

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Alex Kipper

**MODELAGEM HIDROLÓGICA E ANÁLISE DA EFICIÊNCIA
DE RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO COMO MEDIDA DE
CONTROLE EM BACIA URBANA**

Santa Maria, RS
2018

Alex Kipper

**MODELAGEM HIDROLÓGICA E ANÁLISE DA EFICIÊNCIA DE
RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO COMO MEDIDA DE CONTROLE EM BACIA
URBANA**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM) como requisito parcial para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil**

Orientador: Prof. Dr. João Batista Dias de Paiva

Santa Maria, RS, Brasil
2018

Kipper, Alex

MODELAGEM HIDROLÓGICA E ANÁLISE DA EFICIÊNCIA DE
RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO COMO MEDIDA DE CONTROLE EM
BACIA URBANA / Alex Kipper.- 2018.

250 p.; 30 cm

Orientador: Prof. Dr. João Batista Dias de Paiva
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa
Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, RS, 2018

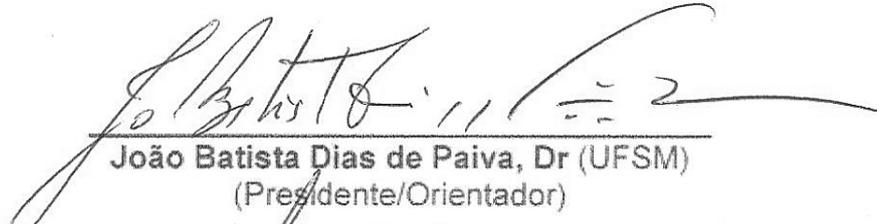
1. Modelagem Hidrológica 2. Drenagem Urbana 3.
Reservatórios de Detenção 4. Modelo SWMHYMO I. Dias de
Paiva, Prof. Dr. João Batista II. Título.

Alex Kipper

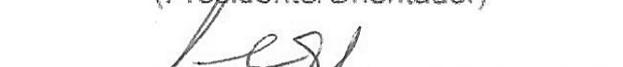
**MODELAGEM HIDROLÓGICA E ANÁLISE DA EFICIÊNCIA DE
RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO COMO MEDIDA DE CONTROLE EM
BACIA URBANA**

Dissertação de Mestrado apresentada
ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, Área de
Concentração em Recursos Hídricos
e Saneamento Ambiental, da
Universidade Federal de Santa Maria
(UFSM) como requisito parcial para
obtenção do grau de **Mestre em
Engenharia Civil**

Aprovado em 26 de março de 2018:



João Batista Dias de Paiva, Dr (UFSM)
(Presidente/Orientador)



Leandro Conceição Pinto, Dr (UFSM)



Joaquin Ignacio Bonecarrère Garcia, Dr (USP) (Videoconferência)

Santa Maria, RS
2018

AGRADECIMENTOS

A Deus;

A todos meus amigos e familiares, especialmente a meus pais Inácio José Kipper e Maria Elisa Kipper, e a meus irmãos Michel A. Kipper e Camila Kipper, pelo apoio e carinho, sempre importantes ao longo desse período de realização do programa de mestrado;

A meu orientador, Prof. Dr. João Batista Dias de Paiva pela orientação com paciência e confiança, e por sempre ter acreditado em mim e me aconselhado;

J.F. Sabourin and Associates Inc. (JFSA) por terem cedido a licença para utilização do modelo SWMHYMO.

A todos os professores e funcionários do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC da Universidade Federal de Santa Maria - UFSM, especialmente ao Prof. Dr. Daniel G. Allasia Piccilli e à Prof. Dra. Rutineia Tassi pelos ensinamentos em sala de aula, e ao Prof. Dr. Leandro Conceição Pinto pela orientação e pelos conselhos na disciplina de docência orientada;

A todos os colegas e funcionários do Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental - GHIDROS, especialmente aos colegas Leonardo Batistel, Pedro Girondi Lopes, Pablo Valcorte e Róbson Ilha pelo auxílio ao longo do programa;

Á Finep e CThidro, pelos recursos financeiros para pesquisa através dos projetos de Rede Cooperativa de Pesquisa, que forneceram os recursos necessários a execução desta pesquisa.

Por fim, agradeço ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq pela bolsa de estudos concedida, sem a qual não seria possível a realização da presente pesquisa.

RESUMO

MODELAGEM HIDROLÓGICA E ANÁLISE DA EFICIÊNCIA DE RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO COMO MEDIDA DE CONTROLE EM BACIA URBANA

AUTOR: Alex Kipper

ORIENTADOR: Prof. Dr. João Batista Dias de Paiva

O presente trabalho aborda o impacto da urbanização sobre os recursos hídricos em bacia urbana, visando a compreensão dos processos hidrológicos na mesma, e apontando para soluções frente a problemas de inundações. As inundações estão entre os principais problemas ambientais causados pela ocupação urbana, e o sistema de drenagem implantado deve conter o risco de ocorrência destes fenômenos. A modelagem hidrológica é uma ferramenta de grande utilidade para análise de diferentes cenários na bacia, auxiliando os gestores nas tomadas de decisões frente ao manejo das águas pluviais. No trabalho tem-se como proposta o levantamento de resultados que contribuam no estudo da gestão de águas pluviais urbanas, além do apontamento de soluções para a bacia analisada, simulando a implantação de reservatórios de retenção como medida de controle de inundações. O estudo foi realizado na bacia urbana do Arroio Cancela, para as áreas abrangidas pelas estações fluviográficas CACISM, com 2,7 km², e Cancela, com 4,95 km². O modelo SWMHYMO foi utilizado como ferramenta para calibração de um total de 40 eventos para estação CACISM e 11 eventos para a estação Cancela, utilizando a discretização temporal de 1 minuto para ambas as estações. Além da calibração por eventos, foi realizada a calibração contínua de um período de 1 ano de dados, com discretização de 5 minutos, para a estação CACISM. O modelo, porém apresentou uma limitação frente à simulação do escoamento em bueiros na situação afogado, e para essas situações foi aplicada a metodologia presente em Gaia (2010) que faz uma análise da abordagem histórica, clássica e atual no equacionamento de bueiros. O índice de eficiência de Nash-Stucliffe (CNS) médio obtido na calibração por eventos para a estação CACISM foi de 0,75, diminuindo para 0,50 na validação, valores que aumentaram para 0,77 e 0,66 na calibração e validação, respectivamente, ao excluírem-se eventos com valores anômalos. Já para a estação Cancela, o índice CNS médio apontado na calibração foi de 0,85, e de 0,46 na validação, aumentando para 0,76 com exclusão de um evento anômalo. Já para a modelagem contínua, o índice de eficiência obtido foi de 0,74 na calibração, e de 0,79 na validação. Com os parâmetros do modelo calibrados, puderam ser identificados os pontos mais críticos de inundação frente a eventos extremos na bacia, e pôde ser simulado o funcionamento de reservatórios de retenção como medida de controle. Ao tomar como base para o dimensionamento o evento extremo da série, com tempo de retorno de aproximadamente 64 anos, 8 meses e 11 dias, concluiu-se a necessidade da implantação de dois reservatórios de retenção, com volumes de 31.665,00 m³ e 24.595,00 m³ se implantados de maneira *on-line*, diminuindo para 24.470,00 m³ e 20.600,00 m³ de maneira *off-line*, gerando uma diminuição de 57,94% na vazão de pico. Além disso, os índices de eficiência do modelo indicam sua aplicabilidade positiva para a região, validando os resultados levantados, e concluindo-se assim a contribuição do trabalho para estudos de modelagem e gestão de águas pluviais em área urbana.

Palavras-chave: SWMHYMO; modelagem hidrológica; reservatório de retenção.

ABSTRACT

HYDROLOGICAL MODELING AND EFFICENCE ANALYSIS OF DETENTION RESERVOIRS AS STORMWATER MANAGEMENT FACILITY IN A URBAN CATCHMENT

AUTHOR: Alex Kipper

ADVISOR: Prof. Dr. João Batista Dias de Paiva

This study approaches the impact of the urbanization on the water resources in an urban catchment, aiming at understanding the hydrological processes in there, and pointing for solutions against flood damages. Flooding is one of the main ambient problems caused by urban occupation, and the drainage system implemented in the catchment must contain the risk of occurrence of this phenomena. Hydrological modeling is a very useful tool to analyze different scenarios in the catchment, assisting environmental managers in the stormwater management decisions. This research proposes to bring up results that collaborate in the stormwater management study, besides the appointment of solutions to the catchment study area, simulating the operation of detention reservoirs as a stormwater management facility. The study was realized in the urban area of the Cancela Basin, to the areas covered by the CACISM fluvigraphic station, with 2,7 km², and the Cancela fluvigraphic station, with 4,95km². The SWMHYMO model was used as tool for the calibration of 40 events for the CACISM station, and 11 events for the Cancela station, using a discretization of 1 minute for both stations. Besides the events calibration, the continuous calibration of a 1 year time period of data, with a discretization of 5 minutes, was performed to the CACISM station. The model, however, showed a limitation in drowned situation for the culvert simulation, and to simulate this situations, the methodology present in Gaia (2014) was adopted, in this study, the author analyzed the historical, classic and actual approach of the culvert equations. The average Nash-Stucliffe efficiency index (CNS) got in the event calibration for the CACISM station was 0.75, decreasing to 0.50 in the validation, values that increased to 0.77 and 0.66 in the calibration and the validation, respectively, when the events with anomalous values were excluded. For the Cancela station, the average CNS index got was 0.85 for the calibration and 0.46 for the validation, increasing to 0.76 with the exclusion of an anomalous event. In the continuous modeling, the CNS index got for the calibration was 0.74, and 0.79 for the validation. With the model parameters calibrated, the critical points of inundation in extreme events could be identified in the basin, and the reservoir routing could be simulated as a stormwater management facility. The critical event of the data series, that reached a recurrent interval of about 64 years, 8 months and 11 days was used to evaluate the volume of the reservoirs, concluding that two reservoirs would be necessary, with 31,665.00 m³ and 24,595.00 m³ in the on-line situation, decreasing to 24,470.00 m³ and 20,600.00 m³ in the off-line situation, representing a decrease of 57.94% in the peak flow. Besides, the efficiency index got with the model points for it positive applicability to the catchment, validating the results, and concluding so that the research collaborates for the hydrological modeling, and stormwater management study in urban areas.

Keywords: SWMHYMO; hydrological modeling; detention reservoir.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1 - Consequências do avanço da urbanização em uma bacia (Fonte: SCHUELER, 1987) | 43 |
| Figura 2 – Bacia de retenção em Porto Alegre-RS que funciona como campo de futebol quando seca (Fonte: CONCREMAT, 2011) | 46 |
| Figura 3 - Conjunto hospitalar em Oregon, Portland, com pavimentos que permitem a infiltração e vasta área verde (Fonte: CONCREMAT, 2011)..... | 46 |
| Figura 4 - Medidas compensatórias estruturais e não estruturais (Fonte: BAPTISTA et al, 2011)..... | 50 |
| Figura 5 - Reservatórios on-line e off-line (Fonte: CANHOLI, 2005)..... | 52 |
| Figura 6 – Edição de arquivo de entrada no modelo SWMHYMO (Fonte: Registro do autor, 2018) | 64 |
| Figura 7 – Representação esquemática do processo de transição do Hidrograma Unitário Instantâneo de Clark (Fonte: NUNES, 2015)..... | 66 |
| Figura 8 – Reservatório Linear de Clark (Fonte: PORTO, 1995) | 68 |
| Figura 9 - Localização da sub-bacia do Arroio Cancela-Tamanday com as áreas abrangidas pelas estações CACISM e Cancela | 77 |
| Figura 10 – Modelo numérico de terreno altimétrico da sub-bacia do Cancela-Tamanday com as áreas abrangidas pelas estações CACISM e Cancela..... | 78 |
| Figura 11.1 – Uso e ocupação do solo para a área abrangida pela estação Cancela no ano de 2004 (Fonte: Beling, 2013) | 79 |
| Figura 11.2 – Uso e ocupação do solo para a área abrangida pela estação Cancela no ano de 2014..... | 79 |
| Figura 11.3 – Uso e ocupação do solo para a área abrangida pela estação CACISM no ano de 2014..... | 80 |
| Figura 12 – Caracterização pedológica da sub-bacia do Cancela-Tamanday (Fonte: adaptado de DALLA CORTE, 2015)..... | 82 |
| Figura 13 – Discretização detalhada da Bacia do Arroio Cancela (Fonte: GARCIA, 2005)..... | 83 |

| | |
|---|-----|
| Figura 14 – Perfil longitudinal de fundo do canal | 86 |
| Figura 15 – Tipos de leitos fluviais (Fonte: CHRISTOFOLLETTI, 1980) | 87 |
| Figura 16.1 – Seção transversal do trecho 100..... | 87 |
| Figura 16.2 – Seção transversal do trecho 101..... | 88 |
| Figura 16.3 – Seção transversal do trecho 104..... | 88 |
| Figura 16.4 – Seção transversal do trecho 105..... | 88 |
| Figura 16.5 – Seção transversal do trecho 107..... | 89 |
| Figura 16.6 – Seção transversal do trecho 108..... | 89 |
| Figura 16.7 – Seção transversal do trecho 109..... | 89 |
| Figura 16.8 – Seção transversal do trecho 111..... | 90 |
| Figura 16.9 – Seção transversal do trecho 113..... | 90 |
| Figura 16.10 – Seção transversal do trecho 114..... | 90 |
| Figura 16.11 – Seção transversal do trecho 115..... | 91 |
| Figura 16.12 – Seção transversal do trecho 116..... | 91 |
| Figura 17 – Nós utilizados para caracterização dos trechos ao longo do canal principal..... | 92 |
| Figura 18 – Localização dos postos fluviométrico e pluviométricos | 95 |
| Figura 19 – Curva-chave estação CACISM (Fonte: DOS SANTOS, 2014).... | 95 |
| Figura 20 – Extrapolação pelo Método de Stevens (Fonte: JACCON e CUDO apud SEFIONE, 2002) | 96 |
| Figura 21.1 – Relação Fator Geométrico x Cota..... | 98 |
| Figura 21.2 – Relação Fator Geométrico x Vazão | 99 |
| Figura 21.3 – Extrapolação da curva chave pelo Método de Stevens..... | 99 |
| Figura 22 – Localização dos postos fluviométrico e pluviométrico (Fonte: GARCIA, 2005) | 101 |
| Figura 23 – Curva-chave da estação Cancela (Fonte: GARCIA, 2005) | 102 |
| Figura 24 – Tipos de escoamento: controle de entrada (Fonte: NORMANN; HOUGHTALEN; JOHNSTON, 2001 apud GAIA, 2014) | 107 |
| Figura 25.1 – Sensibilidade dos parâmetros em relação ao volume total escoado..... | 120 |
| Figura 25.2 – Sensibilidade dos parâmetros em relação à vazão de pico ... | 120 |
| Figura 26 – Curva IDF para a cidade de Santa Maria (Fonte: BASSO, 2015 adaptado de BELINAZO, 1991) | 133 |

| | |
|--|-----|
| Figura 27.1 – Seção transversal do trecho 100, com indicação da cota atingida no evento E232 | 134 |
| Figura 27.2 – Seção transversal do trecho 101, com indicação da cota atingida no evento E232 | 135 |
| Figura 27.3 – Seção transversal do trecho 104, com indicação da cota atingida no evento E232 | 135 |
| Figura 27.4 – Seção transversal do trecho 105, com indicação da cota atingida no evento E232 | 135 |
| Figura 27.5 – Seção transversal do trecho 107, com indicação da cota atingida no evento E232 | 136 |
| Figura 27.6 – Seção transversal do trecho 108, com indicação da cota atingida no evento E232 | 136 |
| Figura 28 – Hidrogramas observado, calibrado e simulado no evento E232 | 138 |
| Figura 29.1 – Curva de dupla massa estação COSAN SEDE | 139 |
| Figura 29.2 – Curva de dupla massa estação DAER | 139 |
| Figura 29.3 – Curva de dupla massa estação PLANALTO..... | 140 |
| Figura 29.4 – Curva de dupla massa estação UFSM CCSH | 140 |
| Figura 30.1 – Sensibilidade dos parâmetros em relação ao volume total escoado | 141 |
| Figura 30.2 – Sensibilidade dos parâmetros em relação à vazão de pico | 142 |
| Figura 31.1 – Calibração da série contínua | 145 |
| Figura 31.2 – Validação da série contínua..... | 146 |
| Figura 32 – Curva granulométrica dos sedimentos de fundo (Fonte: DOS SANTOS, 2014)..... | 148 |
| Figura 31.3 – Hidrogramas observado, calculado e simulados | 150 |
| Figura 33 – Curva-chave para o cenário pós-obra | 158 |
| Figura 34.1 – Curva de remanso para o evento E261 | 159 |
| Figura 34.2 – Curva de remanso para o evento E262 | 160 |
| Figura 34.3 – Curva de remanso para o evento E264 | 160 |
| Figura 35.1 – Área de inundação do trecho 116 para o evento E261..... | 161 |
| Figura 35.2 – Área de inundação do trecho 116 para o evento E262..... | 162 |
| Figura 35.3 – Área de inundação do trecho 116 para o evento E264..... | 162 |

| | |
|---|-----|
| Figura 36.1 – Área de inundação dos trechos 116 e 111 para o evento E261..... | 164 |
| Figura 36.2 – Área de inundação dos trechos 116 e 111 para o evento E262..... | 165 |
| Figura 36.3 – Área de inundação dos trechos 116 e 111 para o evento E264..... | 165 |
| Figura 37.1 – E261 com uso do solo atualizado | 167 |
| Figura 37.2 – E262 com uso do solo atualizado | 168 |
| Figura 37.3 – E264 com uso do solo atualizado | 168 |
| Figura 37.4 – E232 com uso do solo atualizado | 169 |
| Figura 37.5 – E261 com uso do solo atualizado e discretização temporal de 5 minutos..... | 170 |
| Figura 37.6 – E262 com uso do solo atualizado e discretização temporal de 5 minutos..... | 170 |
| Figura 37.7 – E232 com uso do solo atualizado e discretização temporal de 5 minutos..... | 171 |
| Figura 38.1 – Seção transversal do trecho 109, com indicação da cota atingida no evento E232..... | 172 |
| Figura 38.2 – Seção transversal do trecho 111, com indicação da cota atingida no evento E232..... | 173 |
| Figura 38.3 – Seção transversal do trecho 113, com indicação da cota atingida no evento E232..... | 173 |
| Figura 38.4 – Seção transversal do trecho 114, com indicação da cota atingida no evento E232..... | 173 |
| Figura 38.5 – Seção transversal do trecho 115, com indicação da cota atingida no evento E232..... | 174 |
| Figura 38.6 – Seção transversal do trecho 116, com indicação da cota atingida no evento E232..... | 174 |
| Figura 39 – Área de inundação para o evento E232..... | 175 |
| Figura 40 – Curva de remanso para o evento E232 | 176 |
| Figura 41.1 – Hidrogramas simulados com e sem reservatórios para o evento E232..... | 177 |
| Figura 41.2 – Hidrogramas simulados com e sem reservatórios para o evento E232 com discretização temporal de 5 minutos..... | 178 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|-----|
| Tabela 1 – Características físicas da área abrangida pela estação Cancela (Fonte: adaptado de GARCIA, 2005)..... | 81 |
| Tabela 2 – Características físicas da área abrangida pela estação CACISM | 81 |
| Tabela 3 – Características das sub-bacias da descrição detalhada (FONTE: adaptado de GARCIA, 2005)..... | 83 |
| Tabela 4 – Caracterização dos trechos ao longo do canal principal..... | 84 |
| Tabela 5 – Coordenadas das seções dos canais irregulares | 84 |
| Tabela 6 – Estações Pluviométricas disponíveis na sub-bacia do Cancela-Tamanday..... | 95 |
| Tabela 7 – Cotas observadas e extrapoladas de acordo com o Fator Geométrico | 97 |
| Tabela 8 – Eventos inicialmente levantados para análise | 111 |
| Tabela 9 – Eventos utilizados nos processos de calibração e validação..... | 118 |
| Tabela 10 – Coeficiente de correlação de Pearson dos parâmetros variados | 121 |
| Tabela 11 – Parâmetros calibrados para cada evento | 124 |
| Tabela 12 – Coeficiente médio de Pearson em relação à precipitação total..... | 125 |
| Tabela 13 – Coeficiente médio de Pearson em relação à intensidade máxima | 125 |
| Tabela 14 – Coeficiente médio de Pearson em relação à intensidade média | 125 |
| Tabela 15 – Coeficiente médio de Pearson em relação à vazão de pico | 126 |
| Tabela 16 – Desempenho do modelo nos eventos calibrados | 127 |
| Tabela 17 – Desempenho do modelo nos eventos calibrados | 129 |
| Tabela 18 – Desempenho do modelo nos eventos validados..... | 130 |
| Tabela 19 – Desempenho do modelo nos eventos validados..... | 131 |
| Tabela 20 – Parâmetros calibrados para o evento E232..... | 133 |
| Tabela 21 – Profundidades limite do leito menor e profundidades atingidas no evento E232..... | 137 |

| | |
|---|-----|
| Tabela 22 – Cotas limite do leito menor e cotas atingidas no evento E232 . | 137 |
| Tabela 23 – Volume de armazenamento necessário para evitar o extravasamento da calha principal do leito menor | 137 |
| Tabela 24 – Coeficiente de correlação de Pearson dos parâmetros variados..... | 142 |
| Tabela 25 – Parâmetros calibrados na série contínua (CONTINUOUS STANHYD e COMPUTE API) | 143 |
| Tabela 26 – Parâmetros calibrados na série contínua (CALIN STANHYD e ROUTE CHANNEL) | 143 |
| Tabela 27 – Velocidades médias máximas permitidas em canais erodíveis (Fonte: LANE, 1955(..... | 147 |
| Tabela 28 – Classificação do tamanho das partículas por meio da escala Wentworh (FONTE: adaptado de DOS SANTOS, 2014 apud BARTRAM E BALLANCE, 1996..... | 148 |
| Tabela 29 – Potencial erosivo do córrego | 149 |
| Tabela 30 – Eventos selecionados para modelagem..... | 151 |
| Tabela 31 – Parâmetros calibrados para cada evento | 152 |
| Tabela 32 – Comparação com os parâmetros calibrados por Garcia (2005) e Beling (2013)..... | 152 |
| Tabela 33 – Desempenho do modelo nos eventos calibrados..... | 153 |
| Tabela 34 – Desempenho do modelo nos eventos validados | 154 |
| Tabela 35 – Desempenho do modelo nos eventos validados | 155 |
| Tabela 36 – Parâmetros calibrados para cada evento | 156 |
| Tabela 37 – Desempenho do modelo nos eventos calibrados..... | 156 |
| Tabela 38 – Constantes C_b e C_c (adaptado de FONTE: CHARBENEAU, HENDERSON e SHERMAN, 2006) | 157 |
| Tabela 39 – Vazões e cotas observadas e simuladas para o cenário pré-obra..... | 157 |
| Tabela 40 – Vazões e cotas observadas e simuladas para o cenário pós-obra | 158 |
| Tabela 41 – Trecho linear inundado nos eventos E261, E262 e E264 | 163 |
| Tabela 42 – Cotas atingidas nos trechos de entrada nos bueiros para o evento E261 | 163 |

| | |
|--|-----|
| Tabela 43 – Cotas atingidas nos trechos de entrada nos bueiros para o evento E262 | 163 |
| Tabela 44 – Cotas atingidas nos trechos de entrada nos bueiros para o evento E264 | 164 |
| Tabela 45 – Vazões simuladas para o cenário pós-obra com uso de solo atualizado | 167 |
| Tabela 46 – Cotas atingidas nos trechos de entrada nos bueiros para o evento E232 | 172 |
| Tabela 47 – Volume de armazenamento necessário para evitar o extravasamento da calha no Arroio Cancela | 176 |

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

| | |
|--------------|---|
| A | área (m^2); |
| a | parâmetro da equação da curva IDF; |
| A_i | área contribuinte a cada instante (t); |
| AENV | Alberta Environment; |
| API | Índice de precipitação antecedente; |
| APII | índice de precipitação antecedente inicial que será usado no cômputo do arranjo dos índices; |
| APIK | coeficiente de depleção do índice de precipitação antecedente; |
| b | parâmetro da equação da curva IDF; |
| c | parâmetro da equação da curva IDF; |
| C | coeficiente variável, função do raio hidráulico e da natureza do leito; |
| C_0 | constante adimensional do reservatório linear de Clark; |
| C_1 | constante adimensional do reservatório linear de Clark; |
| C_b | coeficiente de contração de largura do bueiro; |
| C_c | coeficiente de contração vertical na entrada do bueiro; |
| $C_{máx}$ | cota máxima registrada no evento, em m; |
| C_{NS} | coeficiente de Nash-Stucliffe; |
| C_o | coeficiente de descarga; |
| C_w | coeficiente de descarga do vertedor; |
| dAI ou d_i | Altura de retenção das áreas impermeáveis (mm); |
| dAP ou d_p | Altura de retenção das áreas permeáveis (mm); |
| dE | variação na energia específica; |
| dx | variação na posição longitudinal x; |
| d | parâmetro da equação da curva IDF; |
| D | altura da seção do bueiro (m); |
| D_I | profundidade do fluxo de entrada; |
| D_o | profundidade do fluxo de saída; |
| DCA Y | constante de decaimento do método de Horton; |
| DT | intervalo de tempo dos dados utilizados, lido em minutos; |
| DWF | componente de carga de fluxo de tempo seco da do escoamento de base; |

| | |
|--------------------|--|
| E | média aritmética dos erros; |
| E_+ | média aritmética dos erros positivos; |
| E_- | média aritmética dos erros negativos; |
| $ E $ | média aritmética dos erros em módulo; |
| $Eh_{m\acute{a}x}$ | erro na cota máxima; |
| E_m | erro médio; |
| F | declividade da superfície de água; |
| F_0 | declividade média do canal; |
| F_1 | função quadrática; |
| F_2 | função módulo; |
| F_3 | função inversa; |
| F_4 | função relativa; |
| F_c | infiltração final no método de Horton; |
| F_o | infiltração inicial no método de Horton; |
| FG | fator geométrico; |
| g | aceleração da gravidade (m^2/s^2); |
| GHIDROS | Grupo de estudos Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental |
| h | cota observada, em metros; |
| H_{exced} | chuva excedente; |
| H_W | carga específica (m); |
| i | intensidade da precipitação na equação da curva IDF; |
| i | declividade da linha de carga assumida igual à declividade de fundo (I) do leito e à linha d'água (J); |
| i | Número considerado de dias antecedentes na equação de API; |
| I_{exced} | intensidade de chuva excedente; |
| I_f | declividade da linha de energia (m/m); |
| I_i | fluxos de entrada; |
| I_{med} | intensidade média ao longo do evento; |
| $I_{m\acute{a}x}$ | intensidade máxima registrada no evento; |
| I_n | fluxo normal na profundidade D_I ; |
| I_0 | declividade de fundo (m/m); |
| I_0 | Máxima taxa de infiltração – Horton (mm/h); |
| I_b | Mínima taxa de infiltração – Horton (mm/h); |

| | |
|---------------------|--|
| laper | abstração inicial para as superfícies permeáveis; |
| lAimp | abstração inicial para a superfície impermeável; |
| laRECimp | tempo de recuperação das abstrações iniciais das áreas permeáveis. |
| laRECper | tempo de recuperação das abstrações iniciais das áreas permeáveis. |
| InterEventTime | intervalo de tempo sem precipitação necessário para distinguir um evento do evento seguinte; |
| IMPSWM | Implementation of Stormwater Management Program; |
| K | constante de armazenamento, expressa em unidades de tempo no reservatório linear de Clark; |
| K : | Constante de decaimento – Horton (h^{-1}); |
| k : | Constante de decaimento na equação de API; |
| L | comprimento do trecho; |
| L_w | altura da lâmina d'água acima do vertedor (m); |
| LGI | média da área de drenagem representativa do comprimento de transbordamento do sistema de transporte principal; |
| LGP | profundidade média de um lote sob o qual a superfície de água tem de passar antes de atingir a rua ou o sistema de esgoto; |
| MNI | coeficiente de rugosidade representativo da parte impermeável; |
| MNP | coeficiente de rugosidade representativo da parte superfície permeável; |
| n | coeficiente de rugosidade de Manning; |
| nAI ou n_i | Coeficiente de Manning das áreas impermeáveis; |
| nAP ou n_p | Coeficiente de Manning das áreas permeáveis; |
| nCan ou n_{leito} | Coeficiente de Manning dos canais. |
| N_h | número de vazões calculadas na faixa de extrapolação; |
| O_i | fluxos de saída; |
| O_n | fluxo normal profundidade D_0 ; |
| P_t | precipitação total registrada no evento, em mm; |
| P_t | precipitação no dia t na equação de API; |
| Q | vazão (m^3/s); |
| \bar{Q}_a | vazão média afluente no intervalo Δt ; |

| | |
|----------------------|---|
| Q_{ai+1} | vazão afluente ao final do intervalo Δt ; |
| Q_{ai} | vazão afluente no início do intervalo Δt (t); |
| Q_{CE} | vazão limite acima da qual ocorre erosão no córrego; |
| Q_{ch} | vazão da curva chave na cota h , em m^3/s ; |
| Q_{cm} | vazão da curva chave na cota máxima medida, em m^3/s ; |
| $Q_e(t)$ | vazão efluente no instante (t); |
| \bar{Q}_e | vazão média efluente no intervalo Δt ; |
| Q_{ei+1} | vazão efluente ao final do intervalo Δt ; |
| Q_{ei} | vazão efluente no início do intervalo Δt (t); |
| Q_{eh} | vazão extrapolada na cota h , em m^3/s ; |
| Q_{em} | vazão extrapolada na cota máxima medida na seção, em m^3/s ; |
| Q_{est} | vazão estimada em m^3/s ; |
| Q_{ext} | vazão extrapolada por Stevens; |
| $Q_{m\acute{a}x}$ | vazão máxima registrada ao longo do evento; |
| Q_{obs} | vazão observada na série em m^3/s ; |
| \overline{Q}_{obs} | vazão observada média em m^3/s ; |
| Q_p | vazão de pico; |
| QC_i | vazões simuladas pelo modelo; |
| QO_i | vazões observadas; |
| R^2 | coeficiente de correlação de Pearson; |
| R_h | raio hidráulico (m); |
| S | armazenamento; |
| SEGROUGH | coeficiente de rugosidade de Manning do leito do canal principal; |
| T | tempo de viagem; |
| t | tempo de duração do evento de precipitação na equação da curva IDF; |
| TIMP | total de área impermeável; |
| TR | tempo de retorno do evento de precipitação na equação da curva IDF; |
| V_i | volume escoado a cada intervalo de tempo; |
| $V(t)$ | volume de armazenamento no instante (t); |
| \bar{V} | velocidade média ao longo do trecho; |
| V_n | velocidade normal; |

| | |
|------------|--|
| V | velocidade média do escoamento na seção (m/s); |
| V_t | volume total escoado; |
| x_i | valor da variável x de ordenada i ; |
| \bar{x} | média aritmética das variáveis x ; |
| XIMP | área impermeável diretamente conectada; |
| y_i | valor da variável y de ordenada i ; |
| \bar{y} | média aritmética das variáveis y ; |
| y | altura d'água na seção (m); |
| S_i | volumes de armazenamento; |
| SCI | coeficiente de armazenamento de reservatório linear da porção impermeável da área, em minutos; |
| SCP | coeficiente de armazenamento de reservatório linear da porção permeável da área, em minutos; |
| SCP | Semi-Automatic Classification Plugin; |
| SLPI | média de declividade da parte impermeável; |
| SLPP | média de declividade da parte permeável pela qual passa o . Geralmente representa a declividade de um lote; |
| ΔT | intervalo de tempo de escoamento; |
| ΔS | variação do armazenamento; |
| Δt | variação do tempo; |

