1996.

KIM, G.; BARROS, A. P. Quantitative flood forecasting using multisensor data and neural networks. **Journal of Hydrology**, n° 240. p. 45 - 62. 2001.

KUCZERA, G. Correlated rating curve error in flood frequency inference. **Water Resources Research**. 32(7), p. 2119–2127. 1996.

KUTIJA, V.; HEWETT, C. J. M. Modelling of supercritical flow conditions revisited; NewC scheme. **Journal of Hydraulic Research**. 40(2), p. 145–152. 2002.

LAI, C. Numerical modeling of unsteady open channel flow. In: B. C. Yen (ed.), **Advances in Hydrosience**, Vol. 14. 3. Academic Press, New York, NY. p. 162–33. 1986.

LEANDRO, J. E. T. **Advanced Modelling of Flooding in Urban Areas Integrated 1D / 1D and 1D / 2D Models**. University of Exeter, Exeter. 2008.

LEE, T-h.; ZHOU, Z.; CAO, Y. Numerical simulations of hydraulic jumps in water sloshing and water impacting. **Journal of Fluids Engineering**. 124(1), p. 215–226. 2002.

LIAN, Y. et al. Coupling of hydrologic and hydraulic models for the Illinois River Basin. **Journal of Hydrology**. 344. p. 210– 222. 2007.

- LOPES, P. M. B. **Modelo numérico misto: superfície livre/pressão**. Dissertação (Mestrado). Coimbra, Portugal: Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra. 80p. 2011.
- MAHMOOD, K.; YEVJEVIC, V. Unsteady Flow in Open Channels. **Water Resources Publications**, Fort Collins, Colorado. 1975.
- MALDONADO, L. H. **Validação experimental de metodologias para quantificação contínua de vazão no Ribeirão da Onça**. Dissertação (Mestrado). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 175p. 2009.
- MARTONI, A. M.; LESSA, R. C. **Modelagem hidrodinâmica do canal do rio Paraná, trecho Porto São José – Porto 18**. Parte II. *Acta Scientiarum*. 21/4, p. 961-970. 1999.
- MAYS, L. W.; CHOW, V. T.; MAIDMENT, D. R. **Applied Hydrology**. New York. MacGrand-Hill. 1988.
- MESELHE, E. A.; HOLLY, F. M. Jr.; Invalidity of Preissmann scheme for transcritical flows. **Journal of Fluids Engineering**. 123(7), p. 652–655. 1997.
- MESELHE, E. A.; SOTIROPOULOS, F.; HOLLY, F. M. Jr.; Numerical simulation of transcritical flow in open channels. **Journal of Fluids Engineering**. 123(9), p. 774–783. 1997.
- MINEI, N. **Um método expedito para a medição de vazão em rios e canais abertos**. Tese (Doutorado). São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 123 p. 1999.
- MOHAMMADIAN, A.; LE ROUX, D. Y.; TAJRISHI, M. A conservative extension of the method of characteristics for 1-D shallow flows. **Applied Mathematical Modelling**. 31(2), p. 332–348. 2007.
- MOREIRA, A. I. **Modelagem Hidrológica chuva-vazão com dados de radar e pluviômetros**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Paraná. p. 96. 2005.
- MORIASI, D. N. et al. Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulations. **Transactions of the ASABE**, 50, p. 885-900. 2007.
- MOUSSA, R.; BOCQUIUON, C. Criteria for the choice of flood-routing methods in natural channels. **Journal of Hydrology**. n° 186. p.1 – 30. 1996.

MULLER, M.; FILL, H. D. **Redes neurais aplicadas na propagação de vazões**. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Curitiba. Paraná, p. 15. 2003.

NASH, J. E.; SUTCLIFFE, J. V. River flow forecasting through conceptual models part I: a discussion of principles. **Journal of Hydrology**, 10, p. 282-290. 1970.

NEVES, M. G.; VILLANUEVA, A.; TUCCI, C. E. **Simulação Hidrodinâmica Integrada do Escoamento em Redes de Drenagem Urbana e nas Ruas**. RBRH Revista Brasileira de Recursos Hídricos pp. 111-139. 2001.

OLIVEIRA, F. A. **Calibração de um modelo hidrodinâmico unidimensional em canais**. Dissertação (Mestrado). Goiânia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia do Meio Ambiente, Universidade Federal de Goiás. 2012.

PAIVA, J. B. D.; PAIVA, E. M. C. D. **Hidrologia aplicada à gestão de pequenas bacias hidrográficas**. Editora Evangraf. Reimpressão revisada e ampliada, Porto Alegre. 2003.

PAIVA, R. C. D. **Modelagem hidrológica e hidrodinâmica de grandes bacias. Estudo de caso: bacia do rio Solimões**. Dissertação (Mestrado), IPH-UFRGS. p. 182. 2009.

PAZ, A. R. **Simulação hidrológica de rios com grandes planícies de inundação**. Tese (Doutorado). IPH-UFRGS. p. 242. 2010.

PETERSEN-OVERLEIR, A. Modelling stage-discharge relationships affected by hysteresis using the Jones formula and nonlinear regression. **Hydrological Sciences – Journal – des Sciences Hydrologiques**, 51(3). p. 365–388, 2006.

PONCE, V. M. **Engineering Hydrology, Principles and practices**. Prentice Hall. ISBN 0-13-277831-9. p. 640. 1989

PONTES P. R. M. **Comparação de modelos hidrodinâmicos simplificados de propagação de vazão em rios e canais**. IPH-UFRGS. p. 159. 2010.

PORTO, R. M. **Hidráulica Básica**. 4. ed. São Carlos: EESC-USP, p. 519. 2006.

PREISSMANN, A. **Propagation des intumescences dans les canaux et rivières**, 1st Congress of the French Association for Computation (AFCALTI), Grenoble. 1961.

RASHID, R. S. M.; CHAUDHRY, M. H. Flood routing in channels with flood plains. **Journal of Hydrology**, 171. p. 75 – 91. 1995.

REIS, L. F. R. **Notas de aulas da disciplina de análise de sistemas aplicada a recursos hídricos**. 2009.

REMO, J. W. F.; PINTER, N. Retro-modeling the Middle Mississippi River. **Journal of Hydrology**, 337, p.421– 435. 2007.

RICHTMYER, R. D.; MORTON, K. W. **Difference Methods for Inicial-Value Problems**, 2nd ed. Interscience Publishers, New York, USA. 1967.

SANTOS, I. et al. **Hidrometria aplicada**. Curitiba: Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento. ISBN 85-88519-01-1. 2001.

SAVIC, L.; HOLLY, F. M. Jr. Dambreak flood waves computed by modified Godunov method.” **Journal Of Hydraulic Research**. 31(2), p. 187–204. 1993.

SCHWANENBERG, D.; HARMS, M. Discontinuous Galerkin finite-element method for transcritical two-dimensional shallow water flows. **Journal of Fluids Engineering**. 130(5), p. 412–421. 2004.

SHANNON, C.E. A mathematical theory of communication. **Bell System Technical Journal** 27(7), 379–423; 27(10), p. 623–656. 1948.

SILVA, E. C. N.; BUIOCHI, F. **Apontamentos de Mecânica Computacional**, Departamento de Engenharia Mecatrônica e de Sistemas Mecânicos da Escola Politécnica. Universidade de São Paulo, São Paulo. 2011.

SILVA, R. C. V.; MASCARENHAS, F. C. B.; MIGUEZ, M. G. **Hidráulica Fluvial**, Volume I. COPPE/ UFRJ. Rio de Janeiro, 304 pp. 2003.

SIMPÓSIO BRASILEIRO DE ENGENHARIA AMBIENTAL, 3, 2004, Brasília, Distrito Federal. **Propagação De Cheias em Canais Artificiais Utilizando o Método Das Características**. (Anais). 2004.

SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 19, 2011, Maceió. **Medição de velocidade do escoamento em rios e sua aplicação em sistemas de alerta** (Anais). Maceió, 2011. 20 p.

SIMPSON, M. R. **Discharge measurements using a broad-band acoustic doppler current profiler**. USGS, Open-File Report 01-1, Sacramento, Califórnia. 2001.

SOLINST. Website. Disponível em: <<http://www.solinst.com>>. Acesso em: 28 mar. 2013.

STRELKOFF, T. One-dimensional equations of open-channel flow. **Journal of the Hydraulics Division**, ASCE, 95(HY3). p. 861–876. 1969.

_____. Numerical Solution of Saint-Venat Equations. **Journal of the Hydraulics Division**. ASCE 96, p. 223-252. 1970.

STURM, W. T. **Open Channel Hydraulics**. Georgia Institute of Technology. McGraw-Hill Higher Education. New York, NY. 2001.

TRINDADE, P. I. C. **Simulação da propagação de ondas em canais pelo método dos elementos de contorno**. Dissertação (Mestrado). UFRJ, p. 91. 2003.

TUCCI, C. E. M. **Modelos Hidrológicos**. 2ª Ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2005. Colaboração da Associação Brasileira de Recursos Hídricos/ABRH.

USACE. **HEC-RAS River Analysis System: Hydraulic Reference Manual**, Version 3.1. U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center. 2002.

VASCONCELOS, J. G.; WRIGHT, S. J. **Numerical modeling of the transition between free surface and pressurized flow in storm sewers**. In: James, W. (Ed.), Innovative modeling of urban water systems, Monograph 12. CHI Publications, Ontario, Canada, 2004. p. 189-214.

VIANNA, A. P. P. **Utilização de modelagens Hidrológicas e Hidráulica Associadas a um sistema de informações geográficas para mapeamento de áreas inundáveis. Estudo de Caso: Município de Itajubá – MG**. 107 folhas. Tese (Doutorado), Engenharia da UFMG, 2000.

VIOLA, M. R. et al. Modelagem Hidrológica em uma Sub-bacia Hidrográfica do Baixo Rio Araguaia, TO. **Journal of Biotechnology and Biodiversity**, v. 3, n. 3, p. 38-47, 2012.