LISTA DE ANEXOS

| | |
|--|-----|
| ANEXO A – COMANDOS DISPONÍVEIS NO MODELO | 193 |
| ANEXO B – PARÂMETROS PARA EQUAÇÃO DE INFILTRAÇÃO DE HORTON (1939) BASEADOS NO TIPO DE SOLO..... | 205 |
| ANEXO C – VALORES TÍPICOS PARA ABSTRAÇÃO INICIAL, ARMAZENAMENTO EM DEPRESSÕES E PERDAS POR UMIDADE | 207 |
| ANEXO D – COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DE MANNING PARA VÁRIAS SUPERFÍCIES..... | 209 |

LISTA DE APÊNDICES

| | |
|--|-----|
| APÊNDICE A – HIDROGRAMAS DOS EVENTOS CALIBRADOS | 213 |
| APÊNDICE B – HIDROGRAMAS DOS EVENTOS VALIDADOS | 227 |
| APÊNDICE C – PLANILHAS PARA O CÁLCULO DA CURVA DE REMANSO | 245 |

SUMÁRIO

| | | |
|-------|--|----|
| 1 | INTRODUÇÃO | 33 |
| 2 | JUSTIFICATIVA E OBJETIVOS | 35 |
| 2.1 | OBJETIVO GERAL..... | 35 |
| 2.2 | OBJETIVOS ESPECÍFICOS | 36 |
| 3 | REVISÃO BIBLIOGRÁFICA..... | 37 |
| 3.1 | PEQUENAS BACIAS HIDROGRÁFICAS..... | 37 |
| 3.2 | A URBANIZAÇÃO E AS CONSEQÜÊNCIAS SOBRE OS RECURSOS HÍDRICOS NA BACIA | 38 |
| 3.2.1 | Erosão em Bacias Hidrográficas | 39 |
| 3.2.2 | Inundações | 41 |
| 3.3 | DRENAGEM URBANA..... | 43 |
| 3.3.1 | Sistemas de Drenagem Compensatória e de Baixo Impacto: | 45 |
| 3.4 | MEDIDAS DE CONTROLE DE INUNDAÇÕES: | 47 |
| 3.4.1 | Medidas de Controle não Estruturais | 47 |
| 3.4.2 | Medidas de Controle Estruturais | 48 |
| 3.4.3 | Bacias de Detenção | 51 |
| 3.5 | MODELAGEM HIDROLÓGICA E MONITORAMENTO COMO FERRAMENTAS DE GESTÃO DOS RECURSOS HÍDRICOS: | 52 |
| 3.5.1 | Classificação de Modelos Hidrológicos | 53 |
| 3.5.2 | Análise de Sensibilidade | 55 |
| 3.5.3 | Calibração | 56 |
| 3.5.4 | Validação | 57 |
| 3.5.5 | Simulação | 59 |
| 3.6 | MODELOS HYMO (HYDROLOGIC MODEL):..... | 59 |
| 3.6.1 | Modelo OTTHYMO | 61 |
| 3.6.2 | Modelo SWMHYMO | 62 |
| 3.6.3 | Equações e métodos no modelo SWMHYMO | 64 |

| | | |
|--------------|--|-----|
| 3.6.4 | Aplicações do Modelo SWMHYMO | 73 |
| 4 | MATERIAIS E MÉTODOS..... | 76 |
| 4.1 | ÁREA DE ESTUDO:..... | 76 |
| 4.1.1 | Trechos do canal principal | 82 |
| 4.1.2 | Banco de dados | 92 |
| 4.1.3 | Banco de dados: Estação CACISM | 93 |
| 4.1.4 | Banco de dados: Estação Cancela | 100 |
| 4.2 | APLICAÇÃO DO MODELO SWMHYMO:..... | 102 |
| 4.2.1 | Equacionamento de bueiros retangulares | 106 |
| 4.2.2 | Cálculo da curva de remanso e determinação da área de inundação | 108 |
| 5 | RESULTADOS | 111 |
| 5.1 | CANCELA-TAMANDAY: MODELAGEM DISCRETA POR EVENTOS: | 111 |
| 5.1.1 | Análise de sensibilidade | 119 |
| 5.1.2 | Calibração | 122 |
| 5.1.3 | Validação | 129 |
| 5.1.4 | Simulação: reservatório em evento extremo | 131 |
| 5.2 | CANCELA TAMANDAY: MODELAGEM CONTÍNUA: | 138 |
| 5.2.1 | Análise de consistência de dados | 138 |
| 5.2.2 | Análise de sensibilidade | 141 |
| 5.2.3 | Calibração | 143 |
| 5.2.4 | Validação | 144 |
| 5.2.5 | Simulação: análise de eficiência dos reservatórios | 147 |
| 5.2.6 | Simulação: potencial erosivo | 147 |
| 5.3 | CANCELA: MODELAGEM DISCRETA POR EVENTOS:..... | 151 |
| 5.3.1 | Calibração | 151 |
| 5.3.2 | Validação | 154 |

| | |
|---|-----|
| 5.3.3 Simulação: Cota final e atualização da curva-chave | 155 |
| 5.3.4 Simulação: Curvas de remanso e áreas de inundação no período pré-obra | 159 |
| 5.3.5 Simulação: Uso do solo atualizado e ampliação de bueiro no exutório | 166 |
| 5.3.6 Simulação: Curvas de remanso e áreas de inundação no período pós-obra e com uso do solo atualizado | 171 |
| 5.3.7 Simulação: Reservatório em evento extremo | 176 |
| 6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES | 179 |
| 7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 184 |
| ANEXOS | 191 |
| ANEXO A – COMANDOS DISPONÍVEIS NO MODELO | 193 |
| A.1 Comandos executivos | 193 |
| A.2 Comandos para eventos de chuva (STORM) | 193 |
| A.3 Comandos para hidrogramas | 194 |
| A.4 Comandos de transporte | 198 |
| A.5 Comandos operacionais | 201 |
| A.6 Utilitários | 204 |
| ANEXO B – PARÂMETROS PARA EQUAÇÃO DE INFILTRAÇÃO DE HORTON BASEADOS NO TIPO DE SOLO | 205 |
| ANEXO C – VALORES TÍPICOS PARA ABSTRAÇÃO INICIAL, ARMAZENAMENTO EM DEPRESSÕES E PERDAS POR UMIDADE | 207 |
| ANEXO D – COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DE MANNING PARA VÁRIAS SUPERFÍCIES | 209 |
| APÊNDICES | 211 |
| APÊNDICE A – HIDROGRAMAS DOS EVENTOS CALIBRADOS | 213 |
| APÊNDICE B – HIDROGRAMAS DOS EVENTOS VALIDADOS | 227 |
| APÊNDICE C – PLANILHAS PARA O CÁLCULO DA CURVA DE REMANSO | 245 |

1 INTRODUÇÃO

A bacia hidrográfica, unidade de gestão dos recursos hídricos, é definida por Tucci et al (1993) como uma área de captação natural da água da precipitação, que faz convergir os escoamentos para um único ponto de saída, seu exutório. Ainda segundo o autor, ela pode ser considerada um sistema físico onde a entrada é o volume de água precipitado, e a saída do volume de água escoado no exutório, considerando como perdas os volumes evaporados, transpirados e infiltrados. Cabe aos gestores ambientais o controle dos recursos na bacia. Para Carvalho (2008), a proteção da bacia hidrográfica está intimamente ligada ao uso coerente dos recursos hídricos e do solo em toda a bacia.

No processo de urbanização, áreas antes compostas de vegetação nativa (pré-urbanizadas) são convertidas em áreas urbanas, e de acordo com *Soil Conservation Service (1986)* essa conversão causa problemas para o solo e a água, como aumento da erosão, da descarga e do volume do escoamento em eventos de chuva na bacia. Para Tucci e Collischonn (1998) o aumento das vazões pode ser atribuído ao aumento da capacidade de escoamento através de condutos e canais e à impermeabilização de superfícies, além do aumento da erosão e da consequente maior produção de sedimentos, acelerados pela desproteção das superfícies. Tem-se ainda uma deterioração da qualidade de água devido à lavagem das ruas e ligações clandestinas de esgotos cloacais e pluviais. Todos esses processos acabam prejudicando a qualidade de vida local.

Para diminuição do risco de problemas com os recursos hídricos, é necessária a quantificação do impacto desses processos, sendo, só assim, possível a concepção de melhores projetos de ocupação nas bacias, quantificação a qual passa pela necessidade de compreensão dos processos hidrológicos na bacia, para um melhor planejamento. Segundo Tucci (1998) os processos como a precipitação, evaporação, infiltração e o escoamento em rios dependem de um grande número de fatores que dificultam a análise quantitativa e qualitativa. Para Beling (2013), o uso de modelos hidrológicos e meteorológicos em ambientes computacionais é uma das principais alternativas para compreensão destes processos, e seu uso ainda permite

a predição de eventos futuros, o que torna esses modelos importantes no cotidiano do planejamento do uso e ocupação do solo.

Tucci (1998) define um modelo da seguinte maneira:

O modelo hidrológico é uma das ferramentas que a ciência desenvolveu, para melhor entender e representar o comportamento da bacia hidrográfica e prever condições diferentes das observadas. A simulação hidrológica é limitada pela heterogeneidade física da bacia e dos processos envolvidos, o que tem propiciado o desenvolvimento de um grande número de modelos que se diferenciam em função dos dados utilizados, discretização, das propriedades da representação dos processos e dos objetivos a serem alcançados.

Ainda para o autor o modelo por si só não é um objetivo, mas uma ferramenta para atingir um objetivo. Conclui-se que os modelos são ferramentas que dispomos para auxiliar na tomada de decisões na gestão das bacias hidrográficas. Porém devemos considerar vários fatores para assumirmos os resultados fornecidos pelo modelo como adequados, para James (2005), um modelo é usado para ajudar a selecionar a melhor entre as propostas em questão, e seria fundamentalmente irresponsável e não ético para os modeladores não interpretarem as incertezas inerentes dos resultados dos modelos.

Devido à capacidade de predição dos modelos hidrológicos, eles possibilitam a simulação de cenários com alternativas de controle do escoamento nas bacias hidrográficas. O controle estrutural distribuído do escoamento e dos sedimentos pode ser feito através de medidas BMP (*Best Management Practice*), que segundo Tucci e Collischonn (1998) envolvem o controle da quantidade de água, sedimentos e qualidade de água através de ações distribuídas na bacia, sendo as principais os reservatórios de retenção e amortecimento de cheias, infiltração (bacias e trincheiras de infiltração), áreas úmidas (reservatórios com lâmina d'água e vegetação aquática que retém os sedimentos), e pavimentos permeáveis.

Uma medida de controle estrutural de grande eficiência, que será abordada neste estudo são os reservatórios ou bacias de retenção, que segundo Baptista et al (2011), são estruturas de acumulação temporária e/ou infiltração de águas pluviais utilizadas para atender três funções principais: amortecimento de cheias num contexto urbano como forma de controle de inundações, redução de volumes de escoamento superficial nos casos de bacia de infiltração e ainda a redução da poluição difusa de origem pluvial num contexto urbano. O autor aponta as bacias de

detenção como estruturas que contribuem para a redução dos impactos da urbanização sobre os processos hidrológicos em bacias hidrográficas urbanas.

2 JUSTIFICATIVA E OBJETIVOS

No presente trabalho foram realizadas simulações hidrológicas e avaliações de eficiência de reservatórios de detenção como medida de controle na bacia urbana do Arroio Cancela, na cidade de Santa Maria, já que o processo de urbanização no local gera problemas frente a eventos mais intensos de precipitação, e a modelagem pode ser uma importante ferramenta para auxílio na compreensão dos processos hidrológicos, e consequente tomada de decisão dos gestores responsáveis na bacia. O estudo apresentou os seguintes objetivos:

2.1 OBJETIVO GERAL

O presente trabalho tem como objetivo geral a modelagem hidrológica na bacia urbana do Arroio Cancela, passando pela análise da eficiência de reservatórios de detenção como medida de controle, e do cálculo do potencial erosivo do córrego. O trabalho visa levantar resultados que contribuam no estudo da gestão das águas pluviais em bacias urbanas. Como ferramenta, foi utilizado o modelo SWMHYMO, nunca antes aplicado na região. Trata-se de um modelo contínuo e de eventos isolados, baseado nos princípios de modelos anteriores, como o HYMO, OTTHYMO e QUALHYMO.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Modelar os processos hidrológicos na bacia do Arroio Cancela com a utilização do modelo SWMHYMO;
- Identificar os principais parâmetros da bacia para o modelo SWMHYMO;
- Avaliar o desempenho do modelo SWMHYMO aplicado a uma bacia do sul do Brasil;
- Analisar a modelagem a partir de dados de monitoramento hidrológico e estudos anteriores;
- Identificar o potencial erosivo no córrego;
- Identificar os pontos mais críticos de inundação frente a eventos extremos de precipitação na bacia;
- Simular o funcionamento de reservatórios de retenção em diferentes pontos da bacia, avaliando a eficiência de cada alternativa;
- Analisar os principais efeitos dos reservatórios de retenção na regularização dos hidrogramas e no volume escoado;

O presente documento está organizado da seguinte maneira: 1: introdução geral do tema da pesquisa, 2: justificativa e objetivos para a pesquisa escolhida, 3: revisão bibliográfica, 4: caracterização da área de estudo, banco de dados e metodologia, 5: resultados obtidos, 6: conclusões e recomendações, 7: referências bibliográficas.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O presente capítulo apresenta uma abordagem da teoria na qual a pesquisa será fundamentada, inicialmente introduzindo os conceitos de pequenas bacias hidrográficas, urbanização e drenagem urbana, e por fim com foco na modelagem hidrológica como ferramenta auxiliar de gestão.

3.1 PEQUENAS BACIAS HIDROGRÁFICAS

Para uma bacia poder ser tratada como pequena bacia hidrográfica, deve obedecer a alguns critérios. Segundo Ponce (1989), uma bacia hidrográfica é considerada pequena quando:

- A precipitação pode ser considerada como uniformemente distribuída no espaço, sobre toda a bacia;
- A precipitação pode ser considerada como uniformemente distribuída no tempo;
- A duração das tormentas geralmente excede o tempo de concentração da bacia;
- A geração de água e sedimento se dá principalmente pelo escoamento nas vertentes;
- Os processos de armazenamento e de fluxo concentrado na calha dos cursos d'água são pouco importantes.

Alguns critérios mais comuns classificam como pequena bacia aquela com área de drenagem inferior a 2,5 Km², ou tempo de concentração inferior a 1 hora (Tucci, 2004), porém para Goldenfum (2001) cada bacia possui o seu tipo de ocupação, características particulares e potenciais diferentes, logo a definição das dimensões máximas de uma pequena bacia sempre apresenta algum grau de subjetividade.

É importante atentarmos a essa classificação para análise da bacia, de acordo com Santos et al (2013), as pequenas bacias devem ser levadas em

consideração para fins de estudo, pois se configuram como unidades de análise de alta dinamicidade, pela sua área reduzida, possibilitando análises mais precisas e importantes. De acordo com Goldenfum (2001) aplicações rotineiras de projetos de engenharia normalmente utilizam enfoques simplificados, concentrando a variabilidade de parâmetros e variáveis apenas temporalmente e não espacialmente (modelos hidrológicos concentrados), porém uma representação mais precisa exige a utilização de métodos mais detalhados.

3.2 A URBANIZAÇÃO E AS CONSEQÜÊNCIAS SOBRE OS RECURSOS HÍDRICOS NA BACIA

O crescimento da população urbana e de áreas urbanas é inevitável e de suma importância no desenvolvimento da sociedade, segundo Tucci (2003), no Brasil, o grande desenvolvimento urbano ocorreu no final dos anos 1960 até o final dos anos 1990, quando o país passou de 55 % de população urbana para 76 %, e, atualmente, segundo o último censo do IBGE, de 2010, encontra-se em 84%. Esse crescimento, porém, se dá de forma desordenada e sem planejamento, acarretando graves impactos ambientais, principalmente sobre os recursos hídricos, e prejudicando a qualidade de vida local. Para Canholi (2005), a ação do homem tem papel determinante para o estado deplorável em que se encontra o saneamento básico no país no tocante à drenagem urbana.

Dentre os principais impactos dessa ação desordenada, Kipper (2015) cita a remoção da cobertura vegetal nativa, que antes protegia o solo e retinha água, em substituição muitas vezes por concreto e asfalto, causando a impermeabilização do solo e aumentando drasticamente a vazão de escoamento superficial, além de alterações na canalização natural de rios, e um grande aumento na demanda de resíduos sólidos. Todo esse processo gera modificações no ciclo hidrológico natural, podendo aumentar o valor da vazão de pico em até sete vezes em comparação ao estado de pré-urbanização da bacia, causando problemas com inundações, erosão e produção de sedimentos, e deterioração da qualidade da água se tornam inevitáveis.

O prejuízo de um processo de urbanização desordenado é forte motivo para estudos de medidas mais sustentáveis para manejo dos recursos hídricos, segundo Tucci (2003) irracionalidades dos projetos levam a custos insustentáveis, podendo chegar a ser dez vezes maior do que o custo de amortecer o pico dos hidrogramas e diminuir a vazão máxima para jusante através de uma detenção.

3.2.1 Erosão em Bacias Hidrográficas

Simões e Coiado (2001) define erosão como um conjunto de processos de desgaste de solo e rochas, e segundo Hernani et al (2002), no Brasil tem-se uma média de 822,7 milhões de toneladas de solo agrícola perdido por ano.

O processo de erosão pode-se dar de forma natural ou acelerada, quando influenciada pela ação do homem ou por catástrofes como terremotos, grandes inundações ou erupções vulcânicas. Para Scapin (2005) a erosão acelerada pela ação antrópica pode causar muitos problemas, dentre os quais: a destruição das nascentes de rios, a remoção da camada fértil do solo e a degradação em cursos d'água.

Carvalho (2008) classifica ainda quatro diferentes tipos de erosão;

- Erosão hídrica superficial: causada pela ação da chuva e do escoamento;
- Erosão por remoção em massa: ocorre devido à efeitos da gravidade e à perda de coesão no solo devido à saturação;
- Erosão fluvial: causada pela água dos rios;
- Erosão eólica: causada pelo vento com a remoção de material superficial mais fino.

O processo de erosão hídrica é um dos principais agentes na degradação do solo, e segundo De Macedo (2010), é constituído de quatro fases distintas: impacto, ocasionado pelo choque da chuva com solo descoberto, desagregação, caracterizado pelo desprendimento do sedimento do solo, transporte e deposição.

Ainda, segundo Carvalho (2008), o processo de sedimentação provém da erosão, onde temos o transporte e deposição de sedimentos no leito do rio.

O transporte dos sedimentos erodidos pode se dar de três maneiras:

- Carga sólida de arraste: partículas de sedimentos que rolam e escorregam sobre o leito;
- Carga sólida saltante: partículas que saltam pela colisão com as demais e pela corrente d'água;
- Carga sólida em suspensão: partículas de peso reduzido mantidas em suspensão ao longo do curso d'água.

De acordo com Scapin (2002) os sedimentos em suspensão atuam como portadores de poluentes, bactérias e vírus, prejudicando a qualidade da água, o transporte de sedimento do leito pode diminuir as profundidades dos canais, prejudicando a navegação e provocando inundações, e o depósito de sedimentos pode reduzir a vida útil de um reservatório, provocar também inundações, assorear canais prejudicando assim, a navegação, a irrigação, a dessedentação de animais, a flora e a fauna locais e o lazer.

Os processos erosivos são influenciados pela intensidade e energia cinética da chuva, proporcionadas por uma forte precipitação, pela erodibilidade dos solos, relacionada às suas características físicas e químicas, e pela proteção do solo originada pela sua cobertura vegetal (Álvares e Pimenta, 1998).

Segundo Daronco (2008) “os locais onde os solos são mais susceptíveis e desprotegidos favorecem a aceleração de tais processos, nestes casos a erosão superficial é responsável pelo arraste de um volume considerável de solo para o interior das calhas de rios”. Isso acontece em particular nas regiões onde ocorrem grandes volumes de escoamento superficial, que é o principal fator hidrológico responsável pelo carreamento dos sedimentos nas bacias hidrográficas.

3.2.2 Inundações

Dentre os principais problemas ambientais causados pela ocupação urbana em vales fluviais e zonas costeiras encontram-se as inundações. Para Beling (2013) essas inundações decorrentes da urbanização não são apenas exclusividades dos grandes centros urbanos, pois as cidades menores também são afetadas pelos prejuízos econômicos e sociais causados por elas.

Butler e Davies (2000) detalham o processo de inundação, para uma bacia urbanizada, com superfície impermeabilizada da seguinte maneira:

O fluxo irá tanto chegar como escoar mais rapidamente, e a vazão de pico será maior (além de que a redução na infiltração prejudica a recarga das águas subterrâneas).

Isso obviamente eleva o risco de inundações repentinas no rio, e piora a qualidade de água. O rápido escoamento da água da chuva faz com que os poluentes e sedimentos sejam carregados da superfície para o rio. Num sistema artificial, é mais provável que se tenham mais poluentes na área de drenagem e no ar que num sistema natural. Ainda, sistemas de drenagem onde as águas residuais não são separadas das águas pluviais permitem a entrada das águas residuais no rio.

Os autores ainda encerram apontando os principais efeitos da urbanização sobre a drenagem: produção de maiores e mais rápidos picos de vazão, a introdução de poluentes, e a necessidade de tratamento das águas residuais. Segundo Canholi (2005), enquanto nos países desenvolvidos as questões de drenagem urbana concentram-se nos aspectos relativos à qualidade da água, com práticas ligadas ao controle de inundações mais avançadas, no Brasil, o controle quantitativo ainda é o principal foco.

A gravidade de uma inundação depende de condições de relevo da bacia hidrográfica, zona de ocorrência e circulação de tempestades, umidade e permeabilidade do solo, drenagem empregada, entre outros. Já a classificação, pode ser de acordo com sua duração (rápida ou lenta), e de acordo com o local de ocorrência (costeira, ribeirinha ou urbana). Para Tucci (1995) as inundações em áreas urbanas são consequências da ocorrência isolada ou simultânea das enchentes em áreas ribeirinhas, que são cheias naturais que ocupam o leito maior dos rios, e a urbanização, que são inundações provocadas pelas modificações impostas no processo de urbanização.

Nas inundações urbanas, o sistema de drenagem urbana implantado deve absorver os impactos causados pela urbanização, porém esse sistema muitas vezes é falho, subdimensionado, ou apenas transfere o problema a jusante, gerando inundações urbanas localizadas e com grandes impactos, dos quais podemos destacar:

- Aumento da temperatura;
- Assoreamento com instabilização das seções de drenagem, com redução da capacidade de escoamento de rios e lagos;
- Transporte de poluentes agregados ao sedimento, que poluem as águas pluviais;
- Contaminação de aquíferos;

A figura 1, apresentada por Schueler (1978) retrata as condições de pré e pós-urbanização de uma bacia.

Um sistema de drenagem eficiente deve drenar o escoamento sem produzir impactos nem no local nem a jusante. Durante anos apenas trabalhou-se com retificação dos cursos de água, ou revestimento de suas calhas, gerando graves consequências à jusante, pois apenas transfere a inundação junto com todos seus impactos, o que leva a elevados custos ao município, sem resolver o problema. Porém, existem medidas preventivas, que tomam como base novas premissas em relação à drenagem, com conceitos de infiltração e amortecimento por reservação.

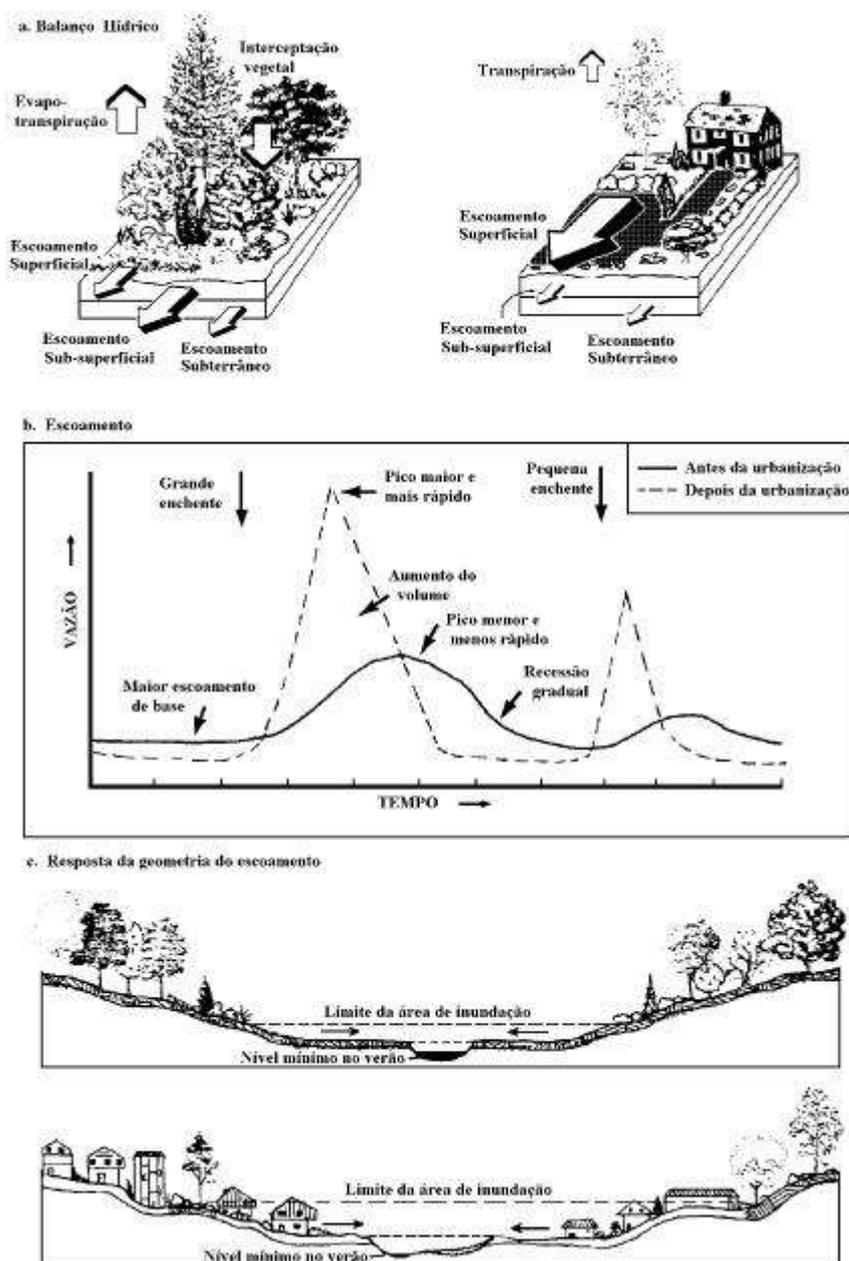


Figura 1 – Conseqüências do avanço da urbanização em uma bacia (Fonte: SCHUELER, 1987)

3.3 DRENAGEM URBANA

De acordo com Baptista et al (2011), na Idade Antiga, a proximidade das cidades e dos cursos d'água acarretava, frequentemente, problemas de excedentes de água, e ocorrência de inundações em áreas ribeirinhas, o risco porém, era relativamente bem aceito. Porém, ainda segundo o autor, a partir do surgimento do preceito higienista, que preconizava canalização e controle dos cursos d'água

urbanos, entre outros, como meio de reduzir a ocorrência de doenças de veiculação hídrica, esta relação foi alterada.

No método higienista viu-se a necessidade de evacuação para fora do meio urbano o mais rápido possível das águas pluviais e de esgoto, que passou a ser feita por condutos artificiais, para zonas protegidas e tratadas. Mais tarde veio o sistema separador absoluto pluvial/esgoto, chegando ao sistema de drenagem convencional que ainda é muito utilizado nos dias de hoje.

No sistema de drenagem pluvial convencional as torrentes originadas pela precipitação desembocam em bueiros e sarjetas, e são escoadas por tubulações que alimentam condutos secundários a partir do qual atingem o fundo do vale, com escoamento topograficamente bem definido a jusante. O escoamento no fundo do vale é a macrodrenagem, e o sistema que capta a água e a conduz até ele é a microdrenagem. Resumindo, a água é captada e drenada de forma mais rápida possível para jusante, porém isso gera impactos ambientais graves na região dos corpos receptores, e acaba sendo apenas uma transferência do problema, uma solução pontual, mas não definitiva. Para Matias (2006), a tendência natural da urbanização é de ocorrer no sentido de jusante para montante, pelas características do relevo. Quando um loteamento é licenciado, os municípios costumam apenas exigir que o sistema de drenagem pluvial seja eficiente no sentido de escoar a água que se precipita no loteamento, e a consequência dessa falta de planejamento e regulamentação pode-se traduzir em inundações nas áreas mais antigas, localizadas a jusante.

Os sistemas que visam evitar esse tipo de problema dos sistemas convencionais buscam em grande parte o controle na fonte, tomando como base a importância da infiltração da água no solo, e o seu armazenamento na fonte geradora do escoamento.

Seguindo essa premissa, surgiram os conceitos de drenagem compensatória ou BMP (*Best Management Practices*) e LID (*Low Impact Development*), que visam uma redução de volumes e vazões próximos aos obtidos antes do processo de urbanização.

3.3.1 Sistemas de Drenagem Compensatória e de Baixo Impacto:

As soluções compensatórias (BMP), em conjunto com estruturas convencionais, buscam compensar impactos da urbanização através de dispositivos que aumentam a infiltração de água no solo, e/ou buscam uma reservação de volume de água.

Dentre as estruturas que visam aumentar a infiltração do solo, podemos destacar trincheiras e valas de infiltração, calçadas permeáveis e poços de drenagem. Todos buscam uma compensação contra impermeabilidade do solo imposta pelo processo de urbanização, tentando recuperar a capacidade natural do local, aumentando-a em devidos pontos.

Dentre as estruturas de reservação, podemos destacar reservatórios e bacias de detenção (figura 2) ou retenção, sendo o último mantendo um nível de água constante, o que diminui a perda da qualidade da água reservada. Deve-se ter um grande cuidado com estes dispositivos, pois eles não diminuem o volume escoado, apenas o reservam por um tempo, e se não forem bem projetados e controlados, podem gerar problemas como acúmulo de resíduos sólidos, ruptura, transbordamento e inundações maiores, se a água for liberada simultaneamente em mais de um reservatório sem o controle da demanda.

Outra desvantagem é o fato de exigir uma demanda de espaço que poderia ser ocupado por outras estruturas, como recreacionais, sendo assim, é comum buscar o uso integrado de reservatórios a outras finalidades, como bacias de detenção, que quando secas podem servir de pista de skate, estacionamento, quadra de futebol, ou praças. Podemos destacar ainda os pavimentos permeáveis, que são estruturas de infiltração e reservação, e funcionam como via para o trânsito de carros e pessoas.



Figura 2 – Bacia de retenção em Porto Alegre-RS, que funciona como campo de futebol quando seca (Fonte: CONCREMAT, 2011)

Diferentemente das medidas compensatórias, que buscam compensar os problemas de drenagem, as medidas de desenvolvimento de baixo impacto (LID) são preventivas, buscam uma aproximação das condições hidrológicas naturais da paisagem, preservando ao máximo os sistemas naturais. A premissa principal é gerenciar o controle na fonte, e isso pode ser obtido com técnicas como a distribuição da ocupação em lotes menores, manutenção de uma maior área verde, retirada do meio-fio das ruas de menor tráfego, integração do asfalto a gramados, visando que toda água seja infiltrada no solo. Essa adaptação das estruturas às características da paisagem é conhecida por Prática Integrada de Gerenciamento (*IMP – Integrated Management Practices*) e uma aplicação da mesma é mostrada na figura 3.



Figura 3 – Conjunto hospitalar em Oregon, Portland, com pavimentos que permitem a infiltração e vasta área verde (Fonte: CONCREMAT, 2011)

Não existe apenas uma medida de controle de inundações que se aplique para certo local, sempre deve ser feito um estudo, e levados em conta fatores como relevo local, localização na bacia, urbanização da bacia, disponibilidade de recursos e uma análise custo versus funcionalidade da medida a ser adotada, podendo ainda serem empregadas mais medidas para trabalharem em conjunto.

No presente estudo, apenas foi avaliada a alternativa da implantação de um reservatório de retenção, que se caracteriza como medida compensatória. A aplicação dos conceitos LID não foi considerada nas simulações.

3.4 MEDIDAS DE CONTROLE DE INUNDAÇÕES:

De acordo com Canholi (2005) as medidas de correção e/ou prevenção que visam minimizar os danos das inundações são classificadas, de acordo com sua natureza, em medidas estruturais (obras implantadas visando à correção e ou prevenção dos problemas decorrentes das enchentes) e não estruturais (normas, regulamentos, programas).

As medidas de controle apresentam maior efetividade quando aplicadas em conjunto.

3.4.1 Medidas de Controle não Estruturais

Buscam definir a ocupação do solo de modo a minimizar os efeitos do escoamento sobre a superfície, de maneira preventiva.

O gerenciamento é centrado no Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDU) e de acordo com Tucci (1997), devido à interferência que a ocupação do solo tem sobre a drenagem urbana existem elementos do PDDU introduzidos no Plano Diretor Urbano ou nas leis de uso e ocupação do solo.

Nesses planos e na legislação são estabelecidas medidas como taxas limite para impermeabilização do solo, incentivos fiscais a empreendimentos com redução das superfícies impermeáveis, reservação de áreas para a manutenção de espaços abertos, redução de largura de acostamentos, entre outros, além das medidas de controle focadas a áreas mais sujeitas a inundações, como sistemas de previsão e alerta de inundações, zoneamento de áreas inundáveis, construções a prova de inundações, e seguro contra inundações.

Uma medida estrutural muito importante é a educação ambiental, para Tucci (2002) a educação de engenheiros, arquitetos, agrônomos e geólogos, entre outros profissionais, da população e de administradores públicos é essencial para que as decisões públicas sejam tomadas conscientemente por todos, e está entre os princípios do PDDU. Ainda segundo o autor a educação envolve os seguintes programas:

- Atualização dos engenheiros de drenagem urbana;
- Arquitetos e engenheiros que projetam obras na cidade;
- Gestores urbanos;
- Educação da população.

3.4.2 Medidas de Controle Estruturais

São estruturas que mudam o meio físico natural, visando o controle do escoamento de modo que não prejudique o meio em questão. Incluem o uso de canalizações, estruturas de armazenamento e infiltração. Podem ser classificadas de acordo com sua escala de ação na bacia hidrográfica, atuando na fonte, na microdrenagem ou na macrodrenagem.

As medidas de controle estrutural na fonte buscam corrigir a alteração causada no ciclo hidrológico o mais próximo possível de seu ponto de início. Dentre essas medidas de tratamento na fonte podemos destacar:

- Preparo do solo;
- Bio-retenções;
- Telhados verdes;
- Pavimentos permeáveis;
- Trincheiras de infiltração;
- Microreservatórios.

As medidas de controle na microdrenagem fazem-se necessárias quando o controle na fonte não é suficiente para recuperar os aspectos hidrológicos naturais, e consistem no manejo das águas provenientes de lotes e loteamentos. As estruturas mais empregadas são canalizações, método convencional de transporte das águas que visa escoá-la o mais rápido possível a jusante, mas também podem ser utilizados métodos compensatórios, como bacias de detenção ou retenção, e banhados artificiais, que buscam uma melhora nos aspectos hidrológicos do local.

O método de drenagem por canalizações inicia a captação por meio de sarjetas que são como valetas instaladas nas margens das ruas, a céu aberto, em meio ao trajeto dessas sarjetas são executadas bocas de lobo, que são estruturas para recolher a água superficial e levá-la às galerias instaladas subterraneamente, geralmente são instaladas na forma de aberturas no meio-fio do passeio, mas também podem ser instaladas na superfície do pavimento, com grades.

Toda água pluvial que escoar superficialmente deve ser recolhida por estas estruturas e transferida às canalizações subterrâneas, que irão aumentando seu diâmetro de acordo com a demanda, e levando o excesso de escoamento sempre a jusante até um destino final. É uma solução rápida para a área em questão, o problema é que gera danos a jusante para onde é passado todo excesso de escoamento, não sendo uma medida sustentável em longo prazo. Sua utilização, porém, pode ser a mais adequada em alguns casos específicos, como em regiões muito planas, com lençol freático aflorando, e que ficaria inviável o uso de reservatórios.

Outra medida estrutural na microdrenagem é a bacia de armazenamento ou detenção, que será aprofundada no item 3.4.3.

Quando se chega a um diâmetro ou seção transversal acima de determinado valor, definido no Plano Diretor da cidade, as medidas de controle são consideradas como na macrodrenagem.

Numa situação ideal não seria necessário o uso de drenagem nessa escala, mas isso fica muito difícil visto que muitas cidades avançam sem o devido planejamento em meio a áreas inundáveis. Assim sendo é necessário o planejamento de bacias de reservação maiores, e/ou galerias em cota topográfica e localização adequada a receber as águas de vários pontos da cidade, pelos sistemas de microdrenagem, levando a um corpo receptor, sendo o ideal uma estação de tratamento. Seu dimensionamento e funcionamento seguem os mesmos princípios das medidas estruturais na microdrenagem.

Baptista et al (2011) apresenta uma divisão para as medidas estruturais compensatórias em bacias, obras lineares e obras pontuais. O autor resumiu as medidas compensatórias estruturais e não estruturais, e estão apresentadas neste trabalho na figura 4:

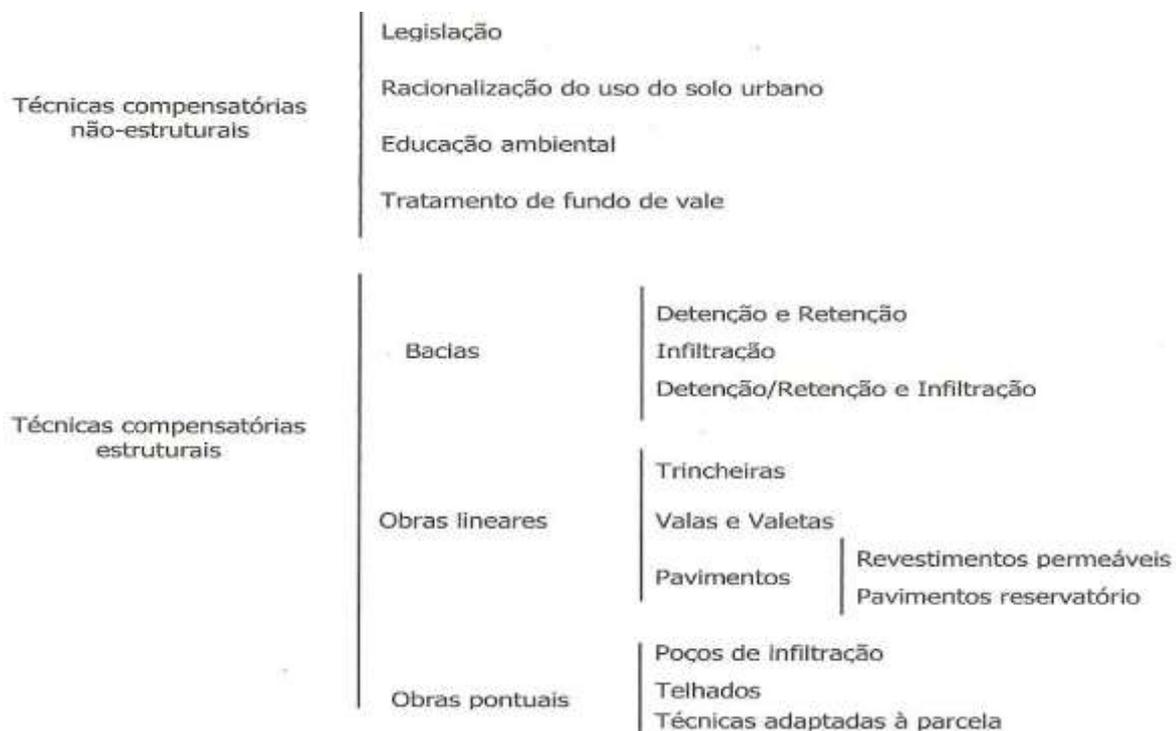


Figura 4 – Medidas compensatórias estruturais e não estruturais (Fonte: BAPTISTA et al, 2011)

3.4.3 Bacias de Detenção

De acordo com Jha, Bloch e Lamond (2012) o armazenamento da água ocorre naturalmente em uma bacia hidrográfica, em planícies de inundação e lagos, e dispositivos artificiais podem criar armazenamento, como reservatórios e poços de detenção, e zonas de inundação deliberadas como campos rurais de inundação, ou em zonas urbanas, praças e estacionamentos.

Dessas estruturas de armazenamento, as bacias de detenção, segundo PROSAB (2009) são projetadas para reter parte do volume escoado na bacia a montante, permitindo amortecer a vazão máxima escoada, com objetivo de impedir a inundação de áreas a jusante. Ainda segundo o autor, funcionam em série com a rede de drenagem, esvaziando-se completamente entre eventos, protegendo a rede de drenagem a jusante.

Quanto ao funcionamento das bacias de detenção, podem funcionar de maneira *on-line* e *off-line*. Segundo Canholi (2005) os reservatórios *on-line* encontram-se na linha principal do sistema de drenagem e restituem os escoamentos de forma atenuada e retardada ao sistema de drenagem, com funcionamento contínuo, já os reservatórios *off-line*, retêm volumes de água que são desviados da rede de drenagem principal, em eventos de inundações, devolvendo de forma amortecida ao sistema. Podemos ainda ter reservatórios de dois tipos funcionando em conjunto. A figura 5, apresentada pelo autor, exemplifica o funcionamento desses reservatórios.

A ativação do reservatório na situação *off-line* é controlada por um dispositivo *bypass*, que bloqueia a entrada de vazões menores que a vazão de projeto determinada para o funcionamento do mesmo.

Quanto ao dimensionamento de reservatórios de detenção, Jha, Bloch e Lamond (2012) indicam as seguintes etapas:

1. Identificar locais adequados para armazenamento temporário;
2. Determinar a profundidade máxima de inundação para cada local;
3. Estimar o volume de armazenamento obtido e incluído num modelo hidrológico, se apropriado;
4. Especificar os dispositivos de saída;
5. Considerar as questões de saúde e segurança.

Quanto à determinação do volume, segundo Canholi (2005) estimam-se valores a reservar tanto na fase de planejamento como na fase de projeto, e há ainda uma fase anterior à de planejamento, em que o projetista tem que decidir se uma obra de retenção deve ser considerada. Métodos simplificados expeditos têm seu valor na fase inicial de tomada de decisão, nos passos seguintes, deverão prevalecer métodos mais complexos, como os métodos computacionais.

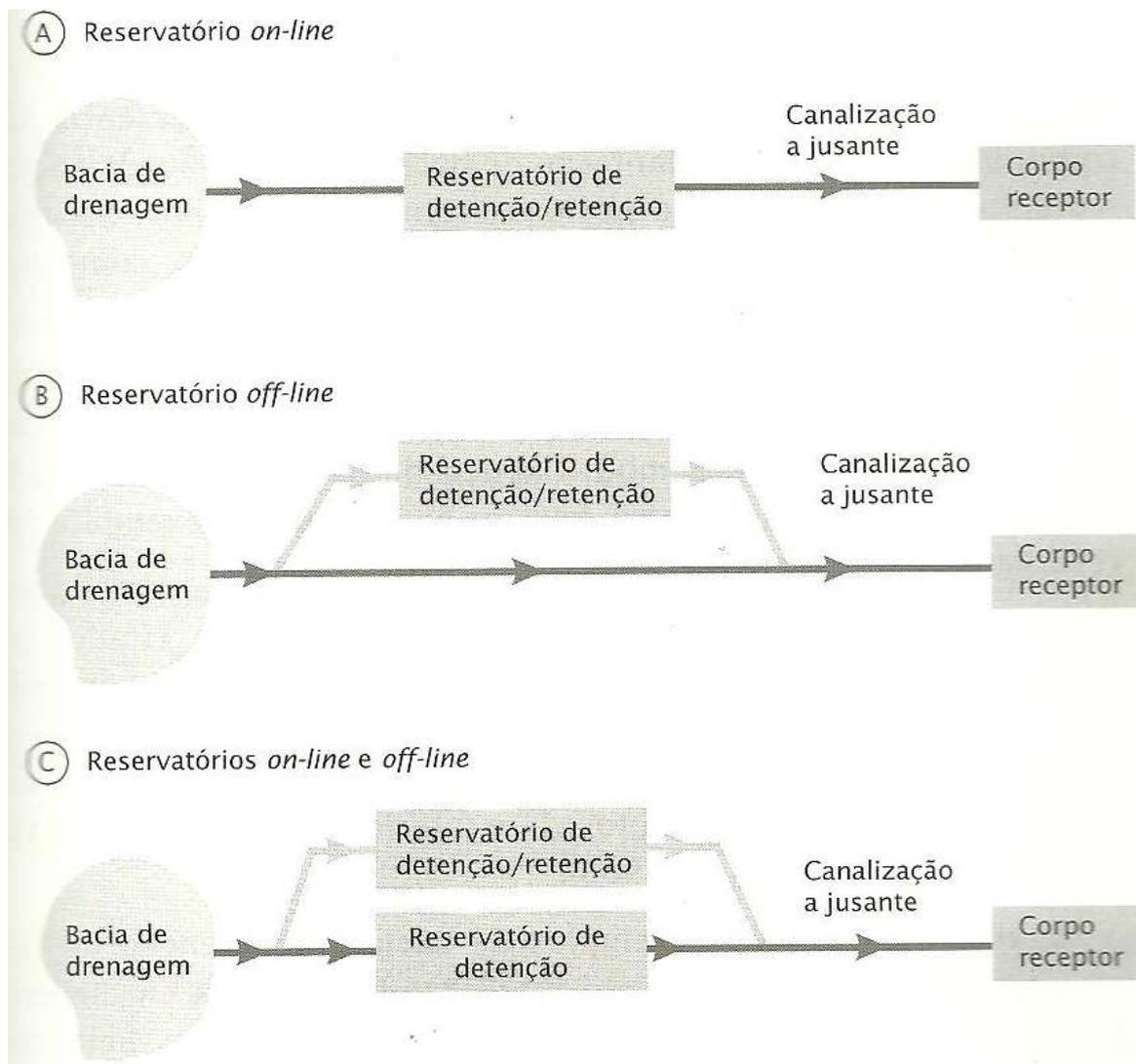


Figura 5 – Reservatórios *on-line* e *off-line* (Fonte: CANHOLI, 2005)

3.5 MODELAGEM HIDROLÓGICA E MONITORAMENTO COMO FERRAMENTAS DE GESTÃO DOS RECURSOS HÍDRICOS:

Modelos hidrológicos são importantes ferramentas, que nos auxiliam na compreensão, e previsão do comportamento hidrológico das bacias. É muito importante ressaltar, porém, que segundo Paiva et al (2001) embora ferramentas de valiosa eficácia, são de pouca serventia quando não se dispõe de dados para sua calibração e validação. Assim sendo, é de fundamental importância o constante monitoramento das variáveis hidrológicas na bacia, para uma gestão eficiente dos recursos hídricos. Além de dados confiáveis, analisados criteriosamente, e de séries longas de dados, também é necessário que o hidrólogo que vai aplicar o modelo tenha um conhecimento profundo sobre seu funcionamento e sua adequação ou não à bacia em questão. De acordo com Machiwal e Jha (2012) “Nenhum modelo ou técnica, não importa o quão complexos sejam, pode substituir o papel vital de hidrólogos competentes e seus conhecimentos em relação aos sistemas hídricos, na tomada de decisões para resolver os problemas da água.”

O funcionamento do modelo vai de acordo com sua classificação, e segundo Rennó e Soares (2000), os modelos comumente são classificados, dentre outras formas, de acordo com o tipo de variáveis utilizadas na modelagem, sendo estocásticos ou determinísticos, de acordo com o tipo de relações entre essas variáveis, sendo empíricos ou conceituais, pela forma de representação dos dados, sendo discretos ou contínuos, pela consideração da existência ou não de relações espaciais, sendo pontuais (concentrados) ou distribuídos, e ainda considerando a existência de dependência temporal, sendo estáticos ou dinâmicos.

3.5.1 Classificação de Modelos Hidrológicos

Quanto às variáveis utilizadas, a distinção entre modelos estocásticos e determinísticos está ligada ao conceito de probabilidade aplicado às variáveis. De acordo com Chow (1964) apud Tucci (1998) se a chance da ocorrência das variáveis é levada em conta, com o conceito de probabilidade introduzido na formação do modelo, trata-se de um modelo estocástico. Se a chance de ocorrência das variáveis é desconsiderada, e o modelo segue uma lei definida é dito determinístico. Ainda, para Beven (2001) modelos determinísticos permitem apenas uma resposta para uma simulação com os mesmo dados de entrada e os mesmos parâmetros,

enquanto modelos estocásticos permitem aleatoriedades ou incertezas nas possíveis respostas frente a incertezas nos dados de entrada, condições de contorno ou parâmetros do modelo.

Na abordagem dos tipos de relações entre as variáveis, têm-se os modelos empíricos e conceituais. De acordo com Tucci (1998) um modelo é dito conceitual quando as funções utilizadas em sua elaboração levam em consideração os processos físicos, definição esta que é estabelecida para diferenciá-los dos modelos empíricos ou caixa preta (black-box), onde se ajustam os dados calculados aos observados através de funções que não tem nenhuma relação com os processos físicos envolvidos. Porém, ainda segundo o autor, a definição de modelo conceitual é artificial, ao passo que funções empíricas também são utilizadas (Darcy, Horton, etc), mas relacionadas com a física do sistema. Por fim, Tucci (1988) apresenta ainda uma subdivisão proposta por alguns autores, considerando modelos semi-conceituais, que relacionam características dos processos, porém mantendo certo empirismo nos parâmetros das equações envolvidas e modelos físicos, que utilizam as principais equações diferenciais do sistema físico para representar os processos e os seus parâmetros, se aproximando mais da física do sistema. Os últimos, porém, apresentam dificuldades na variabilidade espacial dos processos e na dificuldade de estimar os parâmetros.

Outra distinção muito importante é a de modelos concentrados ou distribuídos. De acordo com Beven (2001), a primeira escolha do modelador está em usar um modelo concentrado ou distribuído. Ainda segundo o autor, modelos concentrados tratam a bacia como uma unidade, com as variáveis de estado que representam médias ao longo da área de drenagem. Já os modelos distribuídos fazem previsões distribuídas no espaço com variáveis de estado que representam médias locais, sendo a bacia discretizada em um grande número de elementos, e as equações do modelo solucionadas para cada elemento.

Sobre a forma de representação de dados, é importante um cuidado em relação à definição de sistema contínuo ou discreto, e da aplicação do modelo de maneira contínua ou discreta. Tucci (1998) define um sistema como contínuo quando os fenômenos são contínuos no tempo, e discreto quando as mudanças de estado se dão em intervalos discretos. Ainda segundo o autor, a maioria dos

sistemas hidrológicos são contínuos, mas representados por modelos discretos. Para Marinho Filho et al (2012) modelos discretos (por evento) objetivam a modelagem de períodos isolados da série, normalmente buscando representar eventos de cheia ou recessão, enquanto modelos contínuos buscam representar longos períodos da série, muitas vezes contemplando épocas com comportamentos hidrológicos distintos, fato que, segundo os autores, faz esses modelos apresentarem uma estrutura mais detalhada, para simular com exatidão todas as fases do ciclo hidrológico, porém, segundo Marinho Filho et al (2012), mesmo modelos denominados contínuos no tempo apresentam uma discretização temporal, denominada passo de cálculo, pois, muitas vezes, os fenômenos do ciclo hidrológico são representados por equações diferenciais que não possuem solução analítica. Devido a essa discretização temporal apresentada na modelagem contínua, que pode-se afirmar que mesmo a maioria dos sistemas hidrológicos sendo contínua, é representada por modelos discretos.

Por fim, de acordo com Rennó e Soares (2000), os modelos podem ser estáticos quando, com um conjunto de dados de entrada produz-se um resultado oriundo da resolução das equações do modelo em um único passo, ou dinâmicos quando se utiliza o resultado de uma iteração como entrada para uma próxima iteração.

Tendo definido o tipo do modelo, o processo de modelagem deve envolver quatro fases: análise de sensibilidade, calibração, validação e simulação.

3.5.2 Análise de Sensibilidade

Nesta etapa, cada parâmetro é variado isoladamente, em intervalos percentuais, e é avaliada a influência causada pelo parâmetro nos dados de saída. A análise de sensibilidade é uma etapa muito importante no processo de modelagem, pois sua resposta auxiliará o processo posterior de calibração, e o planejamento das campanhas em campo de monitoramento. De acordo com Beven (2001) a eficiência da calibração dos parâmetros seria claramente melhorada se fosse possível concentrar os esforços nos parâmetros aos quais o modelo é mais sensível. Uma

alternativa para avaliar a correlação dos parâmetros medidos com uma variável do modelo é o coeficiente de correlação de Pearson que mede o grau de correlação linear entre duas variáveis, e é dado pela equação (1):

$$R^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} = \frac{cov(X,Y)}{\sqrt{var(X) \cdot var(Y)}} \quad (1)$$

Onde:

x_i = valor da variável x de ordenada i ;

\bar{x} = média aritmética das variáveis x ;

y_i = valor da variável y de ordenada i ;

\bar{y} = média aritmética das variáveis y .

Um valor de 1 indica uma correlação diretamente proporcional perfeita, enquanto -1 indica uma correlação inversamente proporcional perfeita. O valor de 0 significa que as variáveis não dependem linearmente uma da outra, podendo porém ter uma dependência não linear.

3.5.3 Calibração

Na fase de calibração são variados os parâmetros do modelo visando uma melhor relação entre os resultados apresentados pelo modelo e os resultados medidos em campo nas campanhas de monitoramento. O processo de calibração, de acordo com James (2005) é mais intenso computacionalmente do que a análise de sensibilidade. Ainda segundo o autor, a proposta do processo é de encontrar os “melhores” valores para os parâmetros difíceis. A calibração começa dos parâmetros mais sensíveis, se procedendo para os menos sensíveis.

A busca dos valores ótimos para cada parâmetro é auxiliada por funções objetivo. Para Bravo et al (2007) função objetivo é uma medida de desempenho do problema analisado, e na calibração de modelos chuva-vazão, é uma equação utilizada para calcular uma medida numérica da diferença (erro) entre os resultados do modelo (geralmente um hidrograma) e os valores observados dessa mesma

variável de saída. De acordo com Tucci (1998) as principais funções objetivo utilizadas em hidrologia são as seguintes:

Função quadrática:

$$F_1 = \sum_{i=1}^N (QO_i - QC_i)^2 \quad (2.1)$$

Sendo QO_i as vazões observadas, e QC_i as vazões simuladas pelo modelo. Essa função dá um peso maior para as vazões maiores

Função módulo:

$$F_2 = \sum_{i=1}^N |QO_i - QC_i| \quad (2.2)$$

Essa função continua dando peso aos valores maiores, mas é pouco utilizada.

Função inversa:

$$F_3 = \sum_{i=1}^N \left(\frac{1}{QO_i} - \frac{1}{QC_i} \right)^2 \quad (2.3)$$

Essa função inverte as prioridades, dando ênfase aos valores de vazões menores, auxiliando na calibração dos mínimos da série.

Função relativa:

$$F_4 = \sum_{i=1}^N \left(\frac{QO_i - QC_i}{QO_i} \right)^2 \quad (2.4)$$

Já essa função objetivo procura retirar o peso excessivo dado aos valores absolutos da função F_1 , enfatizando melhor o peso dos valores relativos.

O autor então conclui que a escolha da função objetivo depende do uso do modelo, num ajuste do modelo para inundações, é mais adequado o uso da função F_1 , que dá ênfase a vazões maiores, já numa simulação de uma sequência de vazões para operação ou dimensionamento de reservatórios, o ajuste busca que as frequências das vazões observadas e calculadas sejam semelhantes, sendo adequada a função F_4 .

Importante ressaltar que no presente estudo as equações são apresentadas como revisão, apontando as alternativas que podem ser adotadas ao longo do processo de calibração, porém não foram utilizadas.

3.5.4 Validação

Uma vez que os parâmetros do modelo estão devidamente calibrados, parte-se para a etapa de verificação. Nesta etapa, os parâmetros do modelo são rodados em uma série de dados diferente da utilizada para calibração. A eficácia da resposta pode ser verificada por testes estatísticos, como o coeficiente de eficiência de Nash-Sutcliffe ou o erro relativo de volumes e de pico.

O Coeficiente de Nash Stuclyffe é dado pela seguinte equação:

$$C_{NS} = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N (Q_{obs_i} - Q_{est_i})^2}{\sum_{i=1}^N (Q_{obs_i} - \overline{Q_{obs}})^2} \quad (3)$$

Onde:

Q_{est} = vazão estimada em m³/s;

Q_{obs} = vazão observada na série em m³/s;

$\overline{Q_{obs}}$ = vazão observada média em m³/s;

C_{NS} = Coeficiente de Nash-Stuclyffe.

De acordo com Moraes (2016) o coeficiente de Nash-Sutcliffe é uma estatística normalizada que determina a magnitude relativa da variância residual, em comparação com a variação dos dados medidos ou observados. Na pesquisa a autora também traz classificação de eficiência dos modelos proposta por Gotschalk & Motoviloc (2000), a qual considera o valor de $C_{NS} = 1$ como ajuste perfeito do modelo; $C_{NS} > 0,75$ como ajuste bom/adequado; e $0,36 < C_{NS} < 0,75$ como ajustes aceitáveis. Os mesmos valores foram considerados no presente trabalho, e o índice de Nash-Stuclyffe foi utilizado para verificação do desempenho tanto na fase de calibração quanto na validação.