WYLIE, E. B.; STREETER, V. L.; SUO, L. **Fluid Transients in Systems**. Universidade de Michigan: Prentice-Hall, 1993. 463 p. 013321733, 9780133221732.

YEN, B. C. Open-channel flow equations revisited. **Journal of the Engineering Mechanics Division**, ASCE, (EM5), p. 979–1009, 1973.

YEN, B. C.; TSAI, C. W. On noninertia wave versus diffusion wave in flood routing. **Journal of Hydrology**, 244. p.97 – 104, 2001.

ZAAPA, M. **Multiple-response verification of a distributed hydrological model at different spatial scales**. Thesis (Ph.D. in Natural Science) – Swiss Federal Institute of Technology, 2002.

ZHANG, H. G.; FU, S. H.; FANG, W. H.; IMURA, H.; ZHANG, X. C. **Potential effects of climate change on runoff in the Yellow River Basin of China**. Transactions of the ASABE, 50, p. 911-918. 2007.

ANEXOS

ANEXO A – DEDUÇÃO ELABORADA POR MARTINS E SOUZA (2013) PARA A PRIMEIRA EQUAÇÃO DE *SAINT-VENANT* (ADAPTADO)

Equação da Conservação da Massa

As equações integrais de Mecânica dos Fluidos são utilizadas num volume de controle (V.C.) para analisar o campo de escoamento de maneira global. As equações diferenciais são utilizadas para estudar o campo de escoamento em forma mais detalhada.

Para obter a expressão que define a conservação da massa na forma diferencial, faz-se uma análise de um volume de controle diferencial num sistema de coordenadas cartesiano. Para a dedução da equação da conservação da massa serão adotadas as seguintes hipóteses:

- (1) Fluido incompressível;
- (2) Distribuição uniforme de velocidade.

O princípio da conservação da massa é definido como:

$$\left[\text{taxa de variação} \right] + \left[\text{taxa de de fluxo resultante} \right] = 0$$

da massa no V.C. através do V.C.

Figura 1A – Volume de controle.

A Conservação de Massa em forma integral é expressa por:

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{VC} \rho dV + \int_{SC} \rho \vec{V} \cdot \vec{dA} = 0 \quad 1A$$

sendo a massa dentro do V.C. a qualquer instante (∂t) o produto da massa específica (ρ) com o volume (dV) somado ao vetor velocidade ($\vec{V}$) variando na área ($\vec{dA}$). Desta forma a taxa de variação da massa aplicada ao volume de controle (VC), indicado na Figura 2A, fornece:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho \Delta x A_{12}) - \rho V_1 A_1 + \rho V_2 A_2 - \rho Q_L \cong 0 \quad 2A$$

sendo a variação no espaço (Δx), a área correspondente à seção 1 (A_1) e 2 (A_2), a área da seção média entre as seções 1 e 2 (A_{12}), o volume correspondente à seção 1 (V_1) e 2 (V_2) e a vazão referente à contribuição lateral (Q_L).

Tomando-se o limite quando $\Delta x \rightarrow 0$, do primeiro membro da Equação 2A, após a divisão $\rho \Delta x$, ter-se-á realmente o primeiro membro igual a zero, isto é:

$$\lim_{\Delta x \rightarrow 0} \left[\frac{\partial}{\partial t} (A_{12}) + \frac{Q_2 - Q_1}{\Delta x} - \frac{Q_L}{\Delta x} \right] \cong 0 \quad \text{ou} \quad \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - ql = 0$$

sendo a vazão na seção 1 (Q_1) e 2 (Q_2).

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = ql \quad 3A$$

Sendo a vazão de contribuição lateral (ql) por unidade de comprimento (x) em $\text{m}^3/(\text{s.m})$.

A Equação 3A é a primeira das Equações de *Saint-Venant* e pode ser apresentada de outras maneiras, tais como:

$$B \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = ql \quad 4A$$

$$B \frac{\partial h}{\partial t} + V \frac{\partial A}{\partial x} + A \frac{\partial V}{\partial x} = ql \quad 5A$$

Figura 2A – Representação das grandezas de um canal aleatório.

sendo a largura do canal (B), a altura (h) do plano de referência (z_0) até o nível d'água e a altura da coluna d'água (y). Para canal retangular, com $\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial y}{\partial t}$ e $A = B \cdot y$, a Equação 5A fica transformada em:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + V \frac{\partial y}{\partial x} + y \frac{\partial V}{\partial x} = \frac{q}{B} \quad 6A$$

Referências

- ALÉ J. A. V. **Mecânica dos Fluidos – Curso Básico**. Porto Alegre: PUCRS, p. 209. 2011.
- MARTINS J. R. S.; SOUZA P. A. **Hidráulica Geral III – Transitórios em Condutos Livres. Notas de Aula**. São Paulo: POLI-USP. p. 30. 2013

**ANEXO B – DEDUÇÃO ELABORADA POR MARTINS E SOUZA (2013) PARA A
SEGUNDA EQUAÇÃO DE *SAINT-VENANT* (ADAPTADO)**

Equação da Quantidade de Movimento

Tal equação representa a força exercida por um líquido em escoamento permanente. A formulação vetorial da segunda lei de Newton para um V.C. não acelerado fornece a expressão da equação da quantidade de movimento na sua forma integral:

$$\sum \vec{F} = \vec{F}_S + \vec{F}_B = \frac{\partial}{\partial t} \int_{VC} \rho \vec{V} dV + \int_{SC} \rho \vec{V} (\vec{V} \cdot d\vec{A}) \quad 1B$$

sendo as forças de superfície (F_S) e as forças de campo (F_B). Da expressão se observa que as forças (de superfície e de campo) atuando sobre o V.C. são iguais à soma da taxa de variação da quantidade de movimento dentro do V.C. e a taxa de fluxo da quantidade de movimento resultante através da superfície de controle.

Figura 1B – Volume de controle.

A Equação 1B é então aplicada ao V.C. indicado na Figura 1B levando em conta as seguintes hipóteses:

- (a) Fluido incompressível;
- (b) Tensão média de cisalhamento (τ_0) é uniforme ao longo do perímetro molhado (P);
- (c) é um ângulo (θ) formado entre a normal do fundo do canal e o eixo “y”, tal que $|\sin \theta| \cong |\tan \theta| = i$;
- (d) a pressão distribui-se hidrostaticamente.

A Equação 1B é vetorial e a equação procurada resultará da projeção da mesma na direção paralela ao fundo do canal (direção s).

$$\sum \vec{F}_s \cong \rho g \bar{y}_1 A_1 - \rho g \bar{y}_2 A_2 - P_{12} \Delta x \tau_0 + (A_2 - A_1) \rho g \bar{y}_{12} \quad 2B$$

$$\int_{VC} \rho \vec{B} dV \cong \rho g A_{12} \Delta x |\sin \theta| \quad 3B$$

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{VC} \rho \vec{V} dV \cong \frac{\partial}{\partial t} (\rho V_{12} A_{12} \Delta x) \quad 4B$$

$$\int_{SC} \rho \vec{V} (\vec{V} \cdot d\vec{A}) \cong -\rho \beta_1 Q_1 V_1 + \rho \beta_2 Q_2 V_2 \quad 5B$$

sendo a distância da superfície d'água até o centro de gravidade da área 1 ($\bar{y}_1$), área 2 ($\bar{y}_2$) e seção média entre as seções 1 e 2 ($\bar{y}_{12}$), o perímetro molhado da seção média entre as seções 1 e 2 (P_{12}), aceleração da gravidade (g), força de campo ($\vec{B}$), e os coeficientes da quantidade de movimento para a seção 1 (β_1) e 2 (β_2).

Para escrever a Equação 5B admitiu-se que não há contribuição da vazão lateral em termos de fluxo de quantidade de movimento na direção "s" por ter-se V_L ortogonal à s. Substituindo-se os resultados das Equações 2B, 3B, 4B e 5B em 1B, obtém-se:

$$\begin{aligned} & -\rho g (\bar{y}_2 A_2 - \bar{y}_1 A_1) - P_{12} \Delta x \tau_0 + (A_2 - A_1) \rho g \bar{y}_{12} + \rho g A_{12} \Delta x |\sin \theta| \cong \\ & \cong \frac{\partial}{\partial t} (\rho V_{12} A_{12} \Delta x) + \rho (\beta_2 Q_2 V_2 - \beta_1 Q_1 V_1) \end{aligned} \quad 6B$$

Dividindo a Equação 6B por $\rho \Delta x$ e aplicando o limite para $\Delta x \rightarrow 0$ de ambos os membros:

$$\begin{aligned} \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \left[-g \left(\frac{\bar{y}_2 A_2 - \bar{y}_1 A_1}{\Delta x} \right) - \frac{P_{12} \tau_0}{\rho} + g \bar{y}_{12} \left(\frac{A_2 + A_1}{\Delta x} \right) + g A_{12} |\sin \theta| \right] = \\ = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \left[\frac{\partial}{\partial t} (V_{12} A_{12}) + \left(\frac{\beta_2 Q_2 V_2 - \beta_1 Q_1 V_1}{\Delta x} \right) \right] \end{aligned} \quad 7B$$

Feitos os limites, obtém-se:

$$\begin{aligned}
 & -g \frac{\partial}{\partial t} (A\bar{y}) - \frac{P\tau_0}{\rho} + g\bar{y} \frac{\partial A}{\partial x} + gA|\sin \theta| \\
 & = \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial \bar{y}}{\partial x} + g\bar{y} \frac{\partial A}{\partial x} - g\bar{y} \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{P\tau_0}{\rho} - gA|\sin \theta| = 0
 \end{aligned}
 \tag{8B}$$

Fazendo-se:

$$\frac{\partial \bar{y}}{\partial x} \cong \frac{\partial y}{\partial x} \qquad \frac{P\tau_0}{\rho} = gAS_f \qquad |\sin \theta| = |\tan \theta| = -dz_0/dx$$

sendo a declividade da linha de energia (S_f).