Para James (2005) se os parâmetros forem posteriormente modificados usando as respostas adicionais do processo de validação, o procedimento se tornará essencialmente o mesmo que a calibração, porém, se os parâmetros não forem modificados, o procedimento se tornará equivalente a ignorar deliberadamente as informações adicionais. Se os parâmetros apontarem resultados satisfatórios para a fase de validação, pode-se enfim partir para a simulação.

3.5.5 Simulação

Na fase final de simulação, com os parâmetros do modelo ajustados para a bacia em questão, podem ser simuladas alternativas de modificações em fatores hidrológicos na bacia, como mudanças de uso de solo, adoção de reservatórios de detenção, ou simplesmente a resposta frente a diferentes eventos de precipitação.

3.6 MODELOS HYMO (HYDROLOGIC MODEL):

Williams e Hann (1972) desenvolveram o primeiro modelo HYMO, sendo uma linguagem orientada para modelos hidrológicos. No artigo os autores definem uma linguagem computacional orientada de acordo com Fenves (1976) baseando-se em seis aspectos:

1. Escrito na terminologia do usuário: dados de entrada inteiramente na linguagem do engenheiro;
2. Dados de entrada podem ser especificados da forma conveniente ao usuário;
3. É desenvolvido um novo HYMO para cada aplicação: o usuário tem a liberdade para especificar a sequência dos processos básicos de acordo com o problema;
4. Não há distinção entre dados e procedimentos: a distinção entre os dois tipos de informação, a que dirige o processo (programa) e a que está sendo processada (dados) é basicamente para o procedimento de programação;
5. Eficiência em todo escopo do problema seja ele longo ou curto;
6. Escopo expansível pela inclusão de novos termos: caso o usuário desenvolva um novo problema, o sistema irá executá-lo como uma proposta especial escrita para o problema específico.

O programa é escrito em FORTRAN 4, e conta com 20 comandos. Transforma os dados de entrada de precipitação em hidrogramas, e roda os hidrogramas em canais e reservatórios. Inicialmente aplicado em áreas de até 2500

km², servindo para previsões hidrológicas, e estudo de estruturas de controle, lidando apenas com modelagem hidrológica. Quanto ao escoamento, inicialmente era simulado pelo método VSC (*Variable Storage Coeficiente*) ou método do coeficiente de escoamento variável, que considera a variação do coeficiente de armazenamento pelo tempo de viagem, mas não considera a inclinação da superfície da água. Porém Williams (1975) introduziu o método VTT (*Variable Travel Time*), que considera a variação no coeficiente de armazenamento devido ao tempo de viagem e à inclinação da superfície de água. A solução é iterativa, porém os resultados são de precisão comparada aos métodos de solução implícita de fluxo instável da equação da continuidade e da quantidade de movimento. Segundo o autor, isso se atribui ao fato de ambos os métodos considerarem a variação na inclinação da superfície da água. Ainda de acordo com Williams (1975), são necessárias quatro exigências para um método de escoamento ser rodado no HYMO: precisa ter uma solução explícita, o método deve computar o escoamento do canal de drenagem principal e da planície de inundação, deve manter a performance frente a condições bem variadas e deve manter resultados consistentes numa grande margem de variação ao longo dos trechos.

Para Smith (1980) uma característica importante do método de VTT como programado no pacote HYMO é a modificação da velocidade média de fluxo de modo a refletir inclinações de superfície em vez de leito. Isso significa que um grau de histerese (tendência de conservar suas propriedades na ausência de um estímulo que as gerou, ou ainda, é a capacidade de preservar uma deformação efetuada por um estímulo) é construído nas curvas de classificação. Ainda segundo o autor, no modelo HYMO, no algoritmo para simulação do escoamento são utilizadas médias aritméticas a partir da equação da continuidade para descrever descargas durante um incremento de tempo, e as áreas finais ao longo de um incremento de distância, e o tempo de viagem é calculado como uma variável e uma vez que esta é uma função da descarga desconhecida, um cálculo iterativo é envolvido que é rapidamente convergente.

Swindon e Bristol (1992) trazem o modelo HYMO como bem documentado, com parcimônia e requisitos computacionais. Os dados geralmente necessários ao HYMO são mapas topográficos, mapas de classificação dos solos e precipitação, dados de vazão histórica geralmente não estão disponíveis. Ainda quanto ao

funcionamento, o modelo HYMO gera o hidrograma de vazão prevista dividindo a bacia de captação em sub-bacias hidrológicas e hidraulicamente homogêneas; começa na extremidade de montante da bacia gerando hidrogramas que são rodados a jusante, enquanto os hidrogramas intermediários das demais sub-bacias são adicionados de acordo com sua posição. Esse esquema minimiza o espaço requerido pelos códigos e torna o programa mais portátil.

3.6.1 Modelo OTTHYMO

Baseado no trabalho de vários contribuintes de pesquisa, a primeira versão do OTTHYMO foi lançada em 1983, desenvolvida dentro do quadro da IMPSWM – *Implementation of Stormwater Management Program*, em programa dirigido pelo Dr. P. Wisner na Universidade de Ottawa. OTTHYMO-83 foi essencialmente uma extensão do modelo HYMO, e introduziu uma nova sub-rotina (URBHYD) para a simulação de escoamento urbano e outra (Nashyd) para simulação do escoamento de pequenas e médias áreas rurais. A sub-rotina de passagem na tubulação (KINROUTE) e uma de drenagem dupla (DUHYD) também foram introduzidas na época.

Sob uma pesquisa de mestrado, a versão de 1989 do modelo OTTHYMO foi desenvolvida, na Universidade de Ottawa. As melhorias incorporadas foram largamente baseadas na na experiência do "usuário" obtida com a aplicação do modelo OTTHYMO-83, e dos estudos de pesquisa e calibração realizadas pelo grupo da IMPSWM. Para a versão de 1989, o código-fonte foi reescrito para aumentar a eficiência computacional e os formatos de saída do modelo e capacidades de verificação de erros foram grandemente melhorados para ajudar a análise e interpretação dos resultados. O uso de valores de parâmetros padrões foi introduzido para simplificar a entrada de dados. O novo comando STANHYD (uma versão melhorada do URBHYD) foi desenvolvido para produzir melhores resultados quando comparados com medições de campo, sendo assim menos sensível ao passo de tempo computacional.

Vários novos comandos utilitários como READ STORM, CHICAGO STORM, MASS STORM, MODIFY STORM, SAVE HYD, READ HYD, e PLOT HYD foram criados para simplificar e aumentar a aplicabilidade do modelo. Novas rotinas de comandos como ROUTE CHANNEL, ROUTE PIPE, e SHIFT HYD foram disponibilizadas para simplificar a tarefa de modelar. Um comando de desvio de fluxo (DIVERT HYD) foi introduzido para dividir os hidrogramas e um comando simplificado para bacias de retenção (COMPUTE VOLUME) foi desenvolvido para estimar o volume de armazenamento do reservatório.

Um modelo sucessor do HYMO muito utilizado na Argentina, é o modelo AR-HYMO. De acordo com Maza et al (1993), é um modelo determinístico de parâmetros concentrados que foi amplamente utilizado na Argentina.

3.6.2 Modelo SWMHYMO

Após anos de experiência com o modelo OTTHYMO-89 e visando responder a crescente demanda na necessidade da gestão das águas pluviais combinados à presença de sistemas computacionais mais avançados, foi desenvolvida por Sabourin (1995) uma expansão do modelo, chamada SWMHYMO. Essa versão introduzia melhorias operacionais, computacionais e práticas. Assim como muitos sucessores do modelo HYMO, o SWMHYMO é um modelo hidrológico complexo usado para simulação e manejo de águas pluviais em pequenas ou grandes áreas rurais e urbanas.

Baseado em informações de águas pluviais ou de esgoto, o modelo pode usar eventos isolados de precipitação (observados ou sintéticos) ou dados históricos contínuos para simular a transformação de chuva em escoamento superficial. Hidrogramas gerados podem ser simulados para tubulações, canais ou bacias e reservatórios de detenção. Em áreas urbanas, as taxas de captação efetiva da rede de drenagem e efeitos de armazenamento em pontos baixos das ruas podem ser simuladas.

Os princípios hidrológicos e hidráulicos presentes no modelo têm sido aplicados, testados e calibrados ao longo de vários anos.

A aplicação do SWMHYMO não é limitada a nenhum tipo de análise hidrológica, mas é mais comum que o modelo seja utilizado nos seguintes estudos:

- Planos Diretores de drenagem para bacias hidrográficas inteiras;
- Estudos de mapeamento de planícies de inundação;
- Estudos de gestão de águas pluviais;
- Projeto de sistemas de drenagem duplos;
- Projeto e análise de sistemas de galerias de águas pluviais;
- Projeto de instalações de controle de águas pluviais;
- Estudos de erosão e controle de inundações;
- Avaliação de operações lagoa de armazenamento;
- Avaliação de transborde de esgoto;
- Análise de falhas do sistema e avaliação de alternativas;

Usuários do programa podem incluir hidrólogos, engenheiros e técnicos de empresas de engenharia, prefeituras e empresas de consultoria. O modelo também foi adotado como educacional por várias Universidades.

Assim como seus antecessores, o modelo SWMHYMO opera executando uma sequência lógica dos comandos enviados pelo usuário. Os comandos do modelo estão especificados no Anexo A deste estudo.

O modelo trabalha com a linguagem FORTRAN, e oferece um editor integrado para edição dos arquivos com dados de entrada, arquivos com valores padronizados, arquivos com dados de saída, arquivos com eventos de precipitação e hidrogramas. Os arquivos de entrada são rodados pela ferramenta “Run” oferecida pelo modelo, gerando os arquivos com dados de saída simplificados e detalhados, assim como os hidrogramas de saída. Além disso, o modelo trabalha em conjunto com dois utilitários: o STORMS que é um aplicativo para criação de chuvas de projeto, análise de eventos de chuva medidos, geração de curvas IDF e investigação de mudanças na precipitação, e o PLOTHYD, que é um programa que pode ser usado para gerar, modificar ou plotar até seis hidrogramas ao mesmo tempo. A figura 6 apresenta a interface do modelo na edição de um arquivo de entrada para uma simulação, destacando a ferramenta “Run” para posterior rodagem do arquivo.

As informações do modelo foram retiradas do manual do usuário, desenvolvido por J. F. Sabourin and Associates Inc. (2000).

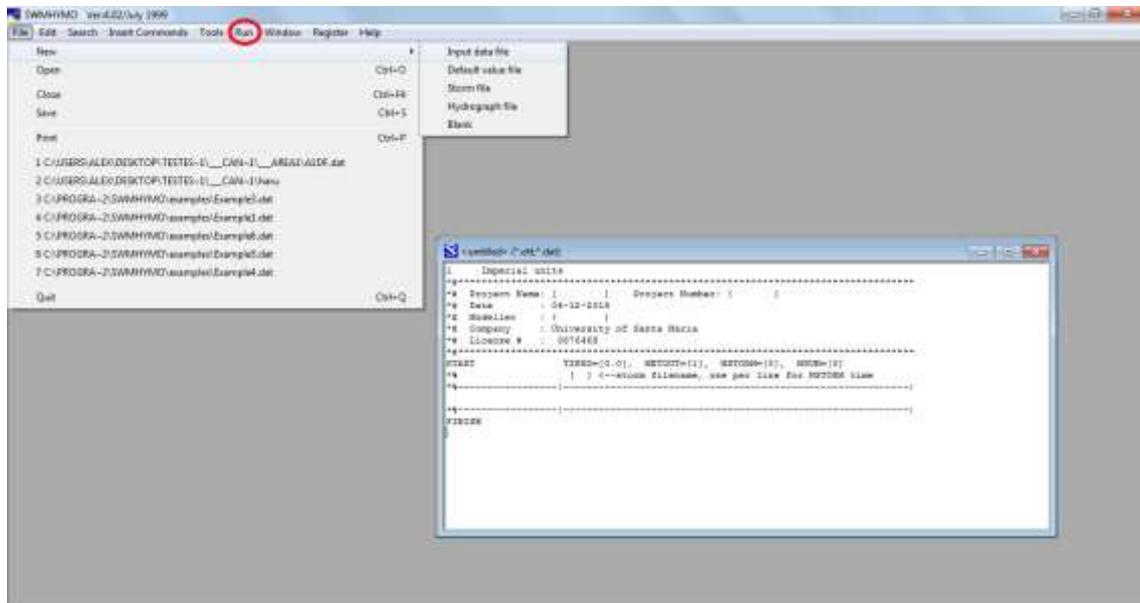


Figura 6 – Edição de arquivo de entrada no modelo SWMHYMO (Fonte: Registro do autor, 2018)

3.6.3 Equações e métodos no modelo SWMHYMO

Para geração do hidrograma o modelo SWMHYMO oferece três métodos diferentes: um método baseado no hidrograma unitário sintético de Nash indicado para áreas rurais ou grandes áreas urbanas, um método similar a este, porém utilizando valores padrões consistentes com o método SCS, e por fim um método que utiliza dois hidrogramas unitários instantâneos padrões paralelos para convolucionar o hidrograma de escoamento superficial. O método baseado nos hidrogramas unitários instantâneos é indicado para áreas urbanas com índices de impermeabilização acima de 20%, como é o caso da área de estudo, portanto será aprofundado na pesquisa.

De acordo com Ahmad et al (2009) a ideia de hidrograma unitário instantâneo foi primeiramente apresentada por Clark (1945). Porto (1995) traz o modelo de Clark como um representante clássico da abordagem hidrológica do hidrograma, para o autor, a análise do hidrograma pode ser feita por métodos hidrológicos, que são total

ou parcialmente globais (“lumped”) e baseados em conceitos de translação e armazenamento, ou métodos hidráulicos, estes distribuídos e baseados nas equações do escoamento não permanente (conservação de massa e quantidade de movimento), como o método da onda cinemática. No método de Clark é preciso então entender os componentes de translação e de armazenamento.

Porto (1995) define o conceito de translação como o movimento da água ao longo dos canais em direção paralela ao fundo, sendo o tempo de translação, portanto, o tempo que uma partícula de água leva para percorrer uma determinada distância, e o tempo de concentração o tempo de translação que a partícula leva do ponto mais distante da bacia até uma seção de controle. No método de Clark o processo de translação é baseado no método da curva tempo-área que transforma o hietograma de uma chuva excedente em um hidrograma de escoamento superficial direto baseado em isócronas, que são linhas imaginárias nas quais todos os pontos possuem mesmo tempo de translação até determinada seção de controle S . Uma vez determinadas as coordenadas das isócronas em uma bacia, pode-se determinar a área contribuinte (A_i) para cada instante (t). O volume escoado a cada intervalo de tempo (V_i) é igual à área contribuinte (A_i) multiplicada pela chuva excedente (H_{exced}). A vazão média (Q_i), no intervalo, é o volume escoado dividido pelo intervalo de tempo, ou seja, a área (A_i) multiplicada pela intensidade de chuva excedente (I_{exced}).

$$V_i = A_i H_{exced} \quad (4.1)$$

$$Q_i = A_i \cdot \frac{H_{exced}}{\Delta t} = A_i I_{exced} \quad (4.2)$$

O hidrograma resultante é obtido da convolução dos hidrogramas para cada intervalo de tempo. A figura 7 apresentada por Nunes (2015) mostra um histograma tempo-área genérico para o Hidrograma Unitário Instantâneo de Clark.

Quanto ao conceito de armazenamento, Porto (1995) interpreta como o movimento da água na direção perpendicular ao fundo do canal, representando assim a parcela da chuva excedente que fica, temporariamente, retida na bacia e que chegará a seção de controle com devido atraso. O efeito de armazenamento, porém, não é levado em conta no método da curva tempo-área, e Clark então

propôs a consideração de um reservatório linear, situado na saída da bacia, com constante de armazenamento (K).

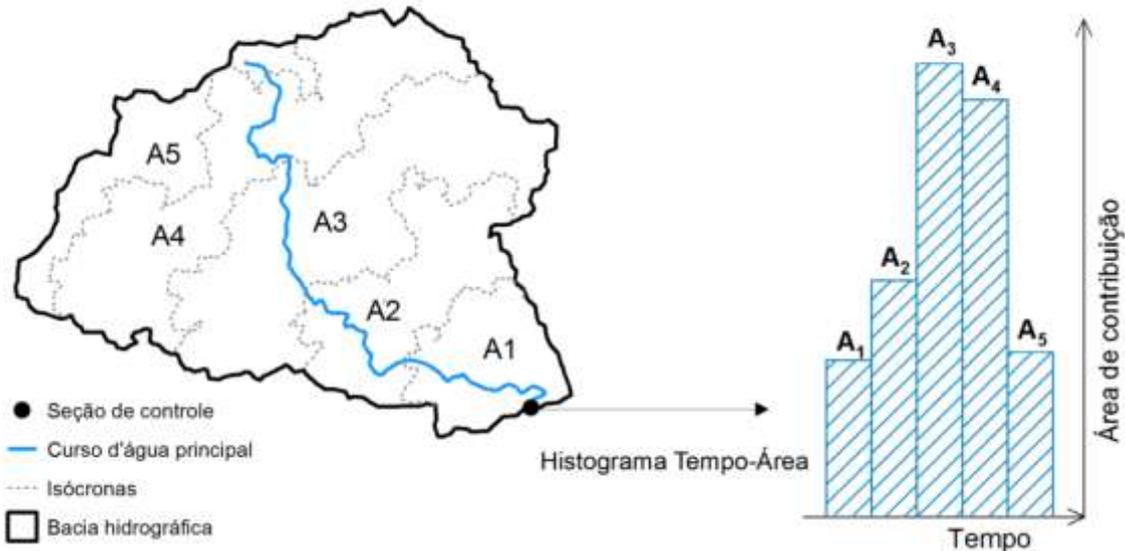


Figura 7 – Representação esquemática do processo de translação do Hidrograma Unitário Instantâneo de Clark (Fonte: NUNES, 2015)

O hidrograma de Clark é obtido então pelo trânsito do hidrograma sem amortecimento obtido pelo método da curva tempo-área ao longo de um reservatório linear de constante de armazenamento (K). O volume é então relacionado à vazão efluente da seguinte maneira:

$$V(t) = KQ_e(t) \quad (4.3)$$

Onde:

$V(t)$ = volume de armazenamento no instante (t);

$Q_e(t)$ = vazão efluente no instante (t);

K = constante de armazenamento, expressa em unidades de tempo.

De acordo com Paço (2008), pela equação da continuidade temos que o volume armazenado no sistema depende tanto da vazão efluente $Q_e(t)$ como da vazão afluyente $Q_a(t)$, e temos:

$$\frac{dV}{dt} = Q_a(t) - Q_e(t) \quad (4.4)$$

Introduzindo (4.3) em (4.4), chegamos em:

$$K \frac{dQ_e}{dt} = Q_a(t) - Q_e(t) \quad (4.5)$$

Na forma de diferenças finitas, tiramos de (4.5) as equações (4.6) e (4.7):

$$K \frac{\Delta Q_e}{\Delta t} = \bar{Q}_a(t) - \bar{Q}_e(t) \quad (4.6)$$

$$K \frac{Q_{ei+1} - Q_{ei}}{\Delta t} = \frac{Q_{ai+1} + Q_{ai}}{2} - \frac{Q_{ei+1} + Q_{ei}}{2} \quad (4.7)$$

Onde:

\bar{Q}_a = vazão média afluyente no intervalo Δt ;

Q_{ai+1} = vazão afluyente ao final do intervalo Δt ;

Q_{ai} = vazão afluyente no início do intervalo Δt (t);

\bar{Q}_e = vazão média efluyente no intervalo Δt ;

Q_{ei+1} = vazão efluyente ao final do intervalo Δt ;

Q_{ei} = vazão efluyente no início do intervalo Δt (t).

Estruturando a equação (4.7) temos:

$$Q_{ei+1} = \frac{2\Delta t}{2K+\Delta t} \bar{Q}_a - \frac{2K-\Delta t}{2K+\Delta t} Q_{ei} \quad (4.8)$$

$$Q_{ei+1} = C_0 \bar{Q}_a - C_1 Q_{ei} \quad (4.9)$$

Sendo C_0 e C_1 coeficientes adimensionais, ao passo que as (K) e (Δt) devem apresentar as mesmas unidades de tempo, e temos:

$$C_0 = \frac{2\Delta t}{2K+\Delta t} \quad (4.10)$$

$$C_1 = \frac{2K-\Delta t}{2K+\Delta t} \quad (4.11)$$

A figura 8 apresenta o esquema do reservatório linear no método de Clark:

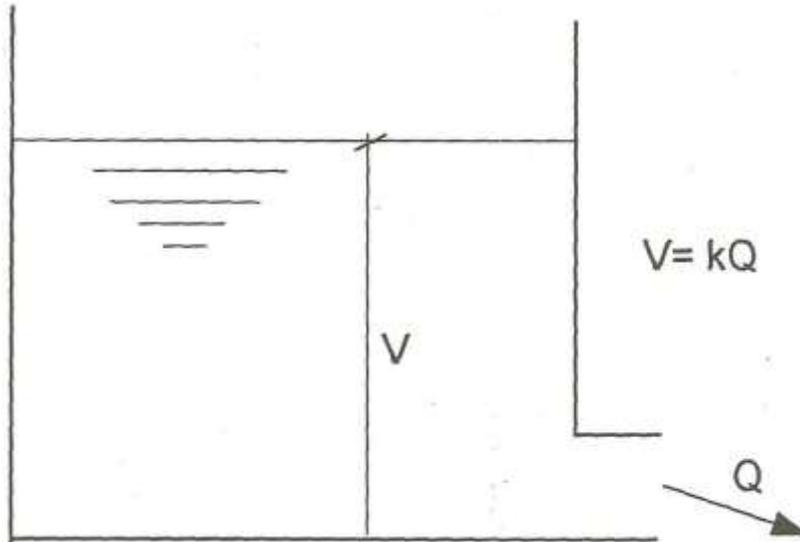


Figura 8 – Reservatório Linear de Clark (Fonte: PORTO, 1995)

Dentro do mesmo comando do modelo SWMHYMO que utiliza do método do hidrograma unitário para geração de dois hidrogramas unitários paralelos padrões, as perdas iniciais também podem ser simuladas, seja pelo método de Horton (1939), pelo método SCS ou por um coeficiente de perda proporcional.

O escoamento nos canais é baseado no método VSC (*Variable Storage Coefficient*) similar ao modelo HYMO. De acordo com Williams e Izarraulde (2005) o método fornece simulações para hidrogramas com pequeno intervalo de tempo (de seis minutos à uma hora) e os hidrogramas de escoamento superficial de uma sub-área são simulados e rodados a jusante até o exutório. Ainda segundo os autores o método é o principal componente do modelo HYMO, sendo que os outros componentes apenas interagem servindo o método.

O método VSC foi apresentado inicialmente por Williams (1969), e o mesmo autor, em Williams (1975) incrementou o método ao incluir os efeitos da mudança da declividade da superfície de água, em função de um tempo de viagem ao longo do trecho, atribuindo o nome de VTT (*Variable Travel Time*) ao método. A solução do método é iterativa e é descrita por Williams (1975) da seguinte maneira:

A equação da continuidade pode ser escrita como:

$$\frac{(I_1 + I_2)}{2} - \frac{(O_1 + O_2)}{2} = \frac{(S_2 - S_1)}{\Delta T} \quad (5.1)$$

Onde:

I_i = fluxos de entrada;

S_i = volumes de armazenamento;

O_i = fluxos de saída;

i = ordem das grandezas I , S e O ;

ΔT = intervalo de tempo de escoamento.

O dito tempo de viagem (T) é dado pela equação:

$$T = \frac{L}{\bar{V}} \quad (5.2)$$

Onde:

L = comprimento do trecho;

\bar{V} = velocidade média ao longo do trecho.

A velocidade média é obtida da divisão da vazão média (\bar{Q}) pela área média final (\bar{A}). Como o armazenamento é o produto da área média final com o comprimento do trecho, chegamos à equação (5.6):

$$\bar{V} = \frac{\bar{Q}}{\bar{A}} = \frac{\bar{Q} \cdot L}{S} \quad (5.3)$$

$$S = \bar{A} \cdot L \rightarrow \bar{A} = \frac{S}{L} \quad (5.4)$$

$$\bar{Q} = \frac{O+I}{2} \quad (5.5)$$

$$T = \frac{L}{\bar{V}} = \frac{L \cdot S}{\bar{Q} \cdot L} = \frac{S}{\bar{Q}} = \frac{2S}{I+O} \quad (5.6)$$

Sendo T_1 e T_2 os tempos de viagem no início e no final no intervalo de escoamento, os mesmos podem ser calculados utilizando apropriadamente variáveis subscritas na equação (5.6). Estruturando a equação e resolvendo para S_1 e S_2 , as expressões podem ser substituídas dentro da equação da continuidade (5.1) para obtermos a equação do método VTT:

$$O_2 = \frac{[I_1(\Delta T + T_1) - O_1(\Delta T - T_1) + I_2(\Delta T - T_2)]}{(\Delta T + T_2)} \quad (5.7)$$

Para resolver a equação (5.7) apenas o valor de T_2 precisa ser computado, pois I_1 e I_2 são dados, e O_1 e T_1 estão disponíveis da solução do intervalo de tempo anterior. Assumindo-se como fluxo normal, é necessária uma solução iterativa das equações (5.6) e (5.7).

Não é comum a ocorrência de fluxo normal durante a passagem de um hidrograma de cheia devido a uma mudança na declividade da superfície de água. A velocidade verdadeira (V) pode ser relacionada à velocidade normal pela equação:

$$V = V_n \sqrt{\frac{F}{F_0}} \quad (5.8)$$

Onde:

V_n = velocidade normal;

F = declividade da superfície de água;

F_0 = declividade média do canal.

A declividade da superfície de água (F) é dada pela equação:

$$F = F_0 + \frac{(D_I - D_O)}{L} \quad (5.9)$$

Onde:

D_I = profundidade do fluxo de entrada;

D_O = profundidade do fluxo de saída.

Substituindo a equação (5.9) na equação (5.8), chegamos em:

$$V = V_n \sqrt{1 + \frac{D_I - D_O}{L \cdot F_0}} \quad (5.10)$$

E a equação (5.10) pode ser substituída na equação (5.2), chegando em:

$$T = \frac{L}{V_n \sqrt{1 + \frac{D_I - D_O}{L \cdot F_0}}} \quad (5.11)$$

A equação (5.11) pode ser utilizada para obtenção do tempo de viagem quando afetado pela variação da declividade, mas a continuidade não é assegurada. Como a equação (5.6) foi utilizada para chegar à equação (5.7), deve ser utilizada para determinação do tempo de viagem assegurando a continuidade. A equação (5.11) pode ser transformada em armazenamento e termos de fluxo de modo similar à transição da equação (5.2) para a equação (5.6). A velocidade média normal pode ser calculada dividindo a vazão média normal pela área normal média. O armazenamento continua sendo o produto da área média final pelo comprimento do trecho. Então a equação (5.6) chega em:

$$T = \frac{2S}{(I_n + O_n) \cdot \sqrt{1 + \frac{D_I - D_O}{L \cdot F_0}}} \quad (5.12)$$

Onde:

I_n = fluxo normal na profundidade D_I ;

O_n = fluxo normal profundidade D_O .

O valor de T no ao fim do intervalo de escoamento pode ser substituído na equação (5.7) para obter O_2 . Mesmo tendo I_1 , I_2 , O_1 e T_1 agora conhecidos e T_2 podendo ser calculado da equação (5.12), a solução ainda não está clara devido à relação entre T e D_I na equação (5.12). Uma primeira estimativa para O_2 pode ser feita assumindo $T_2 = T_1$ e resolvendo a equação (5.7). O próximo passo é determinar um valor de T_2 com a equação (5.12) utilizando a primeira aproximação de O_2 para determinar D_O e O_n , sendo O_n é obtido da equação:

$$O_n = \frac{O_2}{\sqrt{1 + \frac{D_I - D_O}{L \cdot F_0}}} \quad (5.13)$$

D_I e D_O são aproximadamente a profundidade normal do fluxo para I_2 e O_2 , respectivamente. Uma vez tendo O_n computado, D_O pode ser determinado, pois é a profundidade normal para o fluxo na razão O_n . D_I e D_O são utilizados na equação (5.13) para aproximar a estimativa anterior de O_n . Esse processo pode ser repetido, porém obteria pouca precisão. Os valores de D_O e O_n podem ser inseridos na equação (5.12) para obter-se uma melhor estimativa de T_2 . O novo T_2 é inserido na equação (5.7) para a obtenção de O_2 . Se o valor de O_2 for diferente da estimativa

inicial, é usado como uma estimativa para repetição do processo. A convergência é atingida quando as diferenças entre as sucessivas aproximações de O_2 forem menores que 0,1 %, como o sistema é altamente conservativo, a convergência ocorre rapidamente.

O funcionamento do reservatório é baseado num método de armazenamento-indicação (*Storage Indicate Method*), também chamado de Pulz modificado. O método é baseado na forma concentrada da equação da continuidade, da qual temos que a diferença entre o fluxo de entrada é o fluxo de saída é dada pela variação do armazenamento:

$$I - O = \frac{\Delta S}{\Delta t} \quad (6.1)$$

Onde:

I = fluxo de entrada;

O = fluxo de saída;

ΔS = variação do armazenamento;

Δt = variação do tempo.