Figura 2B – Representação das incógnitas.

obtém-se a Equação 9B que é a segunda Equação de *Saint-Venant*:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gA(S_f - S_0) = 0
 \tag{9B}$$

sendo β , dado por:

$$\beta = \frac{1}{AV^2} \int_A v^2 dA
 \tag{10B}$$

Figura 3B – Perfil da velocidade.

e S_f , que pode ser expressa por:

$$S_f = \frac{V^2 \cdot n^2}{R_h^{4/3}} \quad 11B$$

A segunda Equação de *Saint-Venant* pode ser escrita em termos de cota "h" da superfície livre. Para isto faz-se: $h = y + z$.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gAS_f = 0 \quad 12B$$

Referências

- ALÉ J. A. V. **Mecânica dos Fluidos – Curso Básico**. Porto Alegre: PUCRS, p. 209. 2011.
- MARTINS J. R. S.; SOUZA P. A. **Hidráulica Geral III – Transitórios em Condutos Livres. Notas de Aula**. São Paulo: POLI-USP. p. 30. 2013

APÊNDICES

**APÊNDICE A – LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO REALIZADO NO TRECHO
DE CANAL ESTUDADO DO CÓRREGO DO GREGÓRIO, SP**

**APÊNDICE B – GRÁFICOS OBTIDOS DAS ANÁLISES REALIZADAS PARA
VERIFICAR A SENSIBILIDADE DO PARÂMETRO IQ1 NO EVENTO CHUVOSO
DO DIA 27/02/2013**

Figura 89 – Evento chuvoso do dia 27/02/2013 com o valor de $IQ1=20$.

Figura 90 – Evento chuvoso do dia 27/02/2013 com o valor de $IQ1=30$

Figura 91 – Evento chuvoso do dia 27/02/2013 com o valor de IQ1=40

Figura 92 – Evento chuvoso do dia 27/02/2013 com o valor de IQ1=50

Figura 93 – Evento chuvoso do dia 27/02/2013 com o valor de $IQ1=60$

APÊNDICE C – PROGRAMA DESENVOLVIDO EM LINGUAGEM FORTRAN

USE MSIMSL

```

PROGRAMA QUE IMPLANTA AG-SIMPLES STEADY STATE ELITISTA PARA A CALIBRAÇÃO
DE PARÂMETROS DE CANAL RETANGULAR DE DOIS TRECHOS:
-RUGOSIDADES N DOS DOIS TRECHOS, PARÂMETROS AA, BB E CC DA CURVA CHAVE
NA FORMA  $Q=AA(H-Z-BB)^{CC}$  E, EVENTUALMENTE, ERROS SISTEMÁTICOS DE
NÍVEL NOS TRES PONTOS A PARTIR DE DADOS DE NÍVEL EM TRES SEÇÕES DE
OBSERVAÇÃO DE NÍVEL,
DURANTE A PASSAGEM DE ONDA DE CHEIA
(A MELHOR SOLUCAO É MANTIDA DE UMA GERACAO PARA A OUTRA)
CARACTERÍSTICAS:
REPRESENTAÇÃO DAS SOLUÇÕES: BINÁRIO
ESCALONAMENTO DA FUNCAO DE APTIDÃO DE MANEIRA QUE:
- A MELHOR=FATOR*VALOR MÉDIO DE FITNES DA POPULACAO
- A PIOR =VALOR MÉDIO DE FITNES DA POPULACAO/FATOR
SELEÇÃO USANDO A ROLETA
RECOMBINACAO UNIFORME, CHARACTER POR CHARACTER, COM PROB. PCRUZ
MUTACAO UNIFORME CHARACTER POR CHARACTER, COM PROB. PMUT
PARAMETER (NPOP=30,NVAR=7, ND=NVAR, IOBS=5, DT=10, L=244.457, DX=24.4457, NI=11,
NN=2*NI, NITER=20,ITT=319)
DIMENSION H(2,11), Z(11), Y(2,11), A(2,11), P(2,11), Q(2,11), SF(2,11), FR(2,11), H1OBS(319),
H2OBS(319), H3OBS(319)
C DIMENSION H(2,NI),Z(NI),Y(2,NI),A(2,NI),P(2,NI),Q(2,NI),SF(2,NI),
C *FR(2,NI),H1OBS(ITT),H2OBS(ITT),H3OBS(ITT)
DIMENSION DADH(11),DPDH(11),DSFDQ(11),DSFDH(11),DCDQ(11,11),
*DCDH(11,11),DMDQ(11,11),DMDH(11,11),RC(11),RM(11)
C DIMENSION DADH(NI),DPDH(NI),DSFDQ(NI),DSFDH(NI),DCDQ(NI,NI),
C *DCDH(NI,NI),DMDQ(NI,NI),DMDH(NI,NI),RC(NI),RM(NI)
DIMENSION D(22,22),R(22),XLIN(22),DELTA(22,20)
C DIMENSION D(NN,NN),R(NN),XLIN(NN),DELTA(NN,NITER)
DIMENSION XLB(NVAR),XUB(NVAR),XSOL(NPOP,100),FF(NPOP),FESC(NPOP),PROB(NPOP),
PAC(NPOP),PREC(NVAR),SOL(NPOP,NVAR),NC(NPOP),XTEMP(NPOP,100),NCRUZ(NPOP)
INTEGER BITS(NVAR)
COMMON /FNC1/H,Z,Y,A,P,Q,SF,FR,H1OBS,H2OBS,H3OBS
COMMON /FNC2/DADH,DPDH,DSFDQ,DSFDH,DCDQ,DCDH,DMDQ,DMDH,RC,RM
COMMON /FNC3/D,R,XLIN,DELTA
C VALORES TEMPORAIS (T,DT) EM SEGUNDOS
C VALORES ESPACIAIS (L,DX) EM M
C DT=INTERVALO DE DISCRETIZAÇÃO TEMPORAL (SEGUNDOS)
C L=COMPRIMENTO DE CANAL CONSIDERADO (M)
C NI=NUMERO DE SEÇÕES TRANSVERSAIS DE CANAL CONSIDERADAS
C NN=NUMERO DE VARIÁVEIS A DETERMINAR (2 POR SEÇÃO TRANSVERSAL: Q E H)
C NITER=NUMERO MÁXIMO DE ITERAÇÕES DE AVALIAÇÃO DO PRÓXIMO INSTANTE
C ITT=DURAÇÃO DA SIMULAÇÃO EM INTERVALOS DE TEMPO (NÚMERO DE INSTANTES)
C NPOP=TAMANHO DA POPULAÇÃO DE SOLUÇÕES PARA OS ALGORITMOS GENERICOS
C NVAR=NÚMERO DE VARIÁVEIS DE DECISÃO DO PROBLEMA DE CALIBRAÇÃO A SEREM
C DETERMINADAS VIA AGs
H0=CARGA INICIAL NA SECAO 1
C LENDO OS SEGUINTE VALORES: LIMITES INFERIORES E SUPERIORES
C DAS VARIÁVEIS (REAIS) E PRECISÃO PARA A CODIFICAÇÃO BINÁRIA
WRITE(3,*)'
WRITE(3,*)'VARIÁVEIS DO PROBLEMA'
WRITE(3,*)'NUMERO DE VARIÁVEIS',NVAR
READ(1,*)(XLB(J),J=1,NVAR)
WRITE(3,2)(XLB(J),J=1,NVAR)
READ(1,*)(XUB(J),J=1,NVAR)
WRITE(3,3)(XUB(J),J=1,NVAR)
READ(1,*)(PREC(J),J=1,NVAR)
WRITE(3,4)(PREC(J),J=1,NVAR)
2 FORMAT(1X,' LIMITES INFERIORES:',10F7.0)
3 FORMAT(1X,' LIMITES SUPERIORES:',10F7.0)

```

```

4  FORMAT(1X,'PRECISAO(CASAS DEPOIS VIRGULA:',10F7.0)
C  PARAMETROS DOS AGs
C  TOL1=CRITÉRIO DE PARADA
C  IG=DEFINE SE O PROBLEMA É DE MAXIMIZAÇÃO (INTEIRO QUALQUER, EXEMPLO:5) OU
MINIMIZAÇÃO(1)
C  PMUT=PROBABILIDADE DE MUTAÇÃO
C  PCRUZ=PROBABILIDADE DE RECOMBINAÇÃO
C  FATOR=FATOR DE ESCALA DA FUNÇÃO OBJETIVO
C  NNGER=NÚMERO MÁXIMO DE ITERAÇÕES DE AG
  WRITE(3,*)' '
  WRITE(3,*)'PARAMETROS PARA OS AGs'                                READ(1,*)TOL1,IG
  WRITE(3,*)'TOL1=',TOL1, ' IG (1=MINIMIZACAO E 0=MAXIMIZACAO)=' ,IG
  READ(1,*)PCRUZ,PMUT
  WRITE(3,*)'PROBABILIDADES DE CRUZAMENTO=',PCRUZ, ' E MUTACAO=',PMUT
  READ(1,*)FATOR,NNGER
  WRITE(3,*)'FATOR ESCALA,FATOR=',FATOR, ' MAXIMO GERACOES DE AG', NNGER
C  Z(I)=ELEVACÃO DE FUNDO DA SEÇÃO I
  WRITE(3,*)'ELEVACOES DE FUNDO DO CANAL'
  DO 21 I=1,N1
    READ(1,*)Z(I)
    WRITE(3,5)I,Z(I)
21 CONTINUE
5  FORMAT(1X,'Z(',I3,')=',F7.3)
C  IQ1=PASSO DE TEMPO A PARTIR DO QUAL SE COMPUTA A FUNÇÃO OBJETIVO    OS
INSTANTES ANTERIORES SÃO USADOS PARA AQUECIMENTO DO MODELO
C  IQ2=PASSO DE TEMPO ATÉ O QUAL SE COMPUTA A FUNÇÃO OBJETIVO
  READ(1,*)IQ1,IQ2
  WRITE(3,*)'IQ1=',IQ1, ' IQ2=',IQ2
C  MUDANDO SEMENTE ALEATÓRIA
  READ(1,*)IRAND
  WRITE(3,*)'NUMERO DE ALEATÓRIOS GERADO INICIALMENTE=',IRAND
C  G=ACELERAÇÃO DA GRAVIDADE(M/S2)
C  B=LARGURA DO CANAL(M)
  G=9.81
  B=8.0
C  LEITURA DE DADOS E INICIALIZAÇÃO
C  LIMNIGRAMAS OBSERVADOS NO CANAL DE DURAÇÃO ITT INSTANTES DE TEMPO
  DO 14 IT=1,ITT
    READ(1,*)H1OBS(IT),H2OBS(IT),H3OBS(IT)
    WRITE(3,6)IT,H1OBS(IT),H2OBS(IT),H3OBS(IT)
14 CONTINUE
6  FORMAT(1X,'INSTANTE=',I3, ' H1OBS=',F8.3, ' H2OBS=',F8.3, 'H3OBS=',F8.3)
C  WRITE(*,*)H3OBS(1),Z(N1)
C  READ(1,*)Y0
  WRITE(3,*)'PROFUNDIDADES INICIAIS DE ESCOAMENTO Y0 E Y5'
  Y5=H3OBS(1)-Z(N1)
  Y0=H1OBS(1)-Z(1)
  WRITE(3,*)'Y0=',Y0,'Y5=',Y5
C  MUDANDO SEMENTE ALEATÓRIA
  WRITE(3,*)'ALEATORIOS'
  DO 203 I=1,IRAND
    CALL RANDOM(RAND)
C  WRITE(3,*)RAND
203 CONTINUE
C  INICIALIZAÇÕES DOS AGs
C  SUB-ROTINA CODE GERA PARAMETROS PARA CODIFICAÇÃO E DECODIFICAÇÃO DE
SOLUÇÕES
  CALL CODE(XUB,XLB,PREC,BITS,NVAR,IBIN)
C  SUB-ROTINA GERADOR GERA A POPULAÇÃO INICIAL DE SOLUÇÕES E DECODIFICA ESSAS
SOLUÇÕES