De acordo com USDA (2014) na maior parte das aplicações da equação da continuidade assume-se o seguinte:

$$I = \frac{I_1 + I_2}{2} \quad (6.1)$$

$$S = \frac{S_1 + S_2}{2} \quad (6.2)$$

$$O = \frac{O_1 + O_2}{2} \quad (6.3)$$

E podemos chegar em:

$$\frac{I_1 + I_2}{2} + \left(\frac{S_1}{\Delta t} + \frac{S_2}{2} \right) - O_1 = \frac{S_2}{\Delta t} + \frac{O_2}{2} \quad (6.4)$$

Onde:

I_1 = fluxo de entrada na seção 1, no tempo 1;

I_2 = fluxo de entrada na seção 1, no tempo 2;

S_1 = armazenamento no tempo 1;

S_2 = armazenamento no tempo 2;

O_1 = fluxo de saída na seção 2, no tempo 1;

O_2 = fluxo de saída na seção 2, no tempo 2;

Δt = intervalo de tempo.

Segundo Mockus (1972) os valores I_1 e I_2 são obtidos de pontos médios dos intervalos de escoamento dos hidrogramas do fluxo de entrada plotados ou computados de fluxos de entrada tabelados em intervalos regulares e é necessária uma curva tabelada ou plotada da relação de O_2 versus $\frac{S_2}{\Delta t} + \frac{O_2}{2}$ para resolução do método.

3.6.4 Aplicações do Modelo SWMHYMO

J.F. Sabourin (2011) preparou para o Serviço de Infraestrutura e Sustentabilidade Comunitária de Ottawa o projeto de modernização do gerenciamento das águas para a região de Pinecrest Creeks/Westboro, que conta com 450 hectares.

A modelagem hidrológica utilizada para prever a eficiência relativa de cenários para modernização e mitigação dos impactos de volume de escoamento superficial e picos de vazão na região foi elaborada com o modelo SWMHYMO. Cinco modelos SWMHYMO (um para cada cenário) foram rodados para eventos isolados com tempos de retorno de 2 a 100 anos. Foram utilizados os métodos de Chicago e do SCS para chuvas de projeto, porém apenas os resultados do método SCS foram considerados, por apresentarem valores mais críticos.

Os resultados da modelagem hidrológica foram utilizados para determinar o potencial de cada cenário na geomorfologia da região, nas condições atuais de inundação e no ciclo hidrológico. As vazões de pico de toda margem dos eventos de

chuva foram utilizadas para posterior modelagem hidráulica para determinar a elevação máxima da superfície de água e o risco associado de inundações ao longo da região. Os hidrogramas de 5mm com tempo de retorno de 5 anos foram providenciados por JTB *Environmental Systems Inc.* para conduzir a avaliação geomorfológica.

Os tipos de sedimentos predominantes subjacentes a área de estudo, que de acordo com mapeamento são de granulometria relativamente fina, também foram considerados na modelagem com o SWMHYMO.

Como esperado o cenário que apresentou os resultados mais satisfatórios é o resultado que considerava o maior número de práticas de gestão, com aplicações “*end-of-pipe*”, ou seja, no final da descarga, e o cenário de resultados menos satisfatórios era o que desconsiderava qualquer medida.

Jubilee Engineering Consultants (2006) realizou um estudo de manejo das águas pluviais em M. D. de Willow Creek. A região conta com área de 24,8 hectares, e foi analisado o desenvolvimento de um empreendimento contando com 14 lotes. A análise de impacto dos lotes sobre o local foi simulada com utilização do modelo SWMHYMO, que foi escolhido por poder computar a vazão de pico e o volume total de eventos isolados com tempo de retorno de 100 anos, utilizando os seguintes parâmetros: Área de captação, uso do solo, abstrações iniciais (calculadas pelo método do CN). Os dados de precipitação para a região eram limitados, e a região mais próxima com séries longas era a de Calgary, sendo esta a utilizada. Foi considerado um evento de chuva sintético pelo método de Chicago, para uma chuva com tempo de retorno de 100 anos e 24 horas de duração.

Na modelagem com o modelo SWMHYMO para um evento de chuva com tempo de retorno de 100 anos, obteve-se um escoamento superficial total gerado de 25503m³ para a condição anterior ao empreendimento, e de 26499 m³ para a condição posterior ao empreendimento, representando um aumento de apenas 4%.

J. F. Sabourin and Associates Inc. (2009) realizou um mapeamento das áreas suscetíveis a inundações na região abrangida pelo Rio Jock, em Ottawa. No estudo em questão, o modelo SWHYMO foi utilizado para estimativa da vazão no rio, em combinação com dados de análises estatísticas de vazões de pico anuais para a

área, já a análise hidráulica das porções do sistema de drenagem a serem mapeadas foi conduzida com o modelo HEC-RAS (versão 3.1.3 de maio de 2005).

Stantec (2012) realizou um estudo para o preparo do plano de manejo de águas pluviais de um desenvolvimento industrial (produção e colheita de feno), localizado na cidade de Lacombe, na província de Alberta. O objetivo do estudo era mostrar que a proposta de manejo de águas (lagoa de reservação) ia de encontro com os requisitos do órgão ambiental da província, o AENV (*Alberta Environment*). Propõe-se uma lagoa de detenção para fornecer o controle de qualidade das águas pluviais e o tempo de detenção necessário, para possibilitar o desenvolvimento do empreendimento nas condições estabelecidas. O modelo SWMHYMO foi utilizado para simulação de eventos de chuva considerando tempo de retorno de 100 anos, e condições de pré e pós aplicação do empreendimento. Os algoritmos do SWMHYMO podem ser utilizados para modelar o transporte do escoamento por entre tubulações ou canais abertos, e o funcionamento de reservatórios também pode ser feito para representar a atenuação provocada pelos efeitos de armazenamento em pontos baixos no relevo ou medidas de drenagem com armazenamento.

A lagoa de reservação proposta foi modelada utilizando o SWMHYMO. O modelo demonstrou que a medida de controle fica dentro das exigências estabelecidas pelo AENV para lançamento e qualidade de água, e que fornece armazenamento adequado para atenuar o pico da vazão resultante de uma chuva de 24 horas de duração com tempo de retorno de 100 anos. Pequenos espaços para detenção de sedimentos serão utilizados para reduzir a carga de TSS (sólidos totais em suspensão).

4 MATERIAIS E MÉTODOS

O presente capítulo apresenta a área de estudo e o banco de dados disponíveis para desenvolvimento da pesquisa, bem como a metodologia e aplicação do modelo SWMHYMO no estudo. Para os dados fluviométricos foram utilizadas duas estações, a estação CACIMS, que abrange uma área de drenagem de 2,7 km² e a estação Cancela, localizada a jusante no mesmo córrego, e consequentemente abrangendo uma área de drenagem maior, com 4,95 km², sendo toda área da estação CACISM contida dentro da área da estação Cancela. Além das diferentes áreas, o período de funcionamento de cada estação também é diferente.

Na modelagem com a estação CACISM, foi dada maior ênfase ao estudo do desempenho do modelo, por dispor-se de maior banco de dados, porém, a área não apresentou locais críticos frente a inundações, e apenas testou-se o funcionamento de reservatórios em locais estratégicos. Já num segundo momento, foi estudada a área de estudo abrangida pela estação fluviográfica Cancela, com locais sujeitos a problemas com inundações em eventos mais extremos, onde foi necessário o dimensionamento de reservatórios em locais pontuais visando evitar o extravasamento da calha frente ao evento extremo selecionado no período de dados analisado, com tempo de retorno de 64,6986 anos, equivalente a aproximadamente 64 anos, 8 meses e 11 dias. Além disso, na modelagem da estação Cancela, os resultados obtidos ainda puderam ser comparados com outros trabalhos de modelagem realizadas com os dados, por Beling (2013) e Garcia (2005).

4.1 ÁREA DE ESTUDO:

A área de desenvolvimento do estudo é a sub-bacia do Arroio Cancela-Tamanday, afluente do Arroio Cadena. Situada em área urbana na cidade de Santa Maria-RS e com fluxo no arroio constante ao longo do ano e não canalizado. A figura 9 apresenta a localização da bacia e das áreas abrangidas por cada estação dentro da cidade de Santa Maria, na figura percebe-se a área de drenagem da estação

CACISM mais ao norte, e inteiramente contida dentro dos limites da área da estação Cancela.

A cidade de Santa Maria conta com uma população de 260.031 habitantes, sendo mais de 90% da população situada em zona urbana, de acordo com o último censo do IBGE, realizado em 2010. Quanto ao clima, na classificação proposta por Köppen, o município se enquadra no clima Subtropical Úmido do tipo Cfa, sendo “C” relativo à temperatura média do mês mais frio (entre -3 °C e 18 °C) e a do mês mais quente (superior a 10 °C); “f” significando nenhuma estação seca, úmido o ano todo, onde o mês menos chuvoso tem precipitação superior a 60 mm; e “a” indicando verão quente com temperatura média do mês mais quente superior a 22 °C.

A temperatura média anual é de 19,2°C e os ventos predominantes são dos quadrantes E (Leste) e de ESSE (Leste-Sudeste) (DALLA CORTE, 2015). A precipitação média anual é de 1712,4 mm (HELDWEIN, et al., 2009 apud Dalla Corte, 2015).

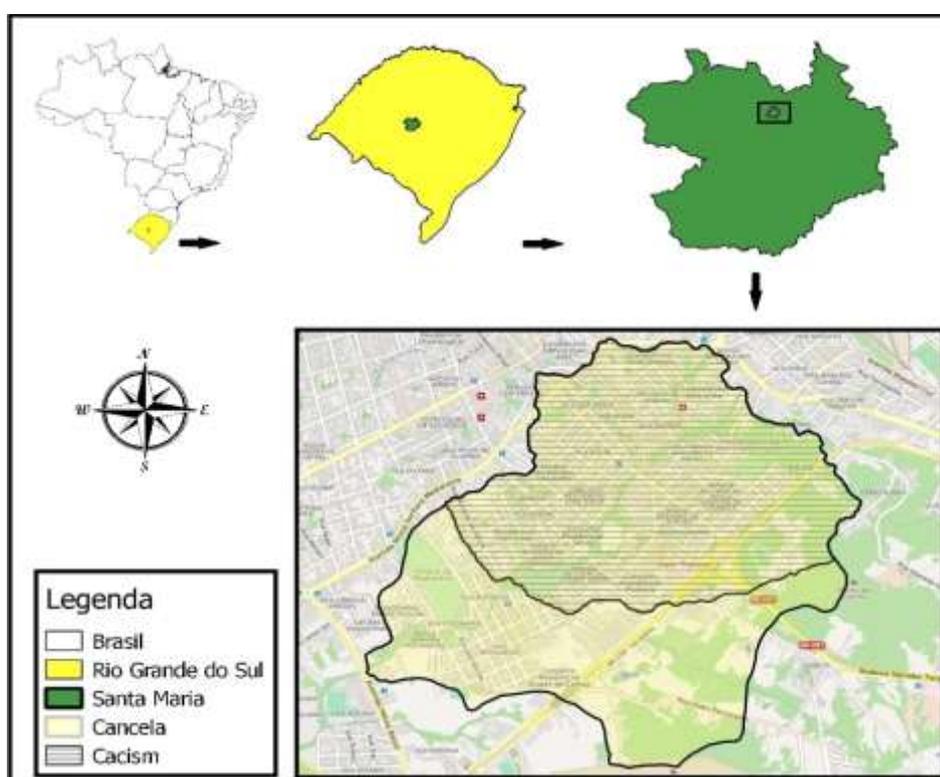


Figura 9 – Localização da sub-bacia do Arroio Cancela-Tamanday com as áreas abrangidas pelas estações CACISM e Cancela

Para caracterização do relevo local, foi utilizado um modelo numérico do terreno gerado a partir de imagens da missão topográfica Radar Shuttle - SRTM

disponibilizadas no sítio eletrônico do Instituto Nacional de pesquisas Espaciais – INPE, que está apresentado na figura 10.

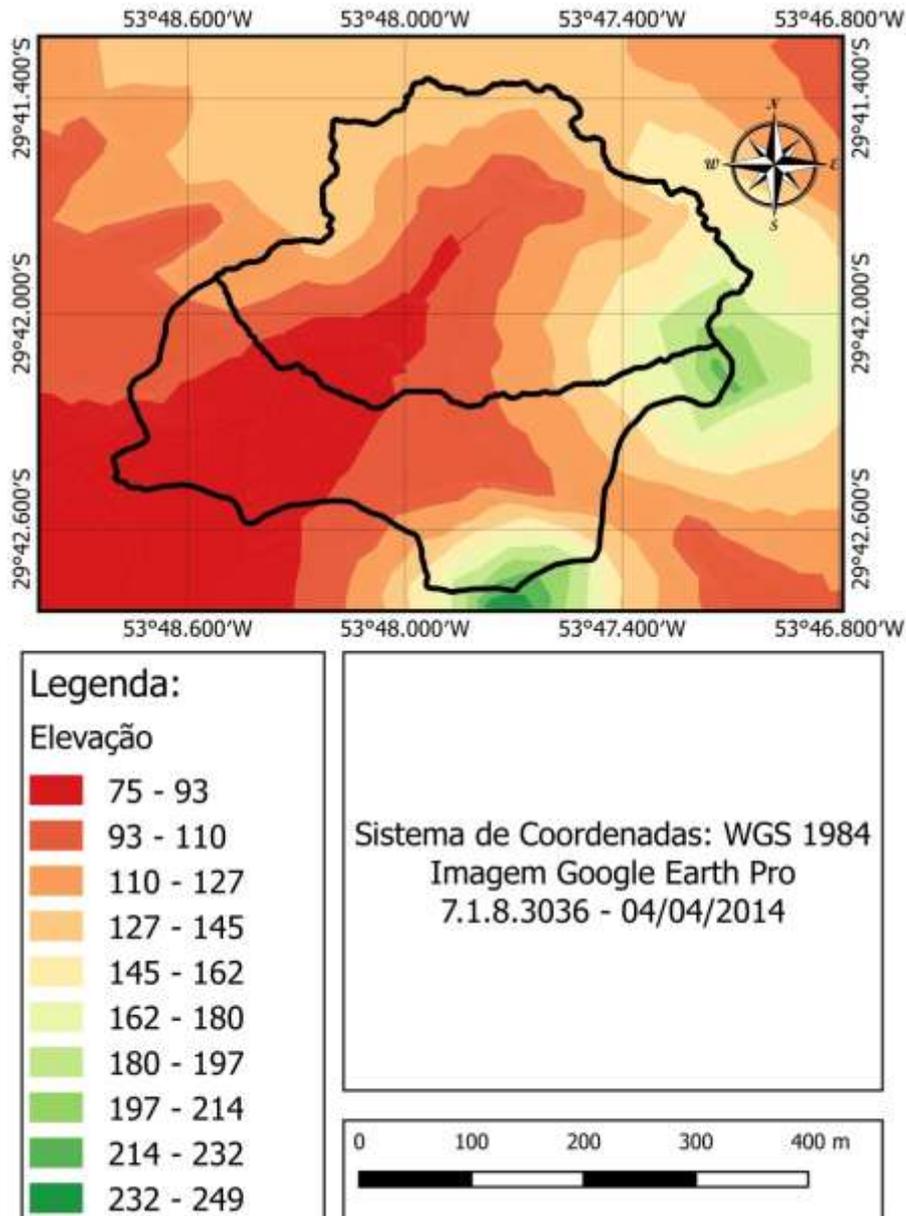


Figura 10 – Modelo numérico de terreno da sub-bacia do Cancela-Tamanday com as áreas abrangidas pelas estações CACISM e Cancela

Para o uso do solo na estação Cancela, é apresentado tanto o uso no ano de 2004 (figura 11.1), extraído de Beling (2013), como o uso para o ano de 2014 (figura 10.2), pois foram realizadas simulações para os diferentes períodos de dados. Por se tratar de uma área urbana uso do solo no local, já em 2004, era em grande parte de telhados e calçadas (24%) e de ruas (11%), na oportunidade, a área contava com 35 % de sua área impermeabilizada.

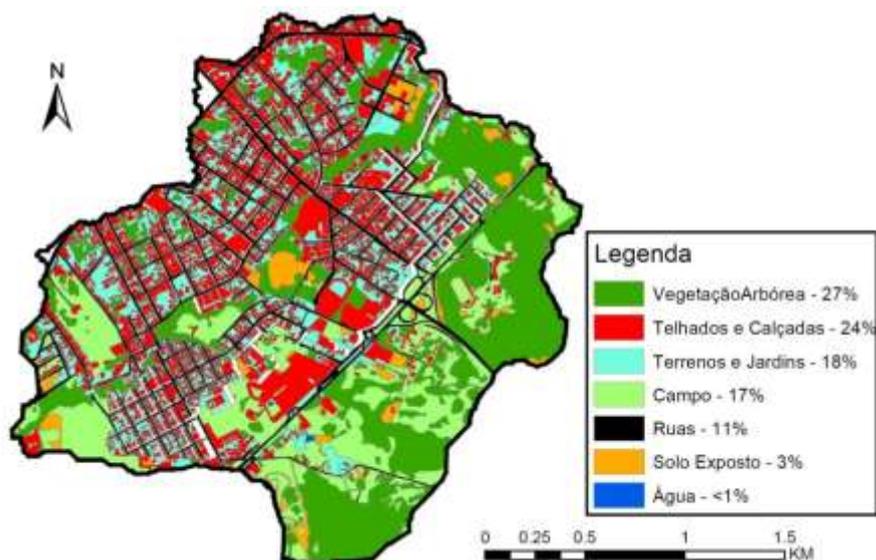


Figura 11.1 – Uso do Solo para a área abrangida pela estação Cancela no ano de 2004 (Fonte: BELING, 2013)

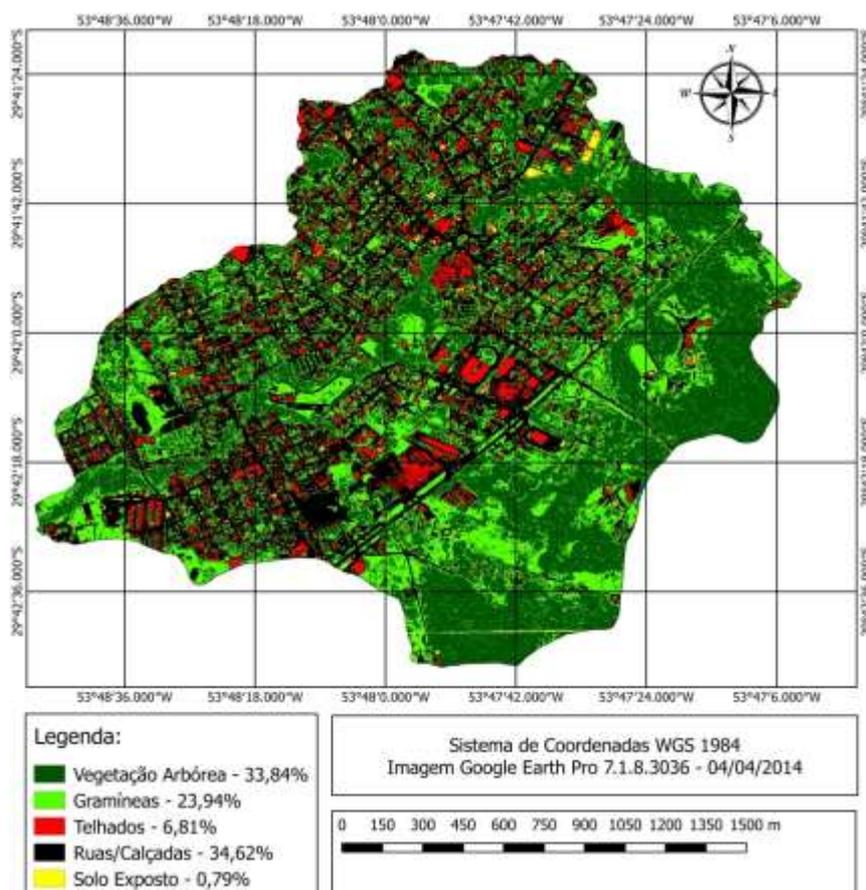


Figura 11.2 – Uso do Solo para a área abrangida pela estação Cancela no ano de 2014
Para classificação de uso do solo para 2014 foi utilizado o complemento Semi-Automatic Classification Plugin (SCP) disponível no software Quantum GIS 2.18.2, e uma imagem de satélite obtida do Google Earth Pro 7.1.8.3036, chegado

aos valores indicados na figura 11.2. As áreas construídas, representadas pelos telhados somados às ruas/calçadas chegam ao valor de 41,43% do uso do solo no local, representando um aumento de 6,43 %.

Para a estação CACISM apenas foi computado o uso para o ano de 2014, pois as simulações se limitaram a dados próximos a este período. Para facilitar a visualização, o mapa de uso do solo para a estação CACISM foi apresentado isoladamente, na figura 11.3.

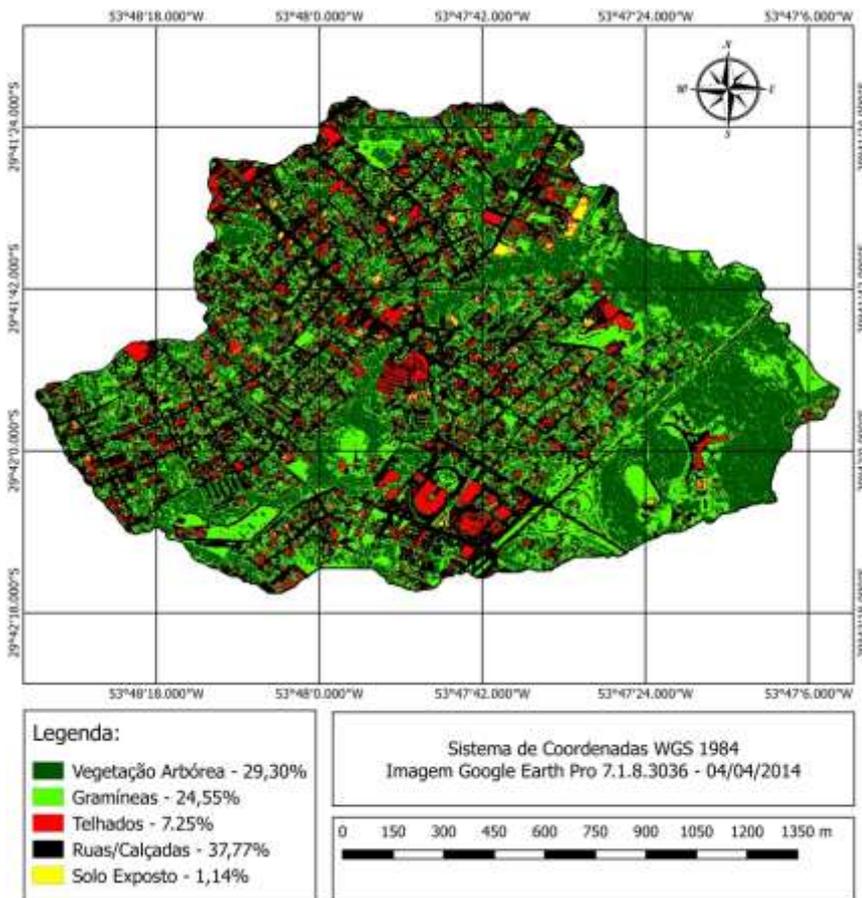


Figura 11.3 – Uso do Solo para a área abrangida pela estação CACISM no ano de 2014

Tomando isoladamente a área abrangida pela estação CACISM, tem-se 45,02% de área construída.

A caracterização física da sub-bacia, também é apresentada isoladamente para as áreas abrangidas pelas duas estações. A tabela 1 apresenta a caracterização da área abrangida pela estação Cancela, e foi adaptado de Garcia (2004). Já a tabela 2, apresenta a caracterização da área abrangida apenas pela estação CACISM onde constam dados extraídos de Dos Santos (2014), além das

elevações máxima e mínima e do relevo médio, obtidos a partir das imagens SRTM, e da declividade média do rio principal, calculada com dados obtidos de Garcia (2005).

Tabela 1 – Características físicas da área abrangida pela estação Cancela (Fonte: Adaptado de GARCIA, 2005)

| Parâmetro | Medida | |
|--|--------|-----------------|
| Área de drenagem (A) | 4.95 | Km ² |
| Perímetro da bacia (P) | 10.29 | Km |
| Comprimento do rio principal (L_t) | 3.74 | Km |
| Coefficiente de compacidade (K_c) | 1.29 | |
| Fator de forma (K_f) | 0.36 | |
| Elevação máxima | 240.00 | m |
| Elevação mínima | 76.00 | m |
| Declividade média do rio principal (S) | 0.0130 | m/m |
| Declividade média da bacia (S_m) | 0.1098 | m/m |

Tabela 2 – Características físicas da área abrangida pela estação CACISM

| Parâmetro | Medida | |
|---|---------|--------------------|
| Área de drenagem (A)** | 2.70 | Km ² |
| Perímetro da bacia (P)** | 7.75 | Km |
| Comprimento do rio principal (L_t)** | 2.38 | Km |
| Densidade de drenagem ($D_d = L_t/A$)** | 1.91 | Km/Km ² |
| Coefficiente de compacidade (K_c)** | 1.30 | |
| Fator de forma (K_f)** | 0.65 | |
| Elevação mínima | 93.1257 | m |
| Elevação máxima | 208.063 | m |
| Declividade média do rio principal (S)* | 0.01363 | m/m |
| Declividade média da bacia (S_m) | 0.07709 | m/m |
| Tempo de Concentração** | 29.00 | min |

* Extraído de Garcia (2005)

**Extraído de Dos Santos (2014)

Para caracterização da pedologia no local, e foram utilizados dados extraídos de Dalla Corte (2015), onde a autora apresenta um mapa (figura 12) confeccionado a partir da compilação da classificação dos solos no município realizada por Pedron et al (2008), de acordo com o sistema Brasileiro de Classificação dos solos da Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA) no ano de 2006. No local de estudo estão presente os seguintes tipos de solo:

- PV al 2: Argissolo Vermelho Alítico abrupto
- SX d 1: Planossolo Háplico Distrófico gleissólico

- RR e 1: Neossolo Regolítico gleissólico
- PA al 4: Argissolo Amarelo Alítico típico
- PBAC al 2: Argilo Bruno-Acinzentado Alítico abrupático
- PV vd: Argissolo Vermelho Ta Distrófico

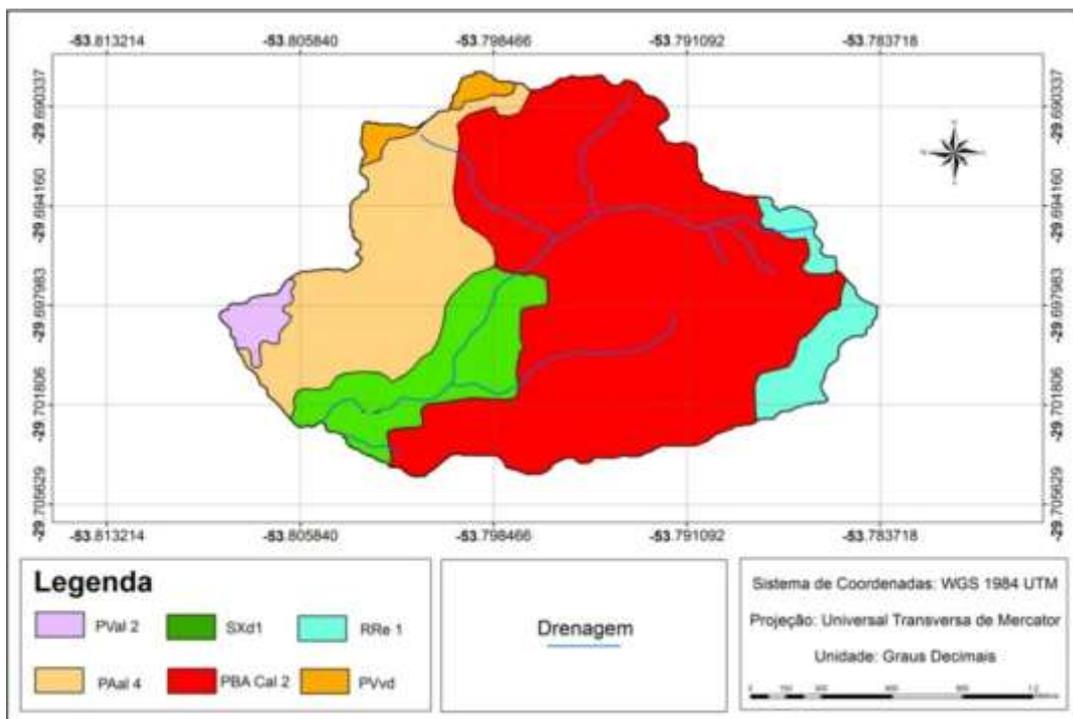


Figura 12 – Caracterização pedológica da sub-bacia do Cancela-Tamanday na área abrangida pela estação CACISM (Fonte: adaptado de DALLA CORTE, 2015)

Na figura 12 se percebe a predominância dos solos do tipo Planossolo Háplico Distrófico gleissólico (SX d 1), Argissolo Amarelo Alítico típico (PA al 4) e Argilo Bruno-Acinzentado Alítico abrupático (PBAC al 2). Como não se teve acesso aos dados originais levantados por Pedron (2008), não foi feita a caracterização pedológica para a área abrangida pela estação Cancela.

4.1.1 Trechos do canal principal

Para representação dos canais irregulares, regulares e bueiros ao longo do canal principal foram utilizados dados levantados por Garcia (2005). Na oportunidade, o autor caracterizou todos os trechos presentes na área abrangida pela estação Cancela, dos quais nove se encontram dentro da área da estação

CACISM, sendo os trechos de 100 a 108. A caracterização dos trechos, pela escolha dos pontos para cada nó que limita os mesmos, foi feita de acordo com a discretização, apresentada pelo autor na figura 13, já a tabela 3 traz os valores de área para cada sub-bacia, a porcentagem impermeável (para os anos de 2004 e 2014), e a declividade das mesmas.