```

```

CALL GERADOR(XSOL,NPOP,IBIN)
WRITE(4,*)'NGER, MAX, MEDIA, MIN, DP, CV'
WRITE(*,*)'NGER, MAX, MEDIA, MIN, DP, CV'
DO 300 NGER=1,NNGER
C WRITE(3,*)"
C WRITE(3,*)"
C WRITE(3,*)'*****'
C WRITE(3,*)'GERACAO',NGER *
C WRITE(3,*)'*****'
DO 77 I=1,NPOP
CALL DECOD(XSOL,SOL,I,BITS,XLB,XUB,NVAR,NPOP,Y5,Y0,B,G,IBIN)
77 CONTINUE
C AVALIAÇÃO DA POPULAÇÃO DE ALTERNATIVAS
DO 100 I=1,NPOP
WRITE(3,*)'SOLUCAO ALTERNATIVA',I
C WRITE(*,*)'SOLUCAO ALTERNATIVA',I
CALL FUNCAO (SOL, I, ZZ, IOBS, DT, DX, NI, NN, Q0, Y0, G, B, ITT, NPOP, NVAR, ERMAS1,
ERMAX2, INST1, INST2, IQ1, IQ2)
FF(I)=ZZ
WRITE(3,*)I,FF(I)
100CONTINUE
CALL CLASSIFICA (FF, NPOP, NGER, PROB, PAC, AX, BX, FESC, IG, IMIN, MAX, IBEST, FATOR,
TOL1)
C WRITE(3,*)'XSOL(IBEST,J),J=1,IBIN'
C WRITE(3,11)IBEST,(XSOL(IBEST,J),J=1,IBIN)
7 IF(ABS(FF(IMAX)-FF(IMIN)).LT.TOL1)GO TO 101
CALL SBVVICIA(IBEST,XSOL,NC,NPOP,IBIN,PAC,XTEMP)
CALL CRUZMUTA(XSOL,XTEMP,NPOP,PMUT,PCRUIZ,NCRUZ,IBIN,IBEST)
C WRITE(3,*)'XSOL(NPOP,J),J=1,IBIN- FIM DE CRUZMUTA'
C WRITE(3,*)(XSOL(NPOP,J),J=1,IBIN)
300CONTINUE
11 FORMAT('XSOL',I2,100F3.0)
C IMPRESSÃO DOS RESULTADOS
101WRITE(4,*)'RESULTADO FINAL'
WRITE(4,*)'IPOP,FF(IPOP), N1, N2, AA, CC, DH1, DH2, DH3, RMAX1, ERMAS2, T1, T2'
DO 200 IPOP=1,NPOP
CALL FUNCAO (SOL, IPOP, ZZ, IOBS, DT, DX, NI, NN, Q0, Y0, G, B, ITT, NPOP, NVAR, ERMAS1,
ERMAX2, INST1, INST2, IQ1, IQ2)
FF(IPOP)=ZZ
WRITE(*,*)'***SOLUCAO ALTERNATIVA***',IPOP
WRITE (4,24) IPOP, FF (IPOP), (SOL (IPOP, J), J=1, NVAR), ERMAS1, ERMAS2, INST1, INST2
200CONTINUE
WRITE(4,*)'FIM'
WRITE(3,*)'FIM'
STOP
1 FORMAT('ALT.',I4,'FO.',F8.3,'SOL=',2F8.3)
8 FORMAT('FF(',I3,')=',F8.3)
24 FORMAT(1X,I4,10F10.5,2I4)
END
*****
* SUB-ROTINA CODIFICADORA *
*****
SUBROUTINE CODE(XUB,XLB,PREC,BITS,NVAR,IBIN)
DIMENSION XUB(NVAR),XLB(NVAR),PREC(NVAR)
INTEGER BITS(NVAR)
C WRITE(3,*) ' '
C WRITE(3,*)'*****'
C WRITE(3,*)'ROTINA CODIFICADORA'
C WRITE(3,*)'*****'
IBIN=0

```

```

10 DO 44 J=1,NVAR
C  WRITE(3,*) 'VARIÁVEL:',J
  INT=(XUB(J)-XLB(J))*10**PREC(J)
  I=0
  N2=0
  DO WHILE (N2.LT.INT)
    I=I+1
    N1=2**(I-1)
    N2=2**(I)-1
    IF((N1.LT.INT).AND.(INT.LE.N2))THEN
      BITS(J)=I
      IBIN=IBIN+BITS(J)
C  WRITE(3,*) ' N1=',N1, ' N2=',N2,'BITS(',J,')=',BITS(J), ' IBIN=',IBIN
    ENDIF
  END DO
  WRITE(3,*)'BITS(',J,')=',BITS(J)
C  WRITE(3,*)'DIMENSÃO IBIN DE XSOL:',IBIN
44 CONTINUE
  WRITE(3,*)'DIMENSÃO IBIN DE XSOL:',IBIN
  RETURN
END
*****
*  SUB-ROTINA GERADORA DE SOLUÇÕES INICIAIS *
*****
      SUBROUTINE GERADOR(XSOL,NPOP,IBIN)
      DIMENSION XSOL(NPOP,100)
C  WRITE(3,*) '
C  WRITE(3,*)'*****'
C  WRITE(3,*)'ROTINA GERADORA DE SOL. INICIAIS'*
C  WRITE(3,*)'*****'
C  WRITE(3,*)'POPULAÇÃO INICIAL DE SOLUCOES BINARIAS'
      DO 10 I=1,NPOP
        DO 20 J=1,IBIN
          CALL RANDOM(RAND)
          IF(RAND.LE.0.5)THEN
            XSOL(I,J)=0.
          ELSE
            XSOL(I,J)=1.
          ENDIF
        20 CONTINUE
      C  WRITE(3,11)I,(XSOL(I,J),J=1,IBIN)
      10 CONTINUE
      11 FORMAT('XSOL',I2,'=',100F2.0)
      RETURN
      END
*****
*  SUB-ROTINA DECODIFICADORA DE SOLUÇÕES *
*****
      SUBROUTINE DECOD(XSOL,SOL,I,BITS,XLB,XUB,NVAR,NPOP,Y5,Y0,B,G,IBIN)
      DIMENSION XSOL(NPOP,100),XLB(NPOP),XUB(NPOP),SOL(NPOP,NVAR)
      INTEGER BITS(NVAR)
C  WRITE(3,*) '
C  WRITE(3,*)'*****'
C  WRITE(3,*)'ROTINA DECODIFICADORA'
C  WRITE(3,*)'*****'
C  WRITE(3,*)'SOLUCAO',I
C  WRITE(3,*)'NVAR=',NVAR
C  WRITE(3,11)I,(XSOL(I,J),J=1,IBIN)
      KK=0
      DO 23 J=1, NVAR

```

```

C  WRITE (3,*)'BITS DE',J,'=',BITS(J)
  SOL (I,J)=0
  DO 22 K=BITS(J)-1,0,-1
    KK=KK+1
    SOL (I,J)=SOL(I,J)+XSOL(I,KK)*2**K
C  WRITE (3,1)I, KK, XSOL (I, KK), I, J, SOL (I, J)
22 CONTINUE
23 CONTINUE
C  WRITE (3,*)' '
  DO 55 J=1,NVAR
    SOL (I,J)=XLB(J)+SOL(I,J)*(XUB(J)-XLB(J))/(2**BITS(J)-1)
C  WRITE (3,2)I,J,SOL(I,J)
55 CONTINUE
C  WRITE (3,*)'ANTES DE REPARA'
  CALL REPARA (Y5,Y0,B,G,XSOL,SOL,NVAR,NPOP,I,XLB,XUB,BITS)
C  WRITE (3,*)'DEPOIS DE REPARA'
C  WRITE (3,11)I,(XSOL(I,J),J=1,IBIN)
11 FORMAT ('XSOL',I2,'=',100F3.0)
1  FORMAT ('XSOL(',I2,',',I2,')=',F8.0,' SOL(',I2,',',I2,')=',F8.2)
2  FORMAT (' SOL(',I2,',',I2,')=',F8.2)
  RETURN
  END
*****
*  SUB-ROTINA REPARADORA DE SOLUÇÕES *
*****
  SUBROUTINE REPARA(Y5,Y0,B,G,XSOL,SOL,NVAR,NPOP,I,XLB,XUB,BITS)
    DIMENSION XSOL(NPOP,100),XLB(NPOP),XUB(NPOP),SOL(NPOP,NVAR)
    INTEGER BITS(NVAR)
C  WRITE(3,*)' '
C  WRITE(3,*)'*****'
C  WRITE(3,*)'ROTINA REPADORA DE SOLUCOES'
C  WRITE(3,*)'*****'
C  WRITE(3,*)'REPARA, ANTES DE CRITI', ' Y0=',Y0,'Y5=',Y5
    Y01=Y0+SOL(I,5)/100.
    Y05=Y5+SOL(I,7)/100.
    CALL CRITI(SOL,I,Y01,G,B,NPOP,NVAR,YC,Q0)
C  WRITE(3,*)'REPARA, DEPOIS DE CRITI'
    IF((Y01.GE.YC).OR.(Y05.GE.YC))THEN
C  GERANDO NOVA SOLUÇÃO
99  KA=0
    DO 20 J=1,NVAR
      DO 20 K=1,BITS(J)
        KA=KA+1
        CALL RANDOM(RAND)
        IF(RAND.LE.0.5)THEN
          XSOL(I,KA)=0.
        ELSE
          XSOL(I,KA)=1.
        ENDIF
20  CONTINUE
C  WRITE(3,*)'NOVA SOLUCAO',I
C  WRITE(3,11)(XSOL(I,J),J=1,KA)
C  DECODIFICANDO A NOVA SOLUÇÃO
    KK=0
    DO 23 J=1,NVAR
C  WRITE(3,*)'BITS DE',J,'=',BITS(J)
    SOL(I,J)=0
    DO 22 K=BITS(J)-1,0,-1
      KK=KK+1
      SOL(I,J)=SOL(I,J)+XSOL(I,KK)*2**K

```

```

C WRITE(3,1)I,KK,XSOL(I,KK),I,J,SOL(I,J)
22 CONTINUE
23 CONTINUE
C WRITE(3,*)' '
DO 55 J=1,NVAR
  SOL(I,J)=XLB(J)+SOL(I,J)*(XUB(J)-XLB(J))/(2**BITS(J)-1)
C WRITE(3,2)I,J,SOL(I,J)
55 CONTINUE
ENDIF
Y01=Y0+SOL(I,5)/100.
Y05=Y5+SOL(I,7)/100.
C VERIFICANDO A NOVA SOLUÇÃO
CALL CRITI(SOL,I,Y01,G,B,NPOP,NVAR,YC,Q0)
IF((Y01.GE.YC).OR.(Y05.GE.YC))GO TO 99
RETURN
11 FORMAT(64F4.0)
1 FORMAT ('XSOL(',I2,',',I2,')=',F8.0,' SOL(',I2,',',I2,')=',F8.2)
2 FORMAT (' SOL(',I2,',',I2,')=',F8.2)
END

*****
* SUB-ROTINA AVALIADORA DA PROFUNDIDADE CRÍTICA *
*****

SUBROUTINE CRITI(SOL,I,Y0,G,B,NPOP,NVAR,YC,Q0)
DIMENSION SOL(NPOP,NVAR)
C WRITE(3,*)' '
C WRITE(3,*)'*****'
C WRITE(3,*)'ROTINA AVAL, YCRITICO'
C WRITE(3,*)'*****'
C WRITE(3,*)'ENTRADA DE CRITI'
C WRITE(3,*)'Y0=',Y0,'Q0=',Q0,'SOL',I,SOL(I,1),SOL(I,2),SOL(I,3),SOL(I,4),SOL(I,5)
C WRITE(3,*)'I=',I
C WRITE(3,*)'G=',G
C WRITE(3,*)'B=',B
C WRITE(3,*)'NPOP=',NPOP
C WRITE(3,*)'NVAR=',NVAR
AA=SOL(I,3)
BB=0.
CC=SOL(I,4)
Q0=AA*(Y0-BB)**CC
YC=((Q0/B)**2/G)**(1./3.)
C WRITE(3,*)
C WRITE(3,*)'YC=',YC
C WRITE(3,*)Y0,B,G,AA,BB,CC,Q0,YC
C WRITE(3,*)'SAIDA DE CRITI'
RETURN
END

*****
* SUB-ROTINA CLASSIFICADORA DAS SOLUCOES *
*****

SUBROUTINE CLASSIFICA (FF, NPOP, NGER, PROB, PAC, A, B, FESC, IG, IMIN, IMAX, IBEST,
FATOR, TOL1)
DIMENSION FF(NPOP),FESC(NPOP),PROB(NPOP),PAC(NPOP)
REAL MAX,MIN,MEDIA,DP,CV
C WRITE(3,*)' '
C WRITE(3,*)'*****'
C WRITE(3,*)'ROTINA CLASSIFICADORA'
C WRITE(3,*)'*****'
149MAX=-1000
IMAX=1
MIN=1000

```

```

IMIN=1
DO 33 I=1,NPOP
IF(FF(I).GT.MAX) THEN
MAX=FF(I)
IMAX=I
ENDIF
IF(FF(I).LT.MIN)THEN
MIN=FF(I)
IMIN=I
ENDIF
C WRITE(3,*)I,FF(I),MIN,IMIN,MAX,IMAX
33 CONTINUE
IF(IG.EQ.1)THEN
IBEST=IMIN
ELSE
IBEST=IMAX
ENDIF
C WRITE(3,*)'SOL DE MINIMO=', IMIN
C WRITE(3,*)'SOL DE MAXIMO=', IMAX
C WRITE(3,*)'MELHOR SOLUCAO=', IBEST
C CÁLCULO DO FITNESS MÉDIO
MEDIA=0.
DO 34 K=1,NPOP
34 MEDIA=MEDIA+FF(K)
MEDIA=MEDIA/NPOP
C CÁLCULO DO DESVIO PADRÃO E COEF. DE VARIAÇÃO
SOMA=0.
DP=0.
DO 35 K=1,NPOP
DP=DP+(FF(K)-MEDIA)*(FF(K)-MEDIA)
35 CONTINUE
DP=(DP/(NPOP))*0.5
CV=DP/MEDIA
C WRITE(3,*)'NGER, MAX, MEDIA, MIN, DP, CV'
WRITE(3,*)'NGER, MAX, MEDIA, MIN, DP, CV'
WRITE(3,21)NGER,MAX,MEDIA,MIN,DP,CV
WRITE(4,21)NGER,MAX,MEDIA,MIN,DP,CV
WRITE(*,21)NGER,MAX,MEDIA,MIN,DP,CV
C ESCALA DE FITNESS
IF((ABS(MAX-MIN)).GT.TOL1)THEN
IF(IG.EQ.1)THEN
B=FATOR*MEDIA
A=-(FATOR-1/FATOR)*MEDIA/(MAX-MIN)
ELSE
B=MEDIA/FATOR
A=(FATOR-(1./FATOR))*MEDIA/(MAX-MIN)
ENDIF
C WRITE(3,*)' ESCALA '
C WRITE(3,*)'FATOR=',FATOR,' A=',A,' B=',B
C WRITE(3,*)' K FESC(K) SOMA'
SOMA=0
DO 37 K=1,NPOP
FESC(K)=B+A*(FF(K)-MIN)
SOMA=SOMA+FESC(K)
C WRITE(3,*)K,FESC(K),SOMA
37 CONTINUE
C CALCULO DAS PROBABILIDADES DE SELEÇÃO DE PAIS P/ COMPOR O MATTING POOL
PROB(1)=FESC(1)/SOMA
PAC(1)=PROB(1)
C WRITE(3,*)' FESC, P, PAC'

```



```

C  WRITE(3,23)FESC(1),PROB(1),PAC(1)
  DO 200 I=2,NPOP
    PROB(I)=FESC(I)/SOMA
    PAC(I)=PAC(I-1)+PROB(I)
C  WRITE(3,23)FESC(I),PROB(I),PAC(I)
200CONTINUE
  ENDIF
  RETURN
24 FORMAT(1X, F6.2,2F6.1)
23 FORMAT(1X,F6.2,2F6.3)
21 FORMAT(1X,I4,5F8.3)
  END
*****
*  SUB-ROTINA COPIADORA DAS MELHORES SOLUCOES (SOBREV. DOS MAIS APTOS)  *
*****
SUBROUTINE SBVVCIA(IBEST,XSOL,NC,NPOP,IBIN,PAC,XTEMP)
  DIMENSION XSOL (NPOP, 100), PAC (NPOP), NC (NPOP), XTEMP (NPOP, 100)
C  WRITE(3,*)' '
C  WRITE(3,*)'*****'
C  WRITE(3,*)'ROTINA SBVVCIA'
C  WRITE(3,*)'*****'
C  WRITE(3,*)'SOLUCOES NA ENTRADA DA ROTINA COPIADORA SBVVCIA'
C  WRITE(3,*)'IBIN=',IBIN
  DO 37 I=1,NPOP
    NC(I)=0
C  WRITE(3,11)I,(XSOL(I,J),J=1,IBIN)
37 CONTINUE
11 FORMAT('XSOL',I2,'=',100F2.0)
  DO 10 I=1,NPOP
    DO 10 J=1,IBIN
      XTEMP(I,J)=XSOL(I,J)
10 CONTINUE
C  WRITE(3,*)'MELHOR SOLUCAO SBVVCIA=', IBEST
  DO 20 K=1,NPOP-1
    CALL RANDOM(RAND)
    IF(RAND.LE.PAC(1))THEN
      NC(1)=NC(1)+1
    ELSE
      DO 200 I=2,NPOP
        IF((RAND.GT.PAC(I-1)).AND.(RAND.LE.PAC(I)))NC(I)=NC(I)+1
200CONTINUE
  ENDIF
20 CONTINUE
C  WRITE(3,*)' '
C  WRITE(3,*)'COPIAS'
C  DO 47 I=1,NPOP
C  WRITE(3,*)'NUMERO DE COPIAS DE ',I,'=',NC(I)
C47 CONTINUE
  NTC=0
  DO 30 I=1,NPOP
    IF(NC(I).EQ.1)THEN
      NTC=NTC+1
      DO 50 J=1,IBIN
        XSOL(NTC,J)=XTEMP(I,J)
50 CONTINUE
C  WRITE(3,11)NTC,(XSOL(NTC,J),J=1,IBIN)
  ELSE
    IF(NC(I).GT.1)THEN
      DO 60 K=1,NC(I)
        NTC=NTC+1