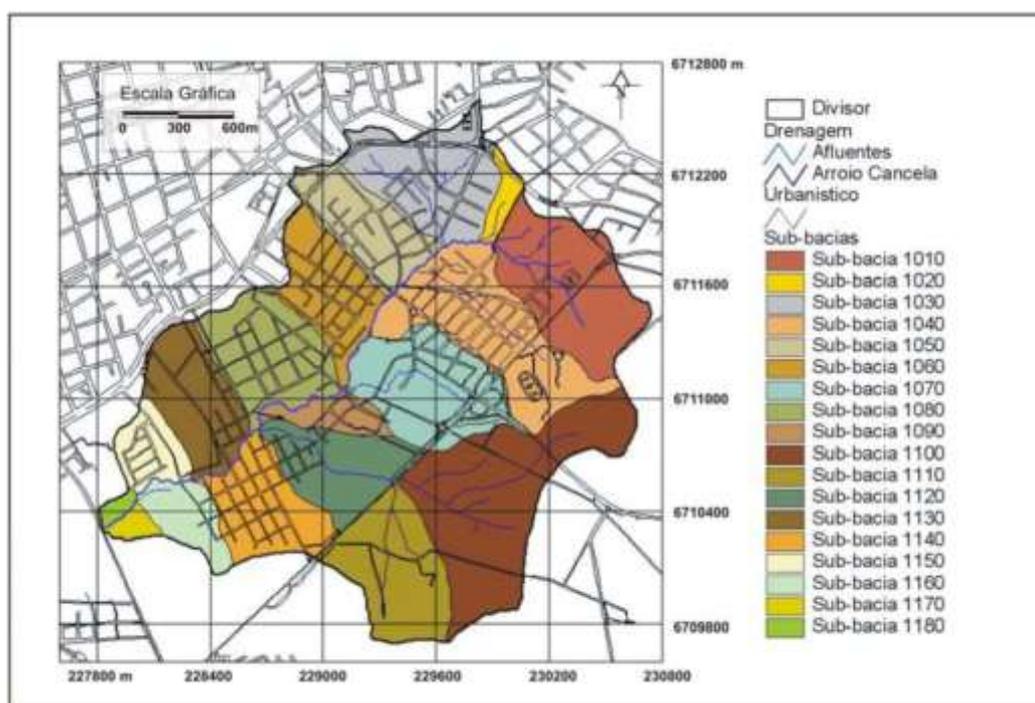


Figura 13 – Discretização detalhada da Bacia do Arroio Cancela (Fonte: GARCIA, 2005)

Tabela 3 – Características das sub-bacias da descrição detalhada (Fonte: adaptado de GARCIA, 2005)

| Sub-bacia | Largura (m) | Área (ha) | Área Impermeável 2004 (%) | Área Impermeável 2014 (%) | Declividade (m/m) |
|-----------|-------------|-----------|---------------------------|---------------------------|-------------------|
| 1010 | 426.31 | 44.82 | 11.18% | 14.90% | 0.0076 |
| 1020 | 91.42 | 4.99 | 34.36% | 28.60% | 0.0243 |
| 1030 | 373.89 | 38.09 | 51.94% | 54.78% | 0.0085 |
| 1040 | 308.49 | 50.28 | 43.06% | 41.57% | 0.0058 |
| 1050 | 303.84 | 25.72 | 64.11% | 64.73% | 0.0086 |
| 1060 | 248.78 | 27.08 | 56.23% | 57.83% | 0.0096 |
| 1070 | 408.20 | 39.59 | 43.97% | 51.55% | 0.0067 |
| 1080 | 370.75 | 33.64 | 54.36% | 55.09% | 0.0133 |
| 1090 | 127.14 | 9.63 | 31.06% | 45.64% | 0.0212 |
| 1100 | 372.81 | 67.68 | 3.72% | 9.33% | 0.0046 |
| 1110 | 428.92 | 35.30 | 8.41% | 16.15% | 0.0104 |
| 1120 | 325.29 | 27.81 | 49.61% | 61.06% | 0.0067 |
| 1130 | 375.07 | 28.45 | 37.59% | 45.82% | 0.0017 |
| 1140 | 298.41 | 27.25 | 54.21% | 72.08% | 0.0104 |
| 1150 | 185.30 | 13.34 | 38.09% | 55.75% | 0.0554 |
| 1160 | 221.97 | 13.53 | 10.60% | 56.37% | 0.0145 |
| 1170 | 114.34 | 3.37 | 28.97% | 37.80% | 0.0796 |
| 1180 | 79.43 | 2.23 | 2.31% | 6.53% | 0.0512 |

| | | | | | | | | | | | | |
|-----|-------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|--------|-------|--------|-------|
| | 0.00 | 5.71 | 1.67 | 3.43 | 2.81 | 2.37 | 3.98 | 1.28 | 5.31 | 0.00 | 6.93 | 0.17 |
| | 8.14 | 0.07 | 9.19 | 0.39 | 10.71 | 1.46 | 13.28 | 3.25 | 15.97 | 5.71 | | |
| 107 | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) |
| | 0.00 | 3.72 | 1.20 | 3.69 | 1.85 | 2.33 | 3.26 | 1.62 | 4.96 | 1.64 | 7.78 | 1.32 |
| | 8.61 | 0.79 | 9.96 | 0.19 | 11.53 | 0.00 | 12.87 | 0.11 | 14.29 | 1.03 | 15.13 | 1.68 |
| | 17.65 | 2.27 | 18.53 | 3.72 | | | | | | | | |
| 108 | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) |
| | 0.00 | 3.72 | 1.20 | 3.69 | 1.85 | 2.33 | 3.26 | 1.62 | 4.96 | 1.64 | 7.78 | 1.32 |
| | 8.61 | 0.79 | 9.96 | 0.19 | 11.53 | 0.00 | 12.87 | 0.11 | 14.29 | 1.03 | 15.13 | 1.68 |
| | 17.65 | 2.27 | 18.53 | 3.72 | | | | | | | | |
| 109 | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) |
| | 0.00 | 3.81 | 0.36 | 3.27 | 1.86 | 2.53 | 3.79 | 1.78 | 6.14 | 1.60 | 8.73 | 1.60 |
| | 11.82 | 1.71 | 4.70 | 1.93 | 17.26 | 1.94 | 17.61 | 1.59 | 18.74 | 1.31 | 20.28 | 0.97 |
| | 20.98 | 0.43 | 22.06 | 0.00 | 23.17 | 0.03 | 24.70 | 0.10 | 26.13 | 0.34 | 27.40 | 0.65 |
| | 29.54 | 2.94 | 30.10 | 3.30 | 31.54 | 3.57 | 33.16 | 3.81 | | | | |
| 111 | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) |
| | 0.00 | 2.99 | 2.01 | 0.28 | 2.33 | 0.02 | 2.94 | 0.01 | 4.12 | 0.04 | 5.14 | 0.00 |
| | 6.15 | 0.06 | 7.19 | 0.07 | 7.66 | 0.88 | 8.04 | 1.25 | 8.45 | 1.54 | 11.89 | 1.64 |
| | 15.20 | 1.64 | 17.45 | 2.32 | 17.45 | 2.99 | | | | | | |
| 113 | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) |
| | 0.00 | 2.32 | 10.00 | 2.30 | 10.50 | 2.20 | 11.17 | 1.47 | 12.60 | 0.83 | 14.30 | 0.14 |
| | 15.93 | 0.00 | 17.54 | 0.09 | 19.01 | 0.17 | 21.42 | 0.51 | 23.21 | 1.22 | 26.09 | 1.92 |
| | 30.20 | 2.03 | 66.09 | 2.14 | 77.09 | 2.25 | | | | | | |
| 114 | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) |
| | 0.00 | 2.43 | 1.85 | 1.95 | 3.35 | 1.70 | 4.23 | 0.97 | 6.04 | 0.15 | 7.49 | 0.02 |
| | 9.17 | 0.00 | 10.73 | 0.10 | 12.48 | 0.32 | 14.19 | 0.60 | 14.73 | 1.12 | 15.53 | 2.11 |
| | 16.61 | 2.27 | 17.65 | 2.43 | | | | | | | | |
| 115 | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) |
| | 0.00 | 3.18 | 15.00 | 2.69 | 20.29 | 1.79 | 20.79 | 1.42 | 21.77 | 0.61 | 22.83 | 0.19 |
| | 23.59 | 0.06 | 25.09 | 0.00 | 26.70 | 0.04 | 27.51 | 0.71 | 28.23 | 1.35 | 33.75 | 2.16 |
| | 56.25 | 2.04 | 73.75 | 2.55 | 108.75 | 3.18 | | | | | | |
| 116 | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) | x (m) | y (m) |
| | 0.00 | 3.35 | 10.00 | 3.29 | 11.09 | 3.04 | 12.30 | 2.85 | 13.03 | 2.79 | 13.69 | 2.56 |
| | 14.26 | 2.24 | 14.85 | 1.64 | 15.29 | 0.94 | 15.71 | 0.47 | 16.16 | 0.26 | 16.51 | 0.07 |
| | 16.74 | 0.02 | 17.13 | 0.01 | 17.84 | 0.01 | 18.98 | 0.00 | 20.07 | 0.03 | 20.81 | 0.19 |
| | 20.97 | 0.40 | 21.07 | 0.70 | 21.23 | 0.80 | 21.42 | 1.01 | 21.77 | 1.07 | 22.11 | 1.23 |
| | 22.50 | 1.73 | 22.99 | 2.17 | 70.28 | 2.02 | 77.84 | 2.14 | 103.84 | 3.07 | 113.84 | 3.35 |

*O valor de x representa a distância do ponto em relação à margem esquerda, e o valor de y a diferença de cota em relação ao fundo do canal

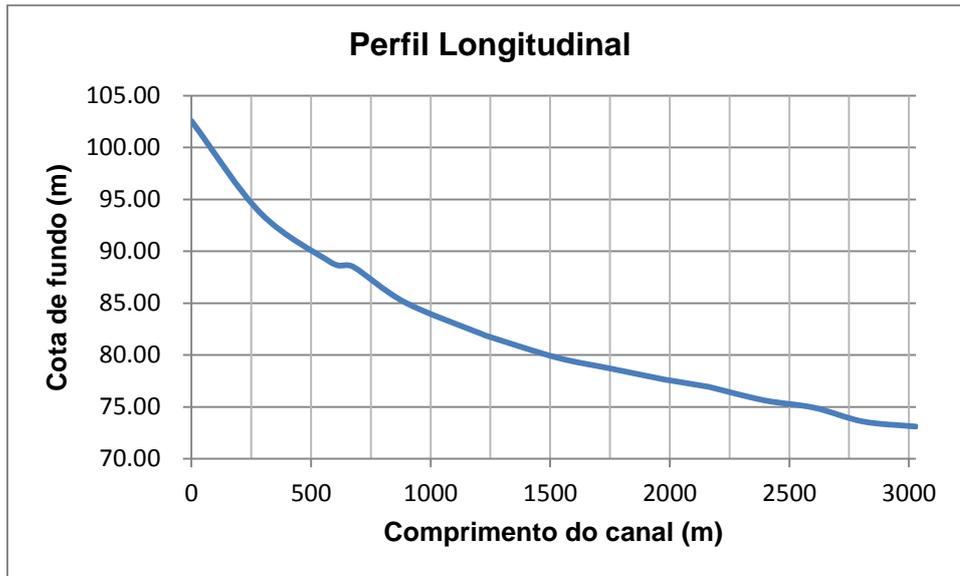


Figura 14 – Perfil longitudinal de fundo do canal

A partir dos dados da tabela 5, de valores de cota apresentados pelo autor e das declividades de cada trecho, foram confeccionadas as figuras de 14.1 a 14.12. Para consideração dos tipos de leito fluviais na seção transversal, foi tomada como base a definição dada por Christofolleti (1980), de acordo com o autor, podemos distinguir a configuração do leito das seguintes maneiras:

- Leito de vazante: incluído no leito menor, e utilizado para o escoamento das águas baixas. Serpenteia entre as margens do leito menor acompanhando o talvegue;
- Leito menor: bem delimitado, encaixado entre as margens geralmente bem definidas. O escoamento no leito menor ocorre com frequência suficiente para impedir o crescimento da vegetação. Verificam-se ainda no leito menor irregularidades longitudinais, como depressões (moultle ou pools), seguidas de partes menos profundas, mais retilíneas e oblíquas em relação ao eixo aparente do leito, chamadas de umbrais (seuils ou riffles);
- Leito maior periódico ou sazonal: regularmente ocupado pelas cheias, pelo menos uma vez a cada ano;
- Leito maior excepcional: onde ocorrem as cheias mais elevadas, as enchentes. É submerso em intervalos irregulares, mas por definição, nem todos os anos.

Christofolleti (1980) apresenta ainda a figura 15, ilustrando os tipos de leitos em uma seção transversal padrão. A cota que limita o leito maior não pode ser

indicada nas figuras 16.1 a 16.12 devido ao levantamento topográfico não se estender até tal ponto, porém, foi considerada a cota máxima das margens como cota de extravasamento, adentrando assim o escoamento na planície de inundação do leito maior. Ainda, nos trechos 100, 104 e 105, com a configuração apresentada, não foi possível a distinção entre os leitos vazante e menor.



Figura 15 – Tipos de leitos fluviais (Fonte: CHRISTOFOLLETTI,1980)

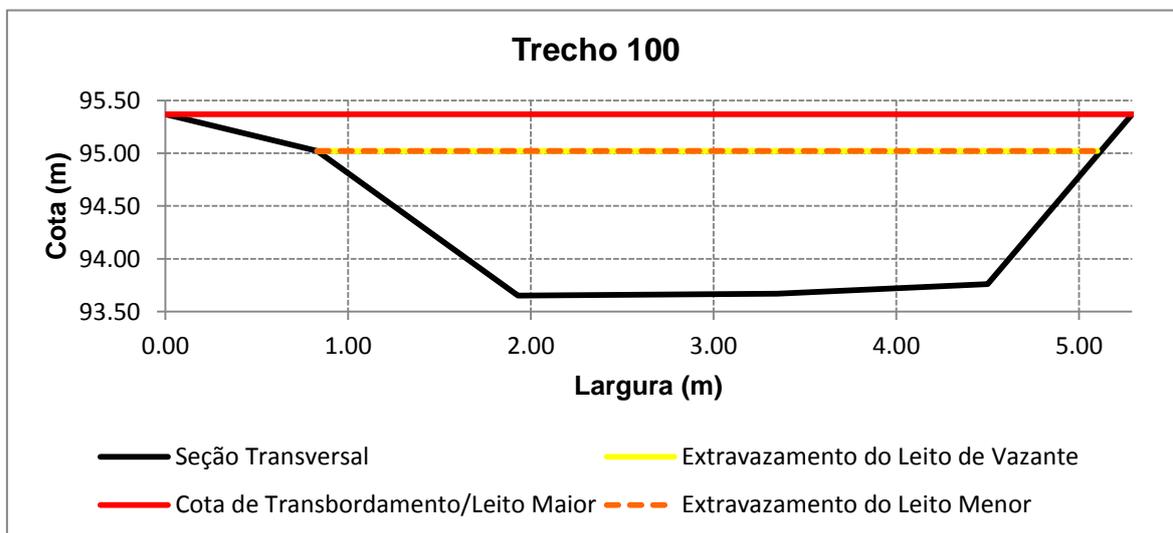


Figura 16.1 – Seção transversal do trecho 100

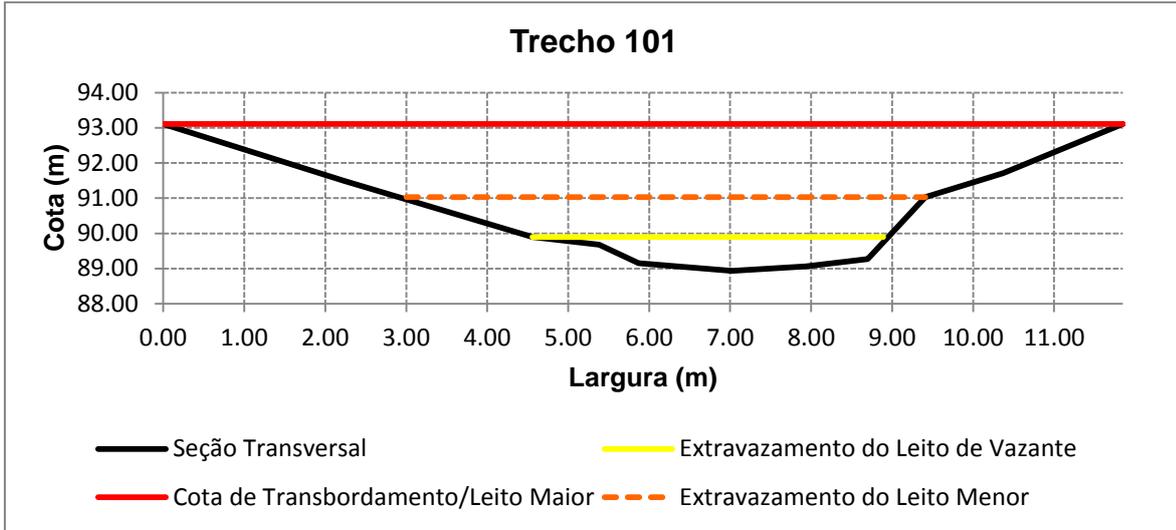


Figura 16.2 – Seção transversal do trecho 101

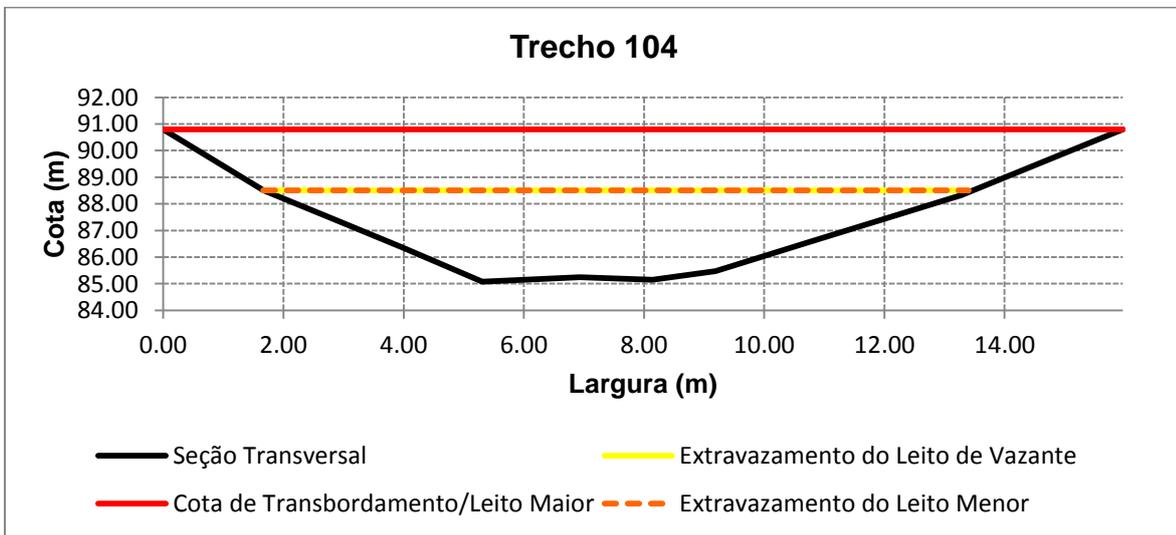


Figura 16.3 – Seção transversal do trecho 104

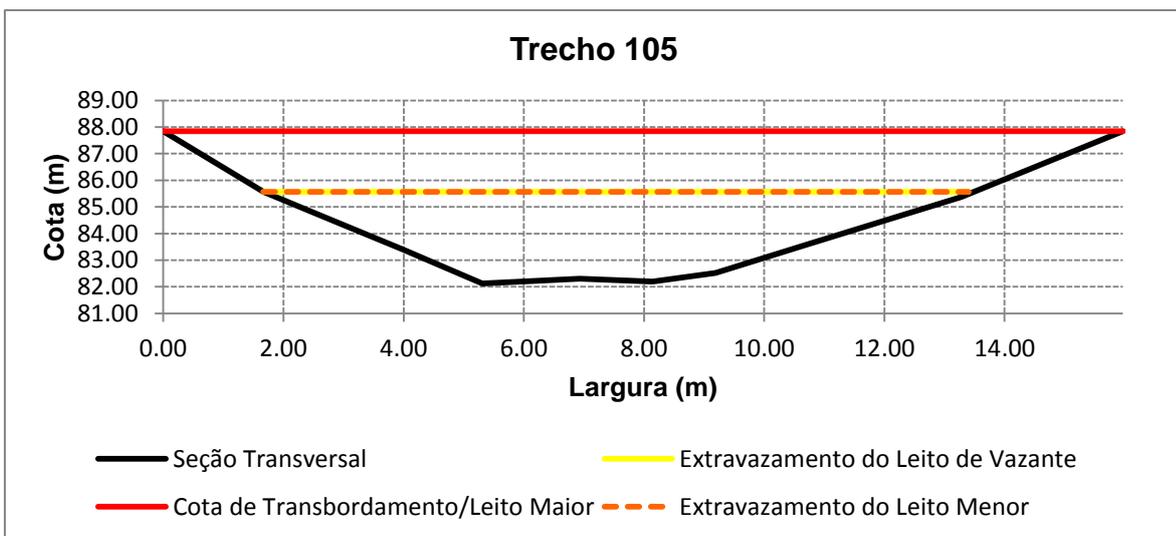


Figura 16.4 – Seção transversal do trecho 105

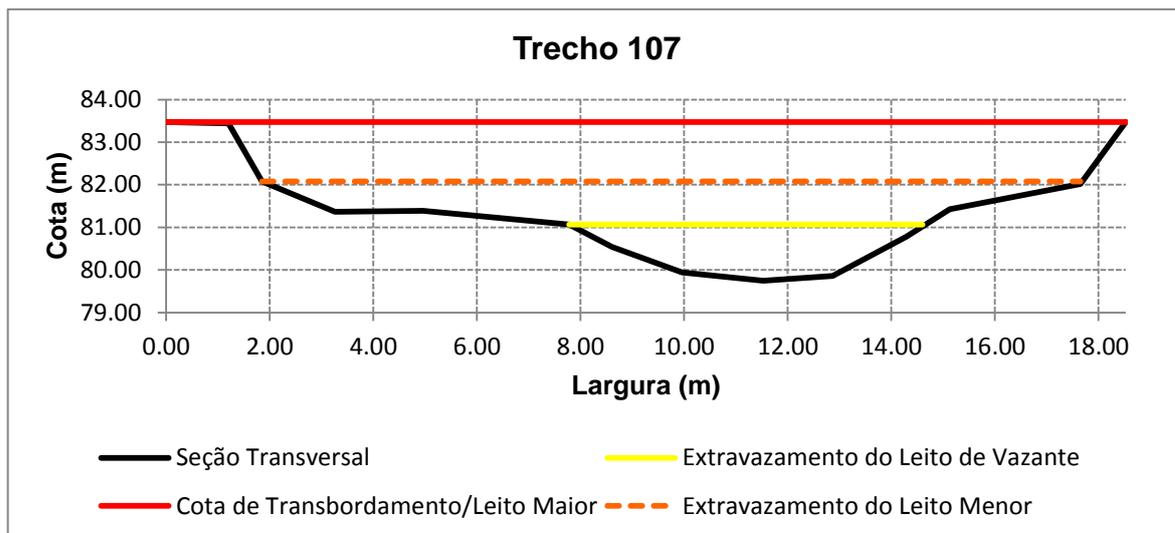


Figura 16.5 – Seção transversal do trecho 107

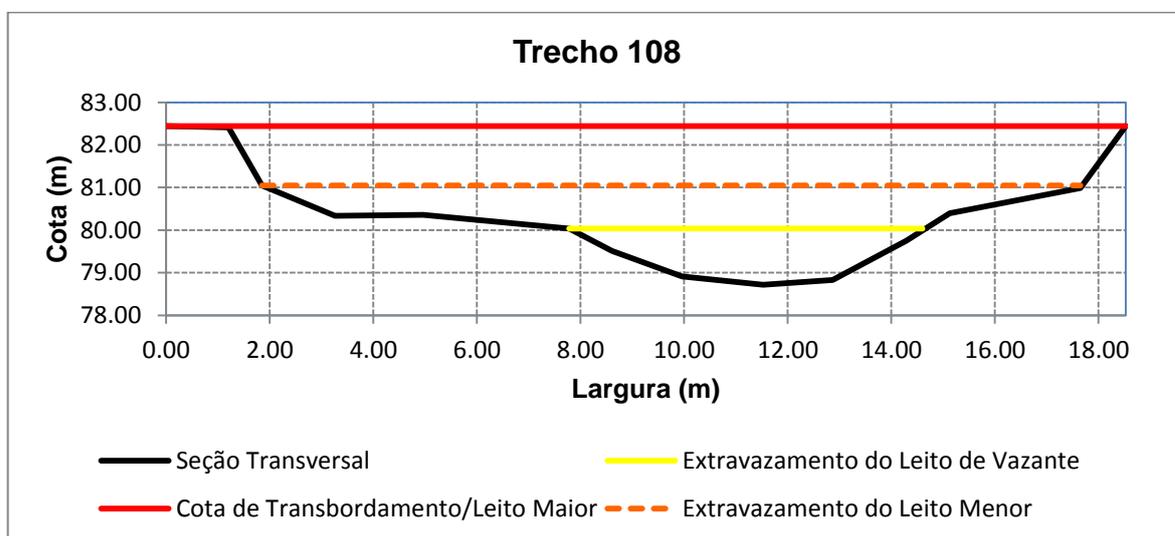


Figura 16.6 – Seção transversal do trecho 108

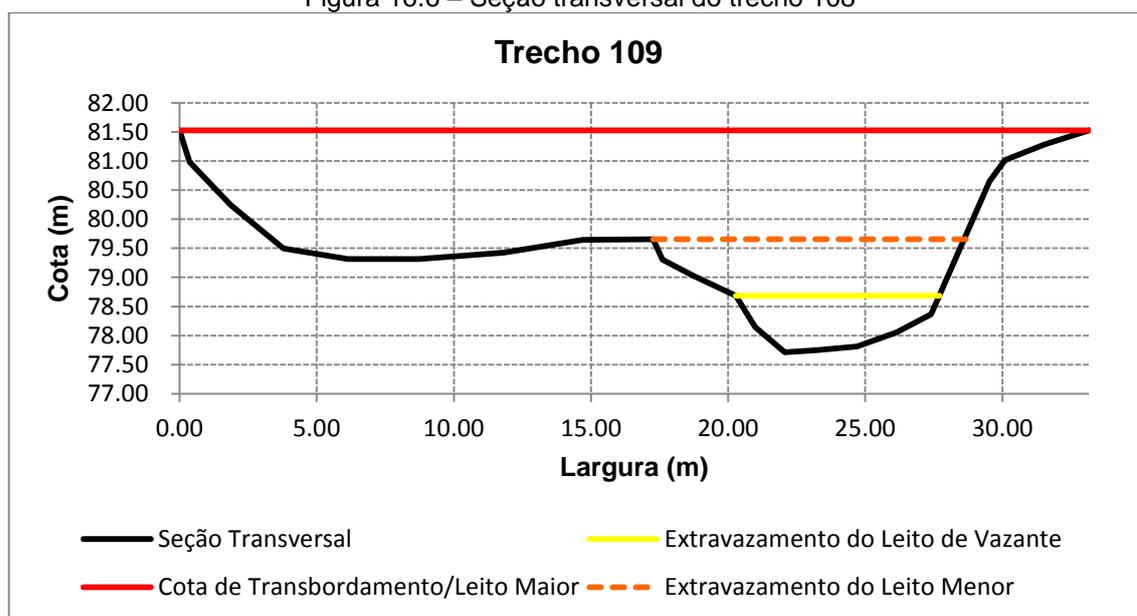


Figura 16.7 – Seção transversal do trecho 109

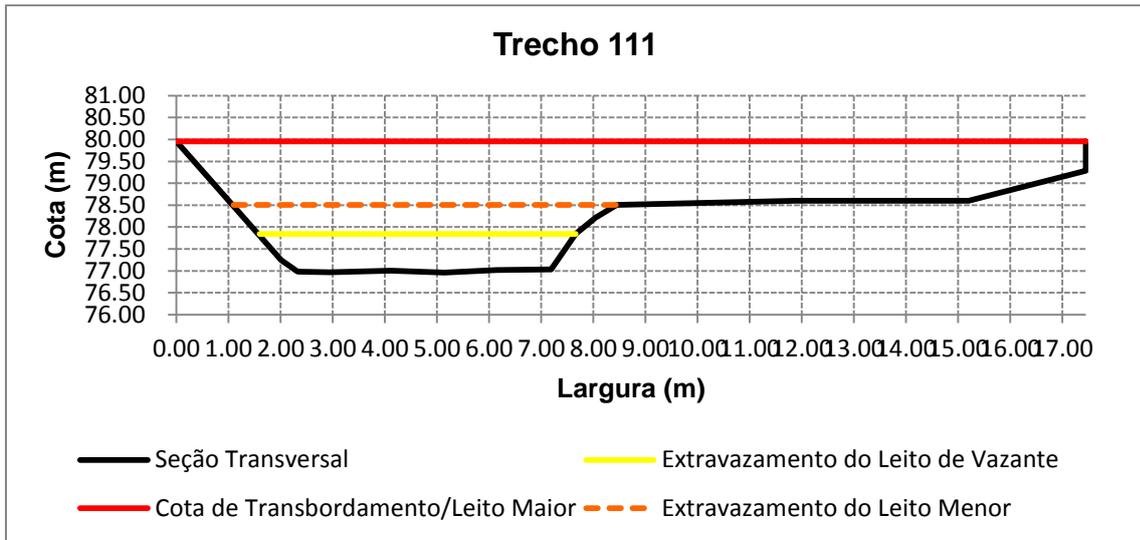


Figura 16.8 – Seção transversal do trecho 111

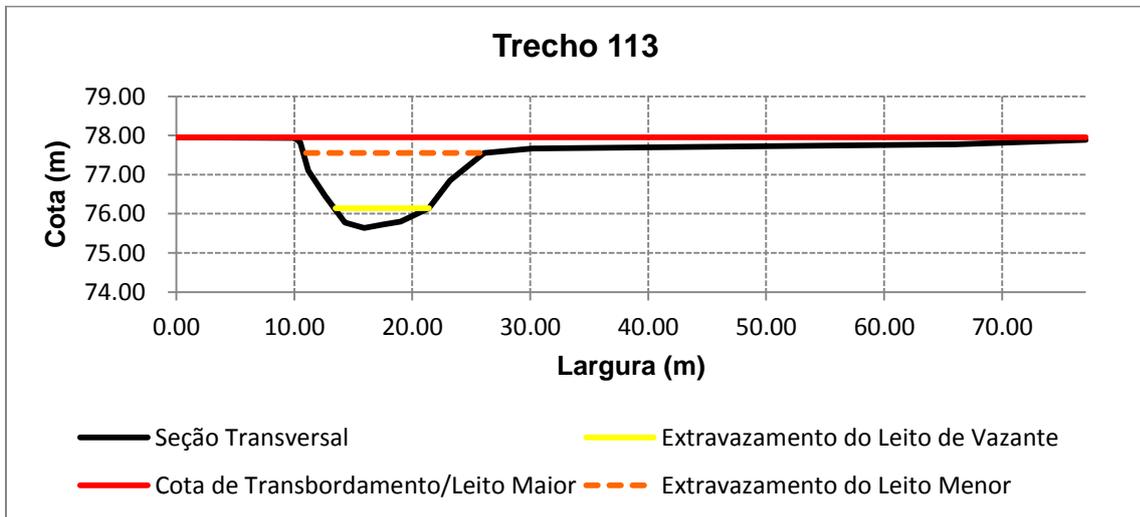


Figura 16.9 – Seção transversal do trecho 113

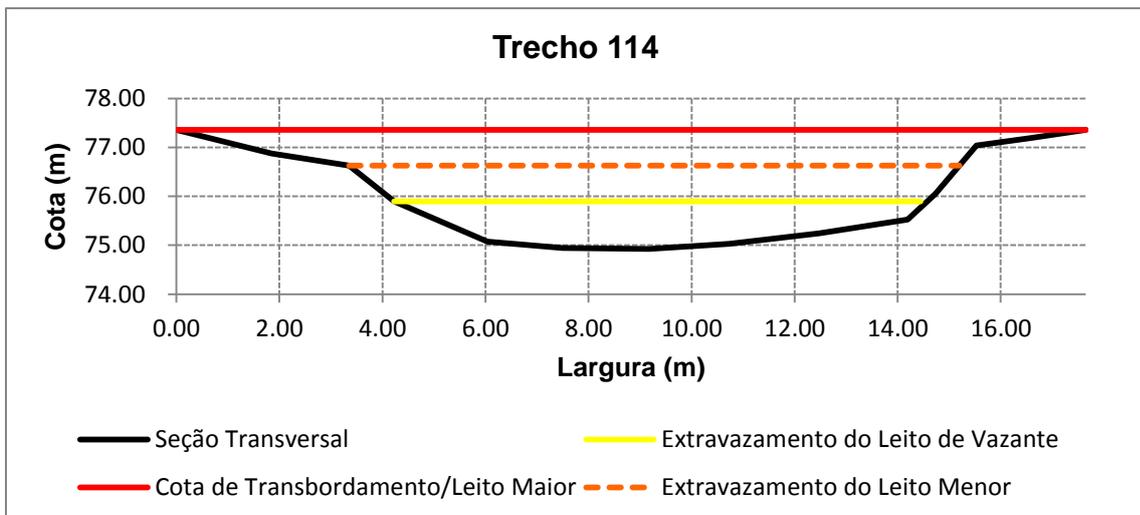


Figura 16.10 – Seção transversal do trecho 114

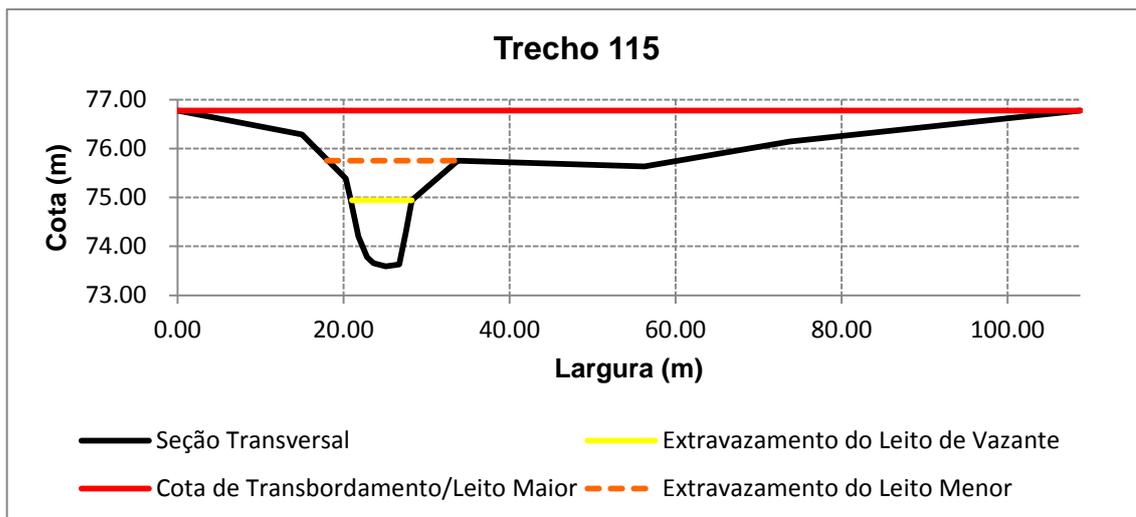


Figura 16.11 – Seção transversal do trecho 115

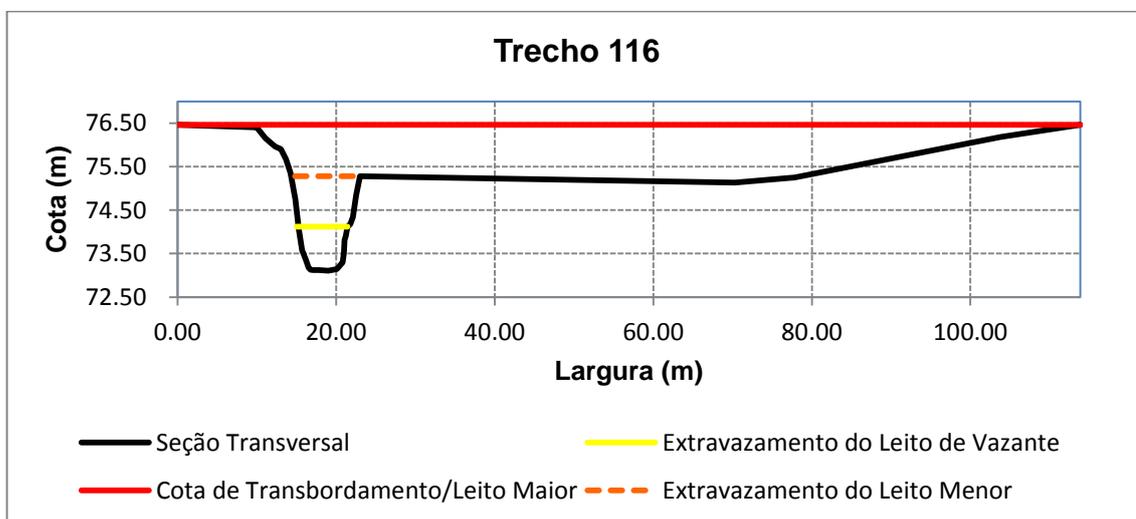


Figura 16.12 – Seção transversal do trecho 116

Por fim, a figura 17 apresenta a localização dos nós utilizados na caracterização de cada trecho, assim como a localização dos trechos entre os nós. A área abrangida pela estação CACISM limita-se aos trechos entre os nós 18 e 9.

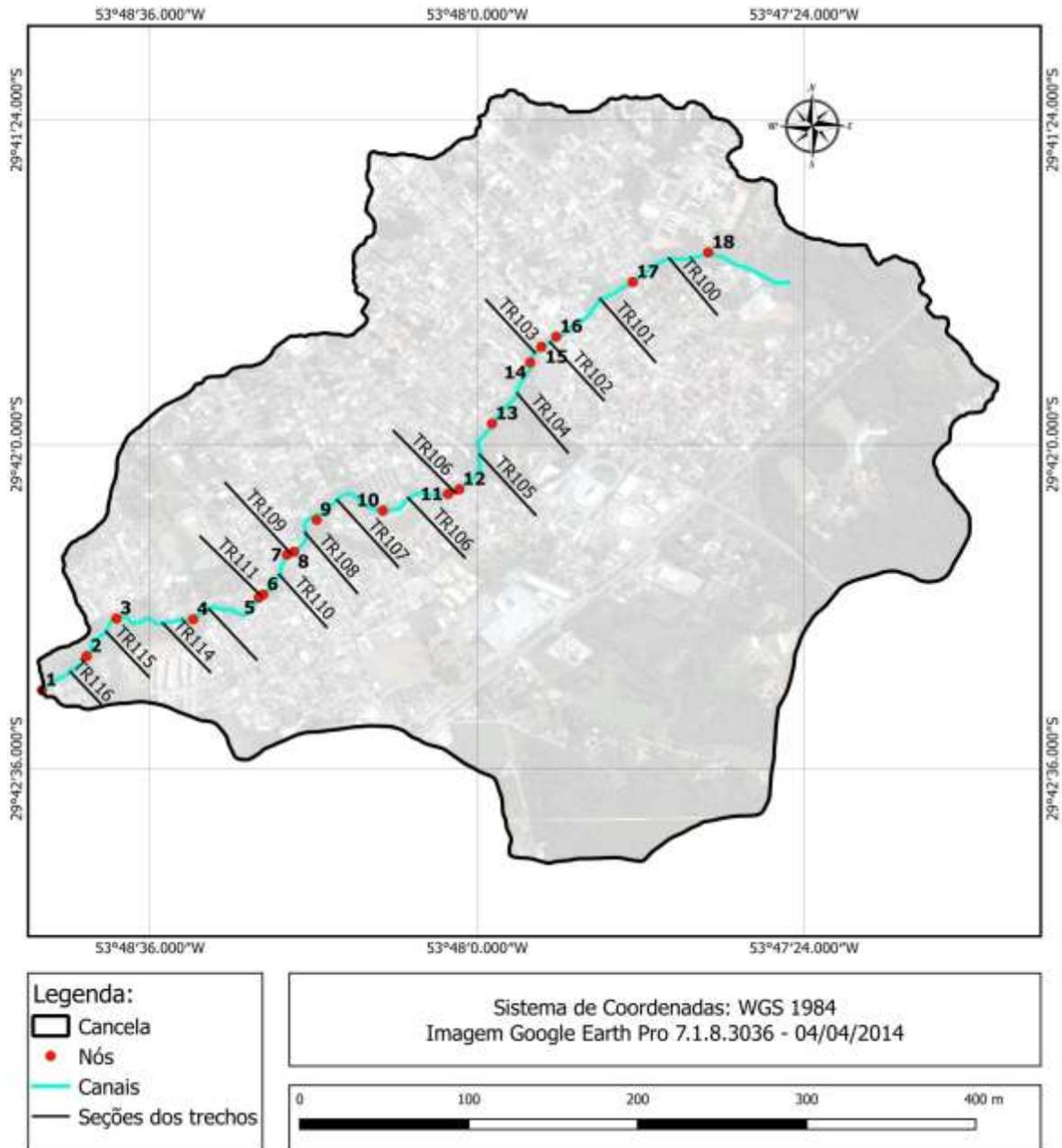


Figura 17 – Nós utilizado para caracterização dos trechos ao longo do canal principal

4.1.2 Banco de dados

Todos os dados que foram utilizados no trabalho constam no banco de dados do grupo de estudos Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental - Ghidros, da Universidade Federal de Santa Maria - UFSM e foram obtidos através do software BDGidros.exe. Devido às estações CACISM e Cancela contarem com diferentes períodos de dados, em combinação com diferentes estações pluviométricas, a

abordagem dos bancos de dados é apresentada em duas etapas, inicialmente para a estação CACISM, e seguida para a estação Cancela.

4.1.3 Banco de dados: Estação CACISM

No banco de dados pluviométricos utilizados para a modelagem na a área abrangida pela estação CACISM constam registros de cinco estações pluviométricas, a tabela 6 apresenta o nome, as coordenadas, o período de dados disponíveis, e os equipamentos das estações:

Tabela 6 – Estações Pluviométricas disponíveis na sub-bacia do Cancela-Tamanday

| Estação | Latitude | Longitude | Período | Equipamento |
|-------------|----------------|----------------|---|------------------------------------|
| Corsan-Sede | 29°42'0,5" S | 53°50'8,20" O | 27/04/12 à 12/05/15 29/07/15 à 30/07/15 | Pluviômetro de Báscula Hidromec |
| DAER | 29°41'38,89" S | 53°48'10,27" O | 04/06/12 à 15/05/14 23/07/14 à 12/05/15 16/05/15 à 30/07/15 | Pluviômetro de Báscula Hidromec |
| UFSM CCSH | 29°41'17,48" S | 53°48'31,50" O | 28/07/12 à 04/01/13 10/01/13 à 30/07/15 | Pluviômetro de Báscula Hidromec |
| Planalto | 29°42'23" S | 53°47'59,80" O | 02/05/12 à 14/05/12 04/06/12 à 03/07/14 22/07/14 à 09/01/15 | Pluviômetro de peso Pluvio-OTT |
| Cerrito | 29°42'7"S | 53°47'21,90" O | 28/01/14 à 08/11/14 | Pluviômetro de peso Pluvio-OTT |

As estações CORSAN-Sede, DAER, UFSM CCSH e Planalto, oferecem uma discretização temporal de um minuto, exceção para o período de 23/07/2014 à 12/05/2015 na estação DAER, com discretização de uma hora, e de 16/05/2015 à 30/07/2015 na mesma estação, com discretização de cinco minutos, já a estação Cerrito oferece uma discretização temporal de quinze minutos.

Os dados fluviométricos utilizados, com discretização temporal de um minuto, foram obtidos a partir dos dados de cota fornecidos por um limnígrafo OTT-Thalimedes eletrônico, presente na estação CACISM, e englobam o período de 23/07/12 à 11/08/2015, totalizando três anos e dezenove dias. Os dados da mesma estação foram utilizados por Dos Santos (2014), no período de 31/01/2013 à 18/03/2014 para estudo da carga poluidora difusa e de sedimentos no Arroio Cancela, e por Dalla Corte (2015) no período de 02/05/2014 à 07/11/2014 para estudo do balanço hídrico no local. A estação se localiza nas seguintes coordenadas:

- Latitude: 29°42'7,42"S
- Longitude: 53°48'18,09"O

A figura 18 apresenta a localização das estações fluviométrica e pluviométricas disponíveis no banco de dados, e foi montada a partir do georreferenciamento de imagem do Google Earth Pro 7.1.8.3036, e posterior processamento no programa Quantum GIS 2.18.2.

Para transformação dos valores de cota (m) em vazão (m^3/s) foi utilizada curva chave apresentada por Dos Santos (2014) (figura 19), confeccionada pela autora a partir de 21 medições de campo, e aplicável para leituras de cota entre os valores de 0,10 m e 1,50 m. Como algumas leituras de cota encontravam-se fora da margem de valores da curva chave disponível, foi feita a extrapolação superior e inferior da mesma.

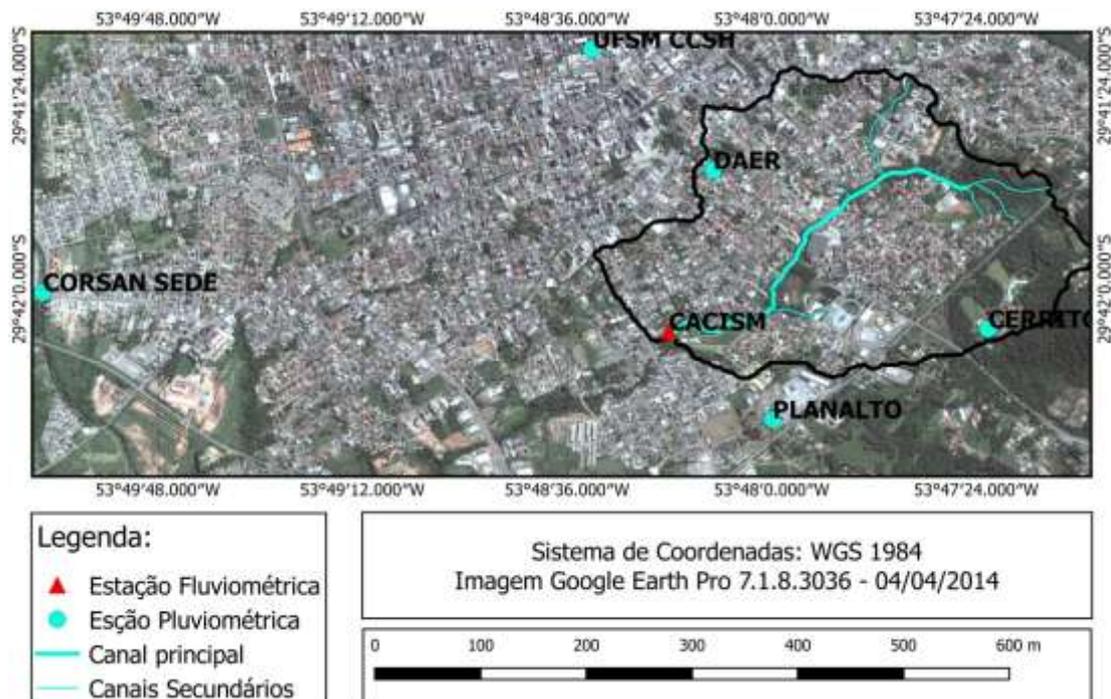


Figura 18 – Localização dos postos fluviométrico e pluviométricos

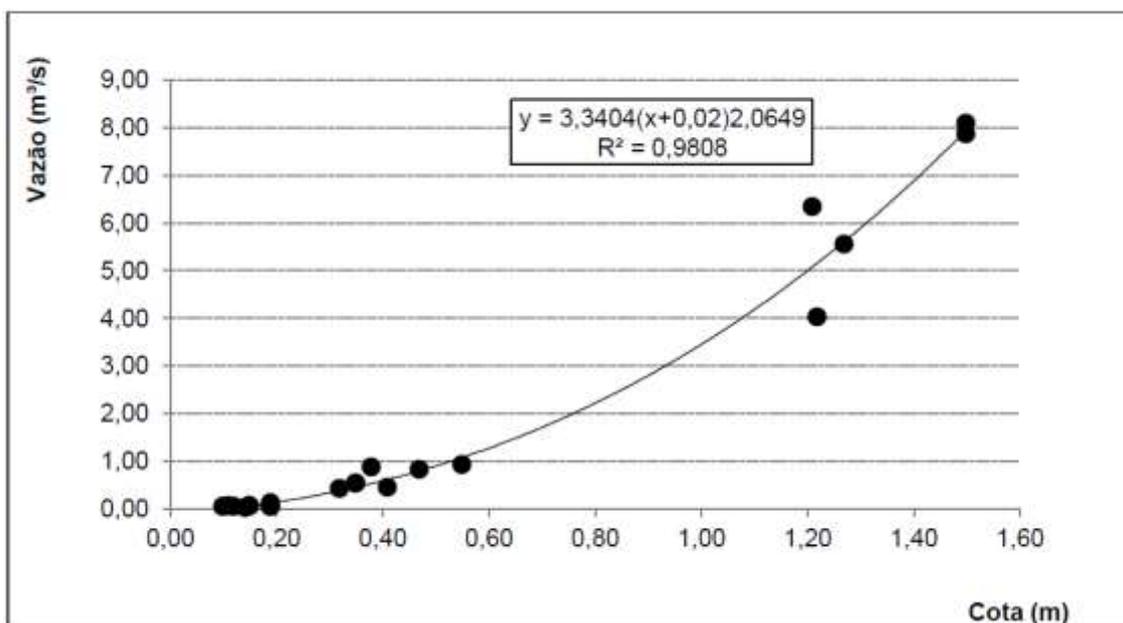


Figura 19 – Curva-chave estação Cacism (Fonte: DOS SANTOS, 2014)

Para extrapolação da curva chave foi utilizado o método de Stevens. O método baseia-se na fórmula de Chezy para o escoamento uniforme em canais. A seguinte explicação foi baseada em Jaccon e Cudo (1989) apud Sefione (2002):

A equação de Chezy é apresentada por Stevens na seguinte forma:

$$V = C\sqrt{R_h i} \quad (7.1)$$

Onde:

V = velocidade média do escoamento na seção (m/s);

C = coeficiente variável, função do raio hidráulico e da natureza do leito;

i = declividade da linha de carga assumida igual à declividade de fundo (I) do leito e à linha d'água (J);

R_h = raio hidráulico (m).

Igualando a equação da continuidade à fórmula de Chezy, têm-se:

$$\frac{Q}{A_m \sqrt{R_h}} = C \sqrt{J} \quad (7.2)$$

Sendo $A_m \sqrt{R_h}$ o fator geométrico e $C \sqrt{J}$ o fator de declividade. Verifica-se se o fator de declividade é constante graficando-se o fator geométrico contra a vazão (Q) e obtendo-se uma reta bem alinhada pelo menos ao final da curva.

Como temos o fator geométrico em função da vazão e conseqüentemente da cota, determinando o fator geométrico da cota a qual se deseja extrapolar, pode-se chegar à vazão para a mesma, prolongando a reta do gráfico de fator geométrico x vazão até o valor calculado em função da cota, como mostra a figura 20:

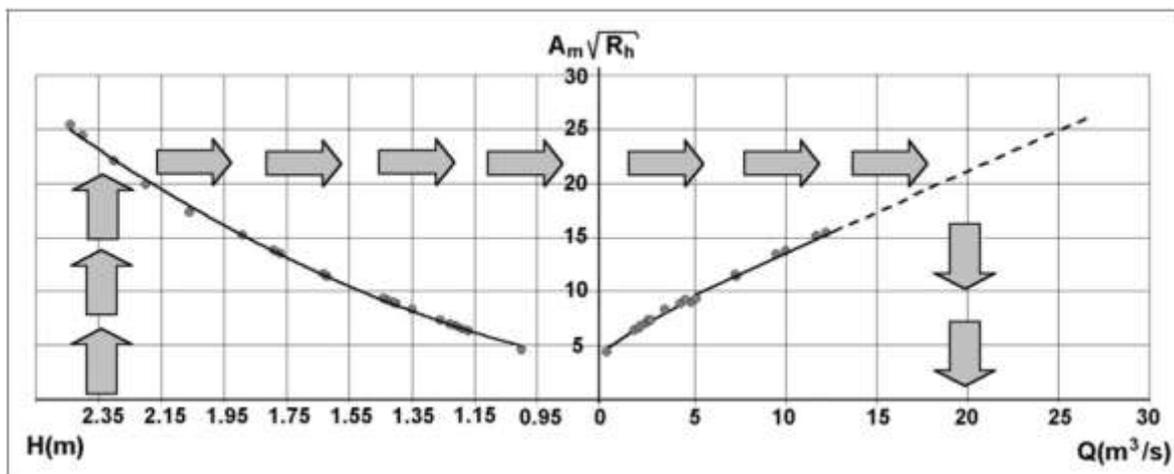


Figura 20 – Extrapolação pelo Método de Stevens (Fonte: JACCON e CUDO, 1989 apud SEFIONE, 2002)

O método possui as seguintes condições de aplicação:

- O escoamento deve ser quase uniforme (pseudo-uniforme);
- Perfil estável ou com baixa instabilidade e com o fator geométrico não variando entre cheia e depleção;
- Dispor de um número suficiente de medições corretamente alinhadas refletindo a estabilização da curva $Q = f(A_m\sqrt{R_h})$;

Como a seção transversal do exutório era conhecida por medições de campo, foi possível a obtenção da área da seção transversal (A_m) e do perímetro molhado (P_m) para cada leitura de cota, chegando ao respectivo valor do fator geométrico (FG), apresentados na tabela 7:

Tabela 7 – Cotas observadas e extrapoladas, de acordo com o Fator Geométrico

| h (m) | Q_{obs} (m ³ /s) | Q_{ext} (m ³ /s) | A_m (m ²) | P_m (m) | R_{hm} (m) | FG |
|---------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------|-----------|--------------|---------|
| 0.0500 | X | 0.0020 | 0.0256 | 0.9828 | 0.0260 | 0.0041 |
| 0.1420 | 0.0170 | 0.0568 | 0.2007 | 2.5852 | 0.0776 | 0.0559 |
| 0.1200 | 0.0310 | 0.0394 | 0.0333 | 1.1727 | 0.0284 | 0.0056 |
| 0.1900 | 0.0380 | 0.1071 | 0.3350 | 3.0731 | 0.1090 | 0.1106 |
| 0.1900 | 0.0380 | 0.1071 | 0.3350 | 3.0731 | 0.1090 | 0.1106 |
| 0.1900 | 0.0380 | 0.1071 | 0.3350 | 3.0731 | 0.1090 | 0.1106 |
| 0.1500 | 0.0490 | 0.0640 | 0.2215 | 2.6666 | 0.0831 | 0.0638 |
| 0.1500 | 0.0490 | 0.0640 | 0.2215 | 2.6666 | 0.0831 | 0.0638 |
| 0.1500 | 0.0490 | 0.0640 | 0.2215 | 2.6666 | 0.0831 | 0.0638 |
| 0.1900 | 0.1120 | 0.1071 | 0.3350 | 3.0731 | 0.1090 | 0.1106 |
| 0.3200 | 0.4130 | 0.3329 | 0.7614 | 3.6323 | 0.2096 | 0.3486 |
| 0.4100 | 0.4420 | 0.5707 | 1.0942 | 4.0194 | 0.2722 | 0.5709 |
| 0.3500 | 0.5200 | 0.4045 | 0.8689 | 3.7612 | 0.2310 | 0.4176 |
| 0.3500 | 0.5250 | 0.4045 | 0.8689 | 3.7612 | 0.2310 | 0.4176 |
| 0.4700 | 0.8090 | 0.7682 | 1.3331 | 4.2774 | 0.3117 | 0.7442 |
| 0.3800 | 0.8620 | 0.4838 | 0.9798 | 3.8904 | 0.2519 | 0.4917 |
| 0.5500 | 0.9070 | 1.0814 | 1.6729 | 4.6216 | 0.3620 | 1.0065 |
| 1.2200 | 4.0170 | 6.1193 | 5.4040 | 7.2047 | 0.7501 | 4.6802 |
| 1.2700 | 5.5370 | 6.6780 | 5.7375 | 7.3793 | 0.7775 | 5.0591 |
| 1.2100 | 6.3270 | 6.0107 | 5.3381 | 7.1697 | 0.7445 | 4.6061 |
| 1.5000 | 7.8510 | 9.5920 | 7.4811 | 9.4445 | 0.7921 | 6.6582 |
| 1.5000 | 8.0850 | 9.5920 | 7.4811 | 9.4445 | 0.7921 | 6.6582 |
| 1.7500 | X | 13.2605 | 10.4750 | 13.2765 | 0.7890 | 9.3044 |
| 2.0000 | X | 18.7515 | 13.3411 | 14.9224 | 0.8940 | 12.6144 |
| 2.2500 | X | 27.0982 | 17.1433 | 16.5816 | 1.0339 | 17.4312 |
| 2.5000 | X | 37.7252 | 21.1116 | 17.3169 | 1.2191 | 23.3102 |
| 2.7500 | X | 49.9484 | 25.1593 | 17.9006 | 1.4055 | 29.8273 |

h = cota;

Q_{obs} = vazão observada;

Q_{ext} = vazão extrapolada por Stevens;

A_m = área molhada da seção;

P_m = perímetro molhado da seção;

R_{hm} = raio hidráulico molhado da seção;

FG = fator geométrico para a seção.