```

```

DO 61 J=1,IBIN
XSOL(NTC,J)=XTEMP(I,J)
61 CONTINUE
C WRITE(3,11)NTC,(XSOL(NTC,J),J=1,IBIN)
60 CONTINUE
ENDIF
ENDIF
30 CONTINUE
C WRITE(3,*)"
C WRITE(3,*)'NUMERO TOTAL DE COPIAS=',NTC+1
C WRITE(3,*)'MELHOR SOLUCAO SBVVCIA=', IBEST
C PRESERVANDO A MELHOR SOLUCAO COMO A ÚLTIMA DA PRÓXIMA GERACAO
C IF(NC(IBEST).LT.1)NC(IBEST)=1
DO 71 J=1,IBIN
XSOL(NPOP,J)=XTEMP(IBEST,J)
71 CONTINUE
C WRITE(3,*)'PRESERVADA A MELHOR SOLUCAO',IBEST
C WRITE(3,*)'FINALMENTE'
C DO 35 I=1,NPOP
C WRITE(3,11)I,(XSOL(I,J),J=1,IBIN)
C35CONTINUE
RETURN
1 FORMAT('NC(',I2,')=',I2,100F4.0)
END
*****
* SUB-ROTINA QUEM COMBINA AS MELHORES SOLUCOES E FAZ MUTACAO *
*****
SUBROUTINE CRUZMUTA(XSOL,XTEMP,NPOP,PMUT,PCRUZ,NCRUZ,IBIN,IBEST)
DIMENSION XSOL(NPOP,100),XTEMP(NPOP,100),NCRUZ(NPOP)
C WRITE(3,*)' '
C WRITE(3,*)'*****'
C WRITE(3,*)'ROTINA CRUZMUTA'
C WRITE(3,*)'*****'
C WRITE(3,*)' '
C WRITE(3,*)'SOL NA ENTRADA DE CRUZMUTA'
C DO 35 I=1,NPOP
C WRITE(3,13)I,(XSOL(I,J),J=1,IBIN)
C35CONTINUE
DO 10 I=1,NPOP
NCRUZ(I)=0
10 CONTINUE
C WRITE(3,*)'MELHOR SOLUCAO CRUZMUTA=', IBEST
DO 12 K=1,NPOP/2
CALL RANDOM(RAND)
I1=RAND*NPOP+1
C WRITE(3,*)'I1=',I1
DO WHILE (NCRUZ(I1).EQ.1)
CALL RANDOM(RAND)
I1=RAND*NPOP+1
END DO
I2=RAND*NPOP+1
C WRITE(3,*)'I2=',I2
DO WHILE ((I1.EQ.I2).OR.(NCRUZ(I2).EQ.1))
CALL RANDOM(RAND)
I2=RAND*NPOP+1
END DO
DO 11 J=1,IBIN
CALL RANDOM(RAND)
IF(RAND.LE.PCRUZ)THEN
XSOL(I1,J)=XTEMP(I2,J)

```

```

XSOL(I2,J)=XTEMP(I1,J)
NCRUZ(I1)=NCRUZ(I1)+1
NCRUZ(I2)=NCRUZ(I2)+1
ENDIF
C WRITE(3,*)'I1=',I1,' I2=',I2
11 CONTINUE
12 CONTINUE
DO 44 I=1,NPOP
DO 44 J=1,IBIN
CALL RANDOM(RAND)
IF(RAND.LE.PMUT)THEN
IF(XSOL(I,J).EQ.1)THEN
XSOL(I,J)=0
ELSE
XSOL(I,J)=1
ENDIF
ENDIF
44 CONTINUE
C PRESERVANDO A MELHOR SOLUCAO ARMAZENADA NA ULTIMA DA POPULACAO NA
ROTINA COPIADORA
DO 81 J=1,IBIN
XSOL(NPOP,J)=XTEMP(IBEST,J)
81 CONTINUE
C WRITE(3,*)'MELHOR SOLUCAO CRUZMUTA=', IBEST
C WRITE(3,*)' '
C WRITE(3,*)'SOL NA SAIDA DE CRUZMUTA'
C DO 36 I=1,NPOP
C WRITE(3,13)I,(XSOL(I,J),J=1,IBIN)
C36CONTINUE
1 FORMAT(16F4.0)
13 FORMAT('XSOL',I2,100F3.0)
RETURN
END
C*****
C* SUB-ROTINA AVALIADORA DA FUNCAO OBJETIVO *
C*****
SUBROUTINE FUNCAO (SOL, IPOP, ZZ, IOBS, DT, DX, NI, NN, Q0, Y0, G, B, ITT, NPOP, NVAR,
ERMAX1, ERMAX2, INST1, INST2, IQ1 ,IQ2)
DIMENSION SOL(NPOP,NVAR)
DIMENSION H(2,11), Z(11), Y(2,11), A(2,11), P(2,11), Q(2,11), SF(2,11), FR(2,11) ,H1OBS(319),
H2OBS(319), H3OBS(319)
C DIMENSION H(2,NI), Z(NI), Y(2,NI), A(2,NI), P(2,NI), Q(2,NI), SF(2,NI), FR(2,NI), H1OBS(ITT),
H2OBS(ITT), H3OBS(ITT)
DIMENSION DADH(11), DPDH(11), DSFDQ(11), DSFDH(11), DCDQ(11,11), DCDH(11,11),
DMDQ(11,11), DMDH(11,11), RC(11), RM(11)
C DIMENSION DADH(NI), DPDH(NI), DSFDQ(NI), DSFDH(NI), DCDQ(NI,NI), DCDH(NI,NI),
DMDQ(NI,NI), DMDH(NI,NI), RC(NI), RM(NI)
DIMENSION D(22,22),R(22),XLIN(22),DELTA(22,20)
C DIMENSION D(NN,NN),R(NN),XS(NN),DELTA(NN,NITER)
COMMON /FNC1/H,Z,Y,A,P,Q,SF,FR,H1OBS,H2OBS,H3OBS
COMMON /FNC2/DADH,DPDH,DSFDQ,DSFDH,DCDQ,DCDH,DMDQ,DMDH,RC,RM
COMMON /FNC3/D,R,XLIN,DELTA
REAL N,N1,N2
C WRITE(3,*)' '
C WRITE(3,*)'*****'
C WRITE(3,*)'ROTINA DE AVALIACAO DE FO'*
C WRITE(3,*)'*****'
LDA=NN
IPATH=1
C IPATH,LDA -PARAMETROS NECESSARIOS À ROTINA DE PL (FIXOS)

```

```

C H=COTA DO NÍVEL D'ÁGUA (PÉS)
C Z=COTA DE FUNDO (PÉS)
C Y=PROFUNDIDADE DA ÁGUA (PÉS)
C A=AREA MOLHADA (PÉS QUADRADOS)
C P=PERÍMETRO MOLHADO (PÉS)
C Q(J,I)=VAZÃO (PÉS CÚBICOS/SEGUNDO)NO INSTANTE J, NA SEÇÃO I
C H1OBS(J)=NÍVEL DO LIMNIGRAMA DE ENTRADA (PÉS ) NO INSTANTE J
C PARAMETROS DE CONSTRUÇÃO DO SISTEMA DE PL, SOLUÇÃO E ITERAÇÕES DE
CONVERGÊNCIA
C COEF DE MANNING
C ACELERAÇÃO DA GRAVIDADE (M/SEGUNDO AO QUADRADO)
C CONSTANTE DE TRANSFORMAÇÃO DE UNIDADE DE COMPRIMENTO EM M
CTE=1.0
C DADOS
C PARA O ALGORITMO IMPLICITO
TETA=1
C TOLERÂNCIA ESTABELECIDADA PARA A CONVERGÊNCIA
TOL2=0.0001
C GEOMETRIA DO CANAL(RETANGULAR)
C LARGURA B (M)
C DECLIVIDADES DO FUNDO DO CANAL-NÃO USADAS (EMBTIDAS EM Z):
C TRECHO 1:S1=0.105
C TRECHO 2:S2=0.0076
C COTA DO FUNDO NA SECAO 1 (INICIO)
C WRITE(*,*)'NI(NUMERO DE SEÇÕES DE AVALIACAO)=' ,NI
C WRITE(3,*)'PONTO 1'
C PARAMETRO DO CANAL-COEFICIENTE DE MANNING
N1=SOL(IPOP,1)/1000.
N2=SOL(IPOP,2)/1000.
AA=SOL(IPOP,3)
BB=0.
CC=SOL(IPOP,4)
C DDH1=SOL(IPOP,5)/100.
C DDH2=SOL(IPOP,6)/100.
C DDH3=SOL(IPOP,7)/100.
C WRITE(3,*)DDH1,DDH2,DDH3
DDH1=0.
DDH2=0.
DDH3=0.
C DO 357 IT=1,ITT
C H1OBS(IT)=H1OBS(IT)+DDDH1
C H2OBS(IT)=H2OBS(IT)+DDDH2
C H3OBS(IT)=H3OBS(IT)+DDDH3
C WRITE(3,*)H1OBS(IT),H2OBS(IT),H3OBS(IT)
C357CONTINUE
C CURVA CHAVE PARA A SEÇÃO 1(PRIMEIRA) DO CANAL
CALL CRITI(SOL,IPOP,Y0,G,B,NPOP,NVAR,YC,Q0)
C WRITE(3,*)'Y0=' ,Y0,'YC=' ,YC,' Q0=' ,Q0
C Q0=15.0
C N=0.018
CALL LINHA(Q0,Y0,G,N1,N2,B,Z,H)
C WRITE(3,*)'VAZÃO INICIAL=' ,Q(1,1)
DO 11 I=1,NI
Q(1,I)=Q0
11 CONTINUE
C INICIALIZACAO DA FUNCAO ERRO-SOMATORIO DOS QUADRADOS DOS DESVIOS
ZZ=0.0
ERMAX1=0.0
ERMAX2=0.0
SHIO=0.0

```

```

SH2O=0.0
DIF1Q=0.
DIF2Q=0.
C WRITE(4,*)'valores de H'
C WRITE(3,*)'valores de Q'
C WRITE(4,*)' IT+1 H1OBSO H1 H2 H3 H4 H5O H5 H6 H7 H8 H9 H10 H11O H11'
DO 200 IT=1,ITT-1
C WRITE(3,*)' '
C WRITE(3,*)'*****'
C WRITE(3,*)'AVALIACAO DO INSTANTE=',IT+1 *
C WRITE(*,*)'AVALIACAO DO INSTANTE=',IT+1 *
C WRITE(4,*)'AVALIACAO DO INSTANTE=',IT+1 *
C WRITE(3,*)'*****'
C WRITE(3,*)'SEÇÃO I, H(1,I), Z(I), Y(1,I), A(1,I), DADH(I), P(1,I), DPDH(I), SF(1,I), DSFDQ(I),
DSFDH(I)'
FRMAX=0.0
DO 12 I=1,NI
IF(I.LE.5)THEN
N=N1
ELSE
N=N2
ENDIF
C PROF DO ESCOAMENTO
Y(1,I)=H(1,I)-Z(I)
IF(Y(1,I).LT.0)THEN
WRITE(3,*)'Y NEGATIVO'
ZZ=-100
GO TO 399
ENDIF
C WRITE(3,*)I,H(1,I),Z(I)
C ÁREA MOLHADA CORRESPONDENTE
A(1,I)=Y(1,I)*B
C WRITE(3,*)A(1,I)
C PERIMETRO MOLHADO CORRESPONDENTE
P(1,I)=B+2*Y(1,I)
C WRITE(3,*)P(1,I)
C DECLIVIDADE DA LINHA DE ENERGIA CORRESPONDENTE
SF(1,I)=N*N*P(1,I)**(4./3.)*Q(1,I)*ABS(Q(1,I))/(CTE*CTE*A(1,I)**(10./3.))
FR(1,I)=Q(1,I)/A(1,I)/(G*A(1,I)/B)**0.5
IF(FR(1,I).GT.FRMAX)FRMAX=FR(1,I)
C WRITE(3,*)SF(1,I)
C DERIVADAS DE ORDEM 1
DADH(I)=B
DPDH(I)=2
DSFDQ(I)=2*N*N*P(1,I)**(4./3.)*ABS(Q(1,I))/(CTE*CTE*A(1,I)**(10./3.))
AX=N*N*Q(1,I)*ABS(Q(1,I))/(CTE*CTE*A(1,I)**(20./3.))
BX=(4./3.)*P(1,I)**(1./3.)*DPDH(I)*A(1,I)**(10./3.)
CX=(10./3.)*A(1,I)**(7./3.)*DADH(I)*P(1,I)**(4./3.)
DSFDH(I)=AX*(BX-CX)
C WRITE(3,71)I, H(1,I), Z(I), Y(1,I), A(1,I), DADH(I), P(1,I), DPDH(I), SF(1,I), DSFDQ(I), DSFDH(I)
12 CONTINUE
C ESTIMATIVAS PARA O PROXIMO INSTANTE
DO 40 I=1,NI
Q(2,I)=Q(1,I)
H(2,I)=H(1,I)
Y(2,I)=H(2,I)-Z(I)
A(2,I)=A(1,I)
P(2,I)=P(1,I)
SF(2,I)=SF(1,I)
FR(2,I)=FR(1,I)

```

```

40 CONTINUE
C  CONDICÕES DE MONTANTE - ÍNDICE 1= DE MONTANTE
  DBDQ1=0
  DBDH1=1
  DBDQ2=1
  if((H(1,1)-Z(1)).lt.0.)THEN
    write(3,*)'problema na linha 759'
    ZZ=-100.
    GO TO 399
  ENDIF
  DBDH2=-CC*AA*(H(1,1)-Z(1)-BB)**(CC-1)
C  WRITE(3,*)' DBDQ1, DBDH1, DBDQ2, DBDH2'
C  SECOES INTERMEDIARIAS
C  WRITE(3,*)'NI=',NI
C  WRITE(3,*)'K, DCDQ(K,K), DCDH(K,K), DCDQ(K,K+1), DCDH(K,K+1), DMDQ(K,K), DMDH(K,K),
DMDQ(K,K+1), DMDH(K,K+1)'
  WRITE(3,93)(FR(1,IS),IS=1,NI)
93  FORMAT('FROUDES:',11F5.2)
  DO 20 K=1,NI-1
C  CONTINUIDADE
  DCDQ(K,K)=-TETA/DX
  DCDH(K,K)=1/(2*DT)*B
  DCDQ(K,K+1)=TETA/DX
  DCDH(K,K+1)=1/(2*DT)*B
C  MOMENTO
  SGM=1.0
C  IF(K.LE.5)THEN
C  Jin
C  EME=5
C  IF(FRMAX.LE.1.0)THEN
C  SGM=1.-FR(2,K)**EME
C  ELSE
C  SGM=0.
C  ENDIF
C  ENDIF
C  WRITE(3,*)'SGM=',SGM
C  Slobodan
C  F0=0.7
C  F1=0.9
C  BETA=2.0
C  IF(FR(1,K).LE.F0)THEN
C  SGM=1
C  ELSE
C  IF(FR(1,K).GT.F1)THEN
C  SGM=0.
C  ELSE
C  SGM=(F1-FR(1,K)**BETA)/(F1-F0**BETA)
C  ENDIF
C  ENDIF
  DMDQ(K,K)=SGM/(2*DT)-2*TETA*Q(1,K)/(A(1,K)*DX)+G*TETA*(A(1,K+1)+A(1,K))/4*DSFDQ(K)
  DMDH(K,K)=TETA*Q(1,K)*Q(1,K)*DADH(K)/(DX*A(1,K)*A(1,K))-G*TETA*(A(1,K+1)+A(1,K))/
*(2*DX)+G*TETA*(H(1,K+1)-H(1,K))/(2*DX)*DADH(K)+G*TETA*(SF(1,K+1)+SF(1,K))*DADH(K)/4+
G*TETA*(A(1,K+1)+A(1,K))*DSFDH(K)/4
  DMDQ(K,K+1)=SGM/(2*DT)+2*TETA*Q(1,K+1)/(A(1,K+1)*DX)+G*TETA*(A(1,K+1)+A(1,K))/4*DSF
DQ(K+1)
  DMDH(K,K+1)=-TETA*Q(1,K+1)*Q(1,K+1)*DADH(K+1)/(DX*A(1,K+1)*A(1,K+1))+
G*TETA*(A(1,K+1)+A(1,K))/(2*DX)+G*TETA*(H(1,K+1)-H(1,K))*DADH(K+1)/(2*DX)+
G*TETA*(SF(1,K+1)+SF(1,K))*DADH(K+1)/4+G*TETA*(A(1,K+1)+A(1,K))*DSFDH(K+1)/4
  WRITE(3,91)K,DCDQ(K,K),DCDH(K,K),DCDQ(K,K+1),DCDH(K,K+1),DMDQ(K,K),DMDH(K,K),DM
DQ(K,K+1),DMDH(K,K+1)

```

```

20 CONTINUE
C WRITE(3,*)'PRONTO'
C WRITE(3,*)Q(1,1),Q(2,1)
C PROXIMOS VALORES DE NIVEL
RB1=H(1,1)-H1OBS(IT+1)-DDH1
C WRITE(3,*)'RB1=',RB1
if((H1OBS(IT+1)+DDH1-Z(1)).lt.0.)THEN
write(3,*)'problema na linha 797'
ZZ=-100.
GO TO 399
ENDIF
RB2=Q(1,1)-AA*(H1OBS(IT+1)+DDH1-Z(1)-BB)**CC
ITER=1
DO 44 I=1,NN
DELTA(I,ITER)=0
44 CONTINUE
13 ITER=ITER+1
C WRITE(3,*)' '
C WRITE(3,*)'*****'
C WRITE(3,*)'ITERACAO-',ITER-1 *
C WRITE(3,*)'*****'
IFLAG=0
DO 30 K=1,NI-1
RC(K)=(A(1,K)+A(1,K+1)-A(2,K)-A(2,K+1))/(2*DT)+TETA*(Q(1,K+1)-Q(1,K))/DX
RM(K)=(Q(1,K+1)+Q(1,K)-Q(2,K+1)-Q(2,K))/(2*DT)+TETA*(Q(1,K+1)*Q(1,K+1)/A(1,K+1)-
Q(1,K)*Q(1,K)/A(1,K))/DX
RM(K)=RM(K)+G*TETA*(A(1,K+1)+A(1,K))*(H(1,K+1)-H(1,K))/(2*DX)+G*TETA*
(A(1,K+1)+A(1,K))*(SF(1,K+1)+SF(1,K))/4
C WRITE(3,*)'RC(',K,')=',RC(K),'RM(',K,')=',RM(K)
30 CONTINUE
C WRITE(3,*)'PONTO 1'
C INICIALIZACAO DA MATRIZ DE COEFICIENTES D
DO 61 J=1,NN
DO 61 I=1,NN
61 D(I,J)=0
C RB5=SF(2,NI)-N*N*P(1,NI)**(4./3.)*Q(1,NI)*ABS(Q(1,NI))/(CTE*CTE*A(1,NI)**(10./3.))
C WRITE(3,*)'RB5=',RB5
D(1,1)=DBDH1
D(1,2)=DBDQ1
R(1)=-RB1
D(2,1)=DBDH2
D(2,2)=DBDQ2
R(2)=-RB2
DO 60 J=2,NN-2,2
JJ=J/2
D(J+1,J-1)=DCDH(JJ,JJ)
D(J+1,J)=DCDQ(JJ,JJ)
D(J+1,J+1)=DCDH(JJ,JJ+1)
D(J+1,J+2)=DCDQ(JJ,JJ+1)
R(J+1)=-RC(JJ)
60 CONTINUE
DO 70 J=3,NN-1,2
JJ=(J-1)/2
JJJ=(J+1)/2
D(J+1,J-2)=DMDH(JJ,JJ)
D(J+1,J-1)=DMDQ(JJ,JJ)
D(J+1,J)=DMDH(JJ,JJJ)
D(J+1,J+1)=DMDQ(JJ,JJJ)
R(J+1)=-RM(JJ)
70 CONTINUE

```

```

C  WRITE(3,*)'SISTEMA A SER RESOLVIDO'
    DO 80 J=1,NN
C  WRITE(3,81)(D(J,I),I=1,NN),R(J)
80 CONTINUE
81 FORMAT(10F10.4,F10.5)
    CALL LSARG (NN, D, LDA, R, IPATH, XLIN)
C  CALL WRRRN ('X', 1, NN, XLIN, 1, 0)
C  WRITE(3,*)'INCREMENTOS CALCULADOS PARA AS ESTIMATIVAS INICIAIS'
    DO 83 I=1,NN
        DELTA(I,ITER)=XLIN(I)
        DIF=ABS(DELTA(I,ITER)-DELTA(I,ITER-1))
C  WRITE(3,*)'DIFERENÇA ENTRE ITERACOES',I,'=',DIF
        IF(DIF.GT.TOL2)IFLAG=1
C  WRITE(3,82)I,XLIN(I)
83 CONTINUE
C  WRITE(3,*)'IFLAG =',IFLAG
    DO 85 I=1,NN/2
        II=(I-1)*2+1
        H(2,I)=H(1,I)+XLIN(II)
        Q(2,I)=Q(1,I)+XLIN(II+1)
C  WRITE(3,87)I,Q(2,I),I,H(2,I)
85 CONTINUE
    IF(IFLAG.EQ.1)THEN
        GO TO 13
    ELSE
        ENDIF
C  WRITE(4,48)IT+1,H1OBS(IT+1), (H(2,I),I=1,4), H2OBS(IT+1), (H(2,I),I=5,10), H3OBS(IT+1), H(2,11)
C  WRITE(3,47)IT+1,(Q(2,I),I=1,NN/2)
        DIF1=ABS(H2OBS(IT+1)+DDH2-H(2,IOBS))
        DIF2=ABS(H3OBS(IT+1)+DDH3-H(2,NI))
        IF((IT.GT.IQ1).AND.(IT.LE.IQ2))THEN
C  ZZ=ZZ+DIF1+DIF2
            SH1O=SH1O+H2OBS(IT+1)+DDH2
            SH2O=SH2O+H3OBS(IT+1)+DDH3
            DIF1Q=DIF1Q+DIF1**2
            DIF2Q=DIF2Q+DIF2**2
            IF(ERMAX1.LT.DIF1)THEN
                ERMAX1=DIF1
                INST1=IT+1
            ENDIF
            IF(ERMAX2.LT.DIF2)THEN
                ERMAX2=DIF2
                INST2=IT+1
            ENDIF
        ENDIF
C  WRITE(3,29)IT,H2OBS(IT),IOBS,H(1,IOBS),ZZ
    DO 95 I=1,NN/2
        Q(1,I)=Q(2,I)
        H(1,I)=H(2,I)
95 CONTINUE
200CONTINUE
    SH1OM=SH1O/(IQ2-IQ1)
    SH2OM=SH2O/(IQ2-IQ1)
    DOBS1=0
    DOBS2=0
    DO 337 III=IQ1+1,IQ2
        DOBS1=DOBS1+(ABS(H2OBS(III+1)-SH1OM))**2
        DOBS2=DOBS2+(ABS(H3OBS(III+1)-SH2OM))**2
337CONTINUE
C  WRITE(3,*) DIF1Q,DOBS1,DIF2Q,DOBS2

```



```

SCF1=1-(DIF1Q/DOBS1)
SCF2=1-(DIF2Q/DOBS2)
ZZ=SCF1+SCF2
C WRITE(4,*)'NASH-SUTCLIF1=',SCF1,' NASH-SUTCLIF2=',SCF2
C WRITE(3,*)'SOL=',(SOL(J),J=1,NVAR)
C WRITE(3,*)'N=',N,'-- ERRO AC=',ZZ
29 FORMAT('IT=',I3,' H2OBS=',F8.3,' H(',I3,')=',F8.3,'ERRO2-ACUM=',F8.3)
82 FORMAT('DELTA(',I2,')=',F10.4)
71 FORMAT(I3,6F7.2,4F13.7)
91 FORMAT(I3,16F9.4)
87 FORMAT(' Q(2,',I2,')=',F10.4,' H(2,',I2,')=',F10.4)
49 FORMAT('N=',F8.6,' ERRO-AC=',F8.3,'ERRO MAX=',F8.3,' INST=',I3)
47 FORMAT(1X,I3,11F9.3)
48 FORMAT(1X,I3,14F9.3)
C WRITE(3,*)' AVALIADA A FUNCAO'
399RETURN
END
*****
* CALCULO DA LINHA D'ÁGUA INICIAL *
*****
SUBROUTINE LINHA(Q0,Y0,G,N1,N2,B,Z,H)
DIMENSION H(2,11),Z(11)
C DIMENSION H(2,NI),Z(NI)
REAL N,N1,N2
C WRITE(3,*) '
C WRITE(3,*)'*****'
C WRITE(3,*)'ROTINA DE AVALIACAO DA LINHA DAGUA INICIAL'*
C WRITE(3,*)'*****'
C CALCULO DA LINHA D'ÁGUA INICIAL
Y=Y0
DIST=0
C WRITE(3,*)Q0,Y0,G,N,B,Z(1),Y,DIST
C WRITE(3,*)'CALCULO DA LINHA DAGUA INICIAL'
D=2.44457
S0=0.0105
N=N1
DO 10 I=1,4
H(1,I)=Y+Z(I)
C WRITE(3,29)I,H(1,I)
29 FORMAT('H(1',I2,')=',F6.4)
CALL RK(DIST,Q0,N,D,Y,B,S0,G)
C WRITE(3,*)'DEPOIS DE RK'
10 CONTINUE
C WRITE(3,*)'PONTO LEITURA'
D=1.52677
CALL RK(DIST,Q0,N,D,Y,B,S0,G)
C WRITE(3,*)'PONTO 5'
D=0.9178
S0=0.00766
N=N2
CALL RK(DIST,Q0,N,D,Y,B,S0,G)
D=2.44457
DO 20 I=5,10
IF(I.LE.5)THEN
N=N1
ELSE
N=N2
ENDIF
H(1,I)=Y+Z(I)
WRITE(3,37)I,H(1,I)

```

```

C  WRITE(3,*)H(1,I)
C  DO 20 J=1,10
    CALL RK(DIST,Q0,N,D,Y,B,S0,G)
20 CONTINUE
    H(1,11)=Y+Z(11)
    WRITE(3,37)I,H(1,11)
37 FORMAT('H(1,',I2,')=',F6.4)
    RETURN
    END
*****
*  SUB-ROTINA RUNGE-KUTTA *
*****
    SUBROUTINE RK(DIST,Q0,N,D,Y,B,S0,G)
    REAL K1,K2,K3,K4,N
C  WRITE(3,*) ' '
C  WRITE(3,*)'*****'
C  WRITE(3,*)'ROTINA RUNGE KUTTA'
C  WRITE(3,*)'*****'
C  WRITE(3,*)'EM RK'
C  WRITE(3,*)DIST,Q0,N,D,Y,B,S0,G
C  WRITE(3,*)'ANTES DE F1'
    CALL F(Q0,Y,B,N,S0,G,K1)
    Y1=Y+D/2*K1
C  WRITE(3,*)'ANTES DE F2'
    CALL F(Q0,Y1,B,N,S0,G,K2)
    Y2=Y+D/2*K2
C  WRITE(3,*)'ANTES DE F3'
    CALL F(Q0,Y2,B,N,S0,G,K3)
    Y3=Y+D*K3
C  WRITE(3,*)'ANTES DE F4'
    CALL F(Q0,Y3,B,N,S0,G,K4)
C  WRITE(3,*)'DEPOIS DE F4'
C  WRITE(3,1)DIST,Y,K1,K2,K3,K4
    DIST=DIST+D
    Y=Y+(K1+2*K2+2*K3+K4)/6*D
C  WRITE(3,*)'SAIDA DE RK'
    RETURN
C1 FORMAT(1X,6F8.3)
    END
*****
*  SUB-ROTINA DE AVALIAÇÃO DE DYDX *
*****
    SUBROUTINE F(Q0,Y,B,N,S0,G,DYDX)
    REAL N
C  WRITE(3,*) ' '
C  WRITE(3,*)'*****'
C  WRITE(3,*)'ROTINA DE AVAL DE DY/DX'
C  WRITE(3,*)'*****'
C  WRITE(3,*)Q0,Y,B,N,S0,G
    A=Y*B
    P=B+2*Y
    RH=A/P
    SF=(Q0*N/(A*RH**(2./3.)))*2
    FR2=Q0**2*B/G/A**3
C  WRITE(3,*)'FR2=',FR2
    DYDX=(S0-SF)/(1-FR2)
C  WRITE(3,2)Y,A,P,RH,SF,FR2,DYDX
    RETURN
C2 FORMAT(1X,7F10.4)
    END

```