A partir dos resultados levantados na tabela, foram então confeccionados os gráficos da figura 21.1, que relaciona o fator geométrico com as leituras de cota, formando uma curva de potência, e da figura 21.2, que relaciona o fator geométrico com as vazões observadas, formando uma curva linear passando pela origem. Igualando às equações das duas curvas, chega-se na equação final para os valores extrapolação da curva chave, apresentada na figura 21.3. Por fim, temos a equação (8.1), aplicável às leituras de cota entre 0,10m e 1,50m e a equação (8.2) aplicável às leituras de 0,05m a 0,10m e de 1,50m a 2,75m.

$$Q = 3,3404(h + 0,02)^{2,0649} \quad (8.1)$$

$$Q = 3,970305h^{2,1755} \quad (8.2)$$

Onde:

Q = vazão, em m³/s;

h = cota observada, em metros;

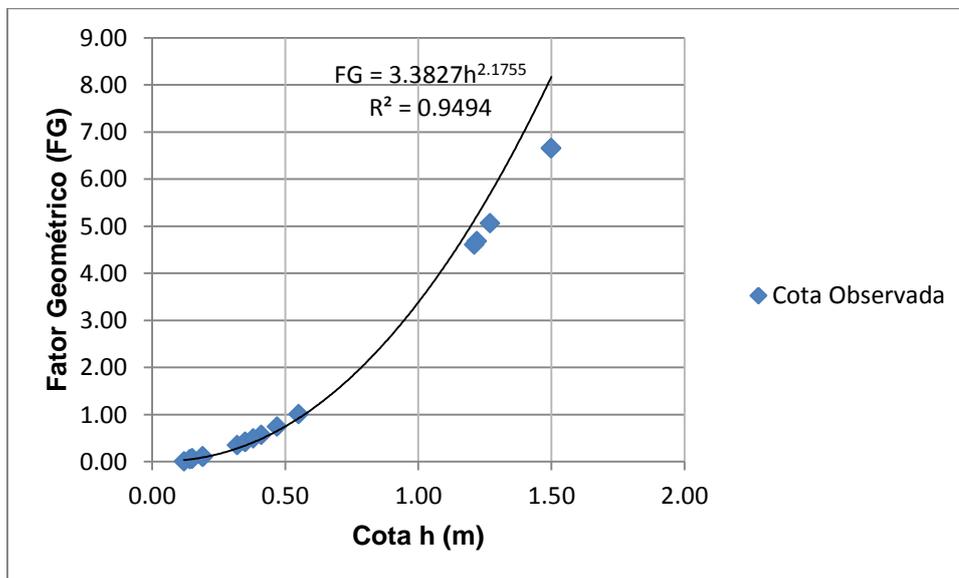


Figura 21.1 – Relação Fator Geométrico x Cota

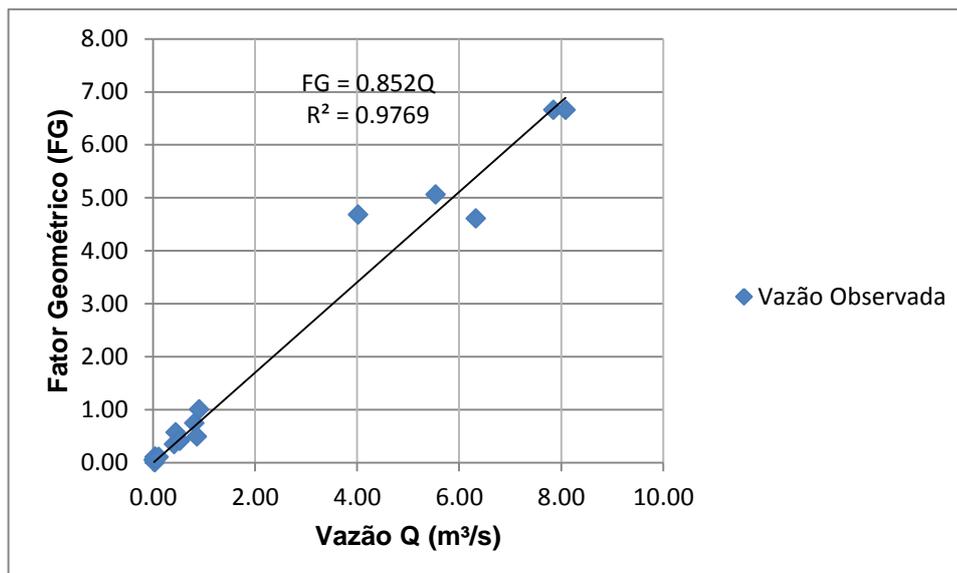


Figura 21.2 – Relação Fator Geométrico x Vazão

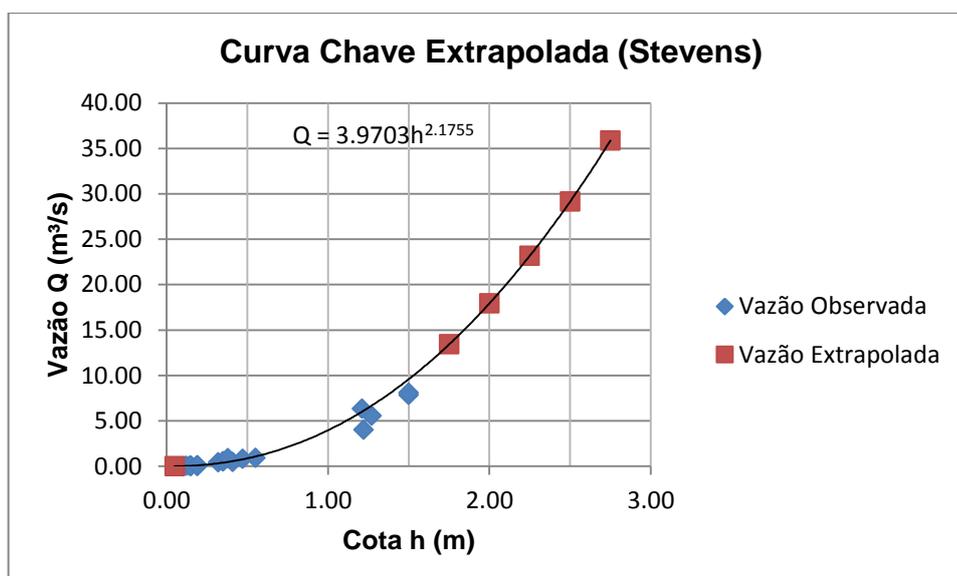


Figura 21.3 – Extrapolação da curva chave pelo Método de Stevens

Para análise do desempenho da extrapolação da curva foi utilizado o coeficiente de Pearson (R^2) além de dois tipos de erros propostos por Selfione (2002), e utilizados também por Rizzardi et al (2012).

A correlação dos valores de vazões observados com os valores gerados pelas respectivas cotas pela curva chave antiga, era de 99,26%, já os mesmos quando correlacionados aos valores gerados pelas cotas com a equação obtida por Stevens chegam à um R^2 de 98,94%. A correlação das medidas de vazão para as cotas extrapoladas por Stevens para com as mesmas utilizando a equação da antiga

curva chave é de 98,02%, e a correlação da série total de dados de vazão gerada por Stevens e pela antiga curva chave, é de 98,05 %.

Para avaliação dos erros, foram utilizados o Erro na cota Máxima ($Eh_{m\acute{a}x}$) e Erro médio (E_m), apresentados nas equações (9.1) e (9.2):

$$Eh_{m\acute{a}x} = \frac{Q_{em} - Q_{cm}}{Q_{em}} \quad (9.1)$$

$$E_m = \frac{\sum \frac{Q_{eh} - Q_{ch}}{Q_{cm}}}{N_h} \quad (9.2)$$

Onde:

Q_{em} = vazão extrapolada na cota máxima medida na seção, em m³/s;

Q_{cm} = vazão da curva chave na cota máxima medida, em m³/s;

Q_{eh} = vazão extrapolada na cota h, em m³/s;

Q_{ch} = vazão da curva chave na cota h, em m³/s;

N_h = número de vazões calculadas na faixa de extrapolação.

Os valores obtidos foram de -0,73 para o Erro na cota Máxima ($Eh_{m\acute{a}x}$) e de -0,15 para o Erro médio (E_m).

4.1.4 Banco de dados: Estação Cancela

No banco de dados pluviométricos utilizados para a modelagem da área abrangida pela estação Cancela, consta apenas a estação SEST/SENAT, que operou de 03/07/2003 a 28/11/2003, reiniciando em 22/12/2003, e sendo desativada apenas em 2015. A estação SEST/SENAT localiza-se nas seguintes coordenadas:

- Latitude: 29°42'13,93"S
- Longitude: 53°48'02,58"O

A figura 22, de Garcia (2005) apresenta a localização dos postos na bacia.

Os dados fluviométricos utilizados, com discretização temporal de um minuto, foram obtidos a partir dos dados de cota fornecidos por um limnógrafo por um limnógrafo eletrônico. A estação localiza-se nas seguintes coordenadas:

- Latitude: 29°42'27,03''S
- Longitude: 53°48'46,35''O

A estação conta com dados do período de 16/11/2003 a 24/03/2005, totalizando um ano e 128 dias.

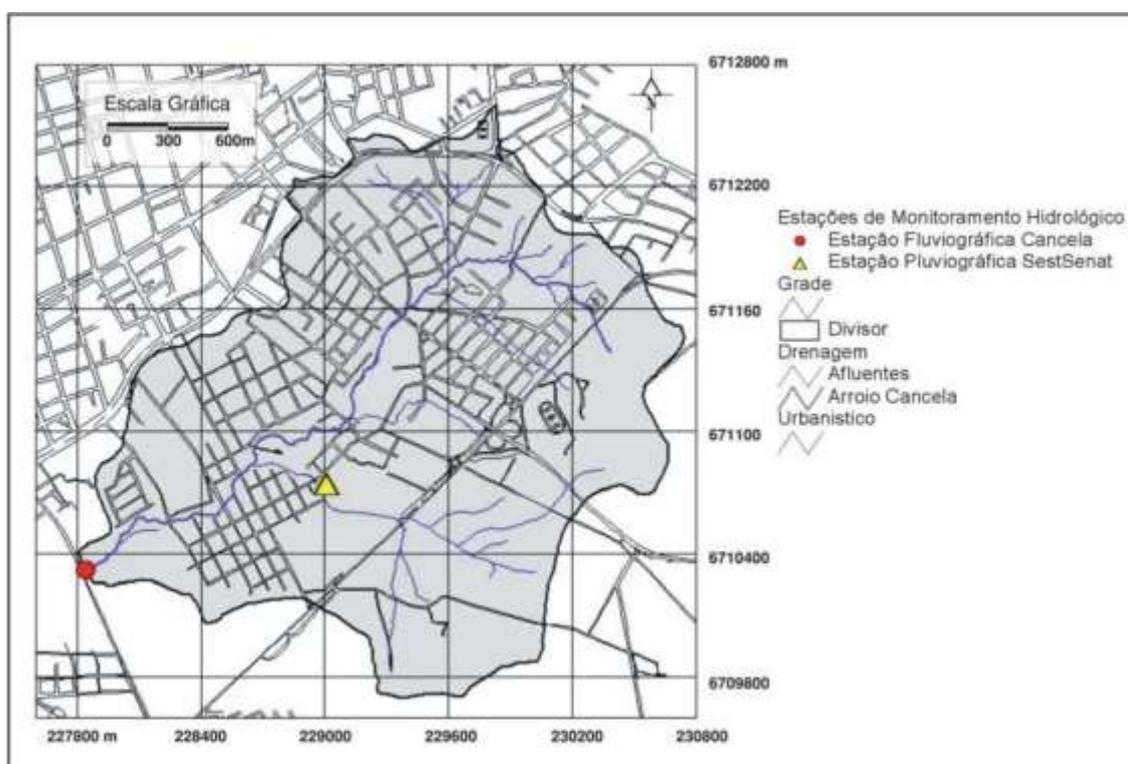


Figura 22 – Localização dos postos fluviométrico e pluviométrico (Fonte: GARCIA, 2005)

No dia 15/12/2003 houve um evento de grande magnitude registrado pela estação fluviométrica, porém, como a estação pluviométrica Sest/Senat ainda não estava em operação foram utilizados registros da estação pluviométrica Vila Maria, que também faz parte do banco de dados do grupo de estudos em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental – Ghidros. A estação Vila Maria localiza-se a aproximadamente 4 km da bacia, nas seguintes coordenadas:

- Latitude: 29°42'5,12''S
- Longitude: 53°44'53,61''O

Para transformação dos dados de cota em vazão, foi utilizada a curva-chave apresentada por Garcia (2005) (figura 23). A curva em questão é dividida em 4 faixas: leituras de 0 a 32 cm, leituras de 32 a 85 cm, leituras de 85 a 215 cm, e leituras acima de 215 cm. As equações de (10.1) a (10.4) aplicam-se, respectivamente, a cada faixa de leitura:

$$Q = 5 \times 10^{-8} x h^{4.6476} \quad (10.1)$$

$$Q = 0.0006h^2 - 0.0003h - 0.0313 \quad (10.2)$$

$$Q = 0.0001h^2 + 0.0721h - 2.7792 \quad (10.3)$$

$$Q = 4(0.1962(h - 115))^{0.5} \quad (10.4)$$

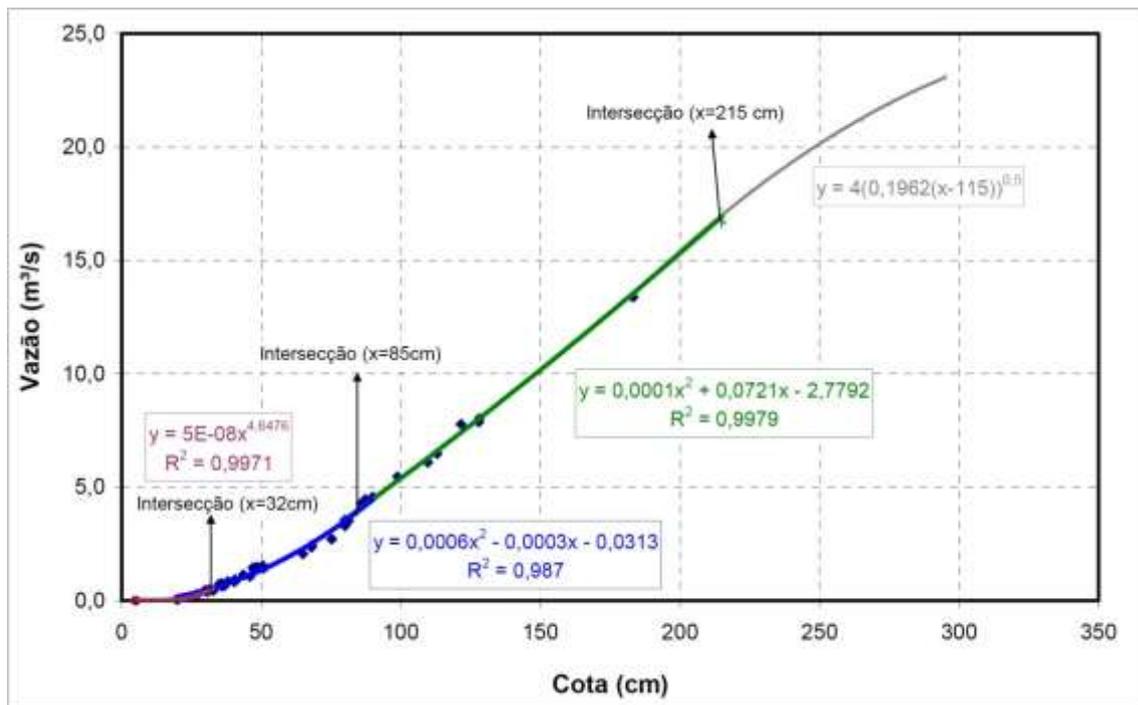


Figura 23 – Curva-chave estação Cancela (Fonte: GARCIA, 2005)

4.2 APLICAÇÃO DO MODELO SWMHYMO:

Nesta subseção será explicado o funcionamento do modelo SWMHYMO fundamentando sua aplicação na bacia. Os comandos disponíveis no modelo estão explicados no anexo A. A modelagem foi realizada tanto para o modo discreto,

através do comando CALIB STANHYD, com eventos isolados, como de modo contínuo, através do comando CONTINUOUS STANHYD.

O modelo SWMHYMO assim como outros sucessores do HYMO, trabalha transformando dados de entrada de precipitação em hidrogramas que são rodados em canais (ROUTE CHANNEL), tubulações (ROUTE PIPE) e reservatórios (ROUTE RESERVOIR). Os eventos de precipitação podem ser observados, introduzidos pelo comando READ STORM, ou sintéticos, na pesquisa foram utilizados apenas dados observados, e na simulação contínua foi utilizado o comando COMPUTE API para cálculo dos índices de precipitação antecedente.

Os hidrogramas de vazão prevista são gerados dividindo a bacia de captação em sub-bacias hidrológica e hidraulicamente homogêneas, para posteriormente rodar os hidrogramas em canais, tubulações e reservatórios. Para geração do hidrograma, na calibração por eventos, foi utilizado o comando CALIB STANHYD, indicado para áreas urbanas. O comando utiliza dois hidrogramas unitários instantâneos padrões paralelos na simulação do hidrograma de escoamento superficial, e para as perdas iniciais e o cálculo da infiltração foi utilizado o método de Horton (1939) disponível no comando CALIB STANHYD.

Variando os parâmetros disponíveis no comando CALIB STANHYD pôde ser feita a análise de sensibilidade, calibração e posterior validação. Na análise de sensibilidade foi avaliado o coeficiente de correlação de Pearson dos parâmetros em relação ao volume total escoado e à vazão de pico, e para análise do desempenho, nas etapas de calibração e validação, além do coeficiente de correlação de Pearson, foi utilizado o índice de eficiência de Nash-Stucliffe e os erros de Pico e Volume. O ajuste foi feito manualmente pela análise visual dos hidrogramas, buscando sempre melhores índices de desempenho e menores erros.

Para simulação do escoamento ao longo dos trechos do canal principal foi utilizado o comando ROUTE CHANNEL para os canais abertos irregulares e regulares, que necessita de dados geométricos das seções e utiliza um coeficiente de armazenamento variável ao longo do trecho, e o comando ROUTE PIPE para os bueiros, com auxílio do comando DIVERT HYD para dividir o fluxo de entrada em cada bueiro nos trechos com mais de uma célula.

Após os parâmetros estarem devidamente calibrados e validados, pôde ser feita a simulação do funcionamento de reservatórios de detenção em detenção em diferentes pontos da bacia a partir do comando ROUTE RESERVOIR. Os diferentes pontos para introdução do reservatório foram simulados variando a entrada do comando ao longo dos trechos abrangidos pelos comandos ROUTE CHANNEL e ROUTE PIPE. O comando ROUTE RESERVOIR é baseado num método de armazenamento-indicação (*Storage Indicate Method*) e precisa ser alimentado por uma curva de entrada com a relação vazão de saída versus armazenamento, cuja estimativa inicial foi obtida por simulação hidráulica fornecida pelo comando COMPUTE VOLUME para a situação *on-line*, ou COMPUTE DUAL HYD na situação *off-line*. Ainda, para simulação da situação *off-line*, o comando ROUTE RESERVOIR foi utilizado em combinação com o comando DIVERT HYD para simular a introdução de um dispositivo *bypass*, controlando a entrada do escoamento no reservatório apenas em eventos extremos.

Na modelagem contínua, além de todos os comandos já comentados, o comando CALIB STANHYD foi substituído pelo comando CONTINUOUS STANHYD, que conta com os parâmetros adicionais *laRECper*, *laRECimp* e *InterEventTime*, além disso, o comando também é alimentado pelo comando de chuva COMPUTE API para consideração da índice de precipitação antecedente (API). Os parâmetros *laRECper* e *laRECimp* inserem um tempo de recuperação dado em horas para as abstrações iniciais das áreas permeáveis e impermeáveis, respectivamente, nos intervalos sem precipitação. Ou seja, nos intervalos sem precipitação o valor inicial de IA é reestabelecido linearmente ao seu valor original sobre o período dado para *laRECper* ou *laRECimp*. Já o parâmetro *InterEventTime* refere-se ao tempo sem precipitação necessário para distinguir um evento do seguinte.

Quanto ao índice de precipitação antecedente, Ali et al (2010) define como o índice de umidade armazenado dentro de uma bacia de drenagem antes de uma tempestade, sendo um somatório ponderado de quantidades diárias de precipitação, usado como um índice de umidade do solo. É dado um peso maior para as chuvas mais recentes. Koehler e Linsley (1951) apresentam a seguinte equação para o índice de precipitação antecedente:

$$API = \sum_{t-1}^{-i} P_t k^{-t} \quad (11)$$

Onde:

API = índice de precipitação antecedente;

i = número considerado de dias antecedentes;

k = constante de decaimento;

P_t = precipitação no dia t .

O índice é utilizado para atualizar vários parâmetros hidrológicos durante a simulação da série contínua, e no modelo é fornecido por meio de dois parâmetros presentes no comando COMPUTE API: APII, que é o índice de precipitação antecedente inicial utilizado no cômputo do arranjo dos índices, e o parâmetro APIK, que é o coeficiente de depleção do índice de precipitação antecedente.

Por fim, com os parâmetros da modelagem contínua calibrados e validados, foi possível a obtenção do potencial erosivo no local a partir do comando EROSION INDEX que quantifica o potencial erosivo em um córrego baseado na simulação de um ou mais hidrogramas, os resultados do comando fornecem o número de horas nas quais o fluxo se mantém acima de um valor crítico.

A partir dos principais comandos apresentados e demais comandos auxiliares disponíveis no anexo A o modelo foi implementado na bacia seguindo as fases de análise de sensibilidade, calibração, validação e por fim simulação. Para esta simulação, foram analisados cenários com a instalação de reservatórios de detenção de modo a reduzir as inundações observadas em eventos extremos de precipitação.

O modelo SWMHYMO, porém, apresenta uma limitação na simulação hidráulica ao longo dos trechos, por ser um modelo apenas hidrológico, nos eventos extremos em que as tubulações simuladas são insuficientes para a vazão de entrada, o modelo automaticamente redimensiona as mesmas, não apontando a cota atingida acima da tubulação no evento, nos casos em que ela trabalha afogada. Como a obtenção dessa cota é essencial no estudo, para verificação das situações de inundação, adotou-se método presente em Gaia (2014), que estudou a modelação matemática do equacionamento de bueiros, para determinação da cota de entrada no bueiro, presente ao final dos trechos 101, 109, 111 e 116.

4.2.1 Equacionamento de bueiros retangulares

Gaia (2014) faz uma análise acerca da abordagem histórica, clássica e atual no equacionamento de bueiros, tratando mais particularmente de duas situações para o escoamento, com entrada e saída do bueiro livre, e com entrada afogada e saída livre. As situações estão apresentadas na figura 24 como 24-A e 24-C, respectivamente. Segundo o autor, as situações tratam de um comportamento bem particular no escoamento dos bueiros: a passagem de um escoamento para outro tipo, ou seja, de livre a afogado.

No estudo apresentado por Gaia (2014) tem-se, entre outras, a análise das equações apresentadas por Charbeneau, Henderson e Sherman (2006), que realizaram experimentos objetivando representar o comportamento d'água através das curvas da FHWA (Administração Federal de Estradas), órgão americano que controla a qualidade dos projetos rodoviários.

Das equações levantadas no estudo, as que melhor se adequaram aos valores observados em campo foram as equações (12.1) e (12.2), para as situações desafogado e afogado, respectivamente:

$$\frac{H_w}{D} = \frac{3}{2} \left(\frac{1}{C_b} \right)^{2/3} \left(\frac{Q}{A\sqrt{gD}} \right)^{2/3} \quad (12.1)$$

$$\frac{H_w}{D} = \left(\frac{1}{2(C_b C_c)^2} \right) \left(\frac{Q}{A\sqrt{gD}} \right)^2 + C_c \quad (12.2)$$

Onde:

H_w = carga específica (m);

D = altura da seção do bueiro (m);

C_b = coeficiente de contração de largura do bueiro;

C_c = coeficiente de contração vertical na entrada do bueiro;

Q = vazão que passa pelo bueiro (m^3/s);

A = área da seção transversal do bueiro (m^2);

g = aceleração da gravidade (m^2/s^2).

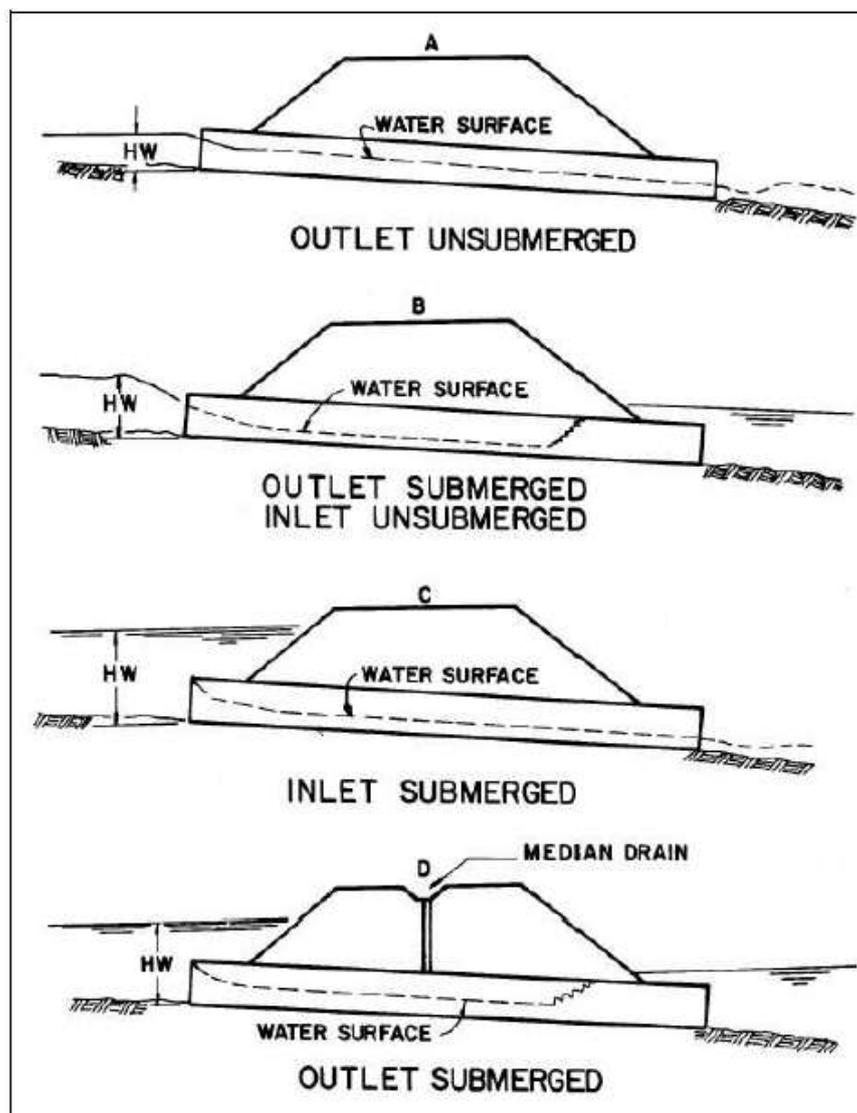


Figura 24 – Tipos de escoamento: controle de entrada (Fonte: NORMANN; HOUGHTALEN; JOHNSTON, 2001, apud GAIA, 2014)

Na situação afogado, o bueiro trabalha como orifício, é possível considerarmos essa situação pela relação comprimento/diâmetro (L/D) no bueiro em questão. Porto (2006) apresenta a seguinte convenção para relação L/D de tubulações:

- a) Se $1,5 \leq L/D \leq 5,0$: bocais;
- b) Se $5,0 < L/D \leq 500$: tubos muito curtos;
- c) Se $500 < L/D \leq 1000$: tubulações curtas;
- d) Se $L/D > 1000$: tubulações longas.

Para a tubulação deste utilizada para calibração dos parâmetros neste estudo, presente ao final do trecho 116 (trecho 116₂), tem-se a relação L/D entre 5 e 500, sendo assim classificado como tubo muito curto, o que, segundo Porto (2006), permite que o escoamento seja considerado de acordo com a lei dos orifícios. O trecho em questão foi escolhido para calibração por se tratar do trecho onde eram realizadas as medições de cota da estação fluviográfica Cancela, assim sendo, com os valores das vazões de chegada ao trecho dados pelo modelo SWMHYMO, e as profundidades observadas na estação Cancela, puderam ser calibrados os parâmetros das equações 12.1 e 12.2.

Sendo possível a determinação da cota atingida acima do bueiro nos eventos extremos, foi feito ainda o cálculo da curva de remanso, e a determinação da área de inundação.

4.2.2 Cálculo da curva de remanso e determinação da área de inundação

Para determinação da curva de remanso, foi utilizado o Direct Step Method (DST). Segundo Porto (2006) o Direct Step Method utiliza a equação de energia e um esquema de diferenças finitas para a equação da variação da energia específica em função da posição x (equação (13.1)) e permite o levantamento da linha d'água em um canal de seção e declividade constantes, para uma dada vazão. Temos:

$$\frac{dE}{dx} = I_0 - I_f \quad (13.1)$$

Onde:

dE = variação na energia específica;

dx = variação na posição longitudinal x ;

I_0 = declividade de fundo (m/m);

I_f = declividade da linha de energia (m/m).

A equação (17.1) pode ser reescrita da seguinte maneira:

$$dx = \frac{dE}{I_0 - I_f} \quad (13.2)$$

Em forma de diferenças finitas, temos:

$$\Delta x = \frac{\Delta E}{I_0 - I_f} = \frac{\Delta(y + \frac{v^2}{2g})}{I_0 - I_f} \quad (13.3)$$

Onde:

y = altura d'água na seção (m);

v = velocidade média na seção (m/s);

g = aceleração da gravidade (m²/s²).

A aplicação da equação (17.3) em um trecho de canal de comprimento Δx entre duas seções consecutivas 1 e 2 pode ser feita da seguinte maneira:

$$\Delta x = \frac{\Delta(y + \frac{v^2}{2g})}{I_0 - \bar{I}_f} \quad (13.4)$$

Sendo \bar{I}_f a declividade média da linha de energia entre as duas seções. A declividade da linha de energia em uma seção é dada pela seguinte equação:

$$I_f = \frac{Qn}{AR_h^{2/3}} \quad (13.5)$$

Onde:

Q = vazão (m³/s);

A = área da seção (m²);

n = coeficiente de rugosidade de Manning;

R_h = raio hidráulico da seção (m).

Assim sendo, temos todas as informações necessárias ao cálculo em função da altura d'água y , e o método consiste em variar y em pequenos intervalos, a fim de ir obtendo os intervalos Δx ao longo do trecho, e formando o desenho da curva de remanso, de comprimento $L = \sum \Delta x$. O cálculo é tão mais preciso quanto menores forem os intervalos adotados. Importante ressaltar que o sinal de Δx pode ser

positivo ou negativo, de acordo com o sentido tomado para a variação da altura y . Variando-se a altura no sentido contrário a vazão, como foi feito no estudo, o sinal de Δx retorna negativo. Dessa maneira, a curva chega ao fim quando chegamos à profundidade normal (y_n), profundidade no qual temos um escoamento em regime permanente e uniforme, com a linha de energia paralela ao fundo do canal, ou seja, $I_f = I_0$.

Com o comprimento L obtido do fim do remanso até a profundidade onde ocorre o extravasamento, pode-se ter uma estimativa da área de alagamento, porém, limitada pelo fato de que é considerada uma seção constante para todo o trecho.

Uma análise mais detalhada para a área de inundação foi feita a partir das curvas de nível na bacia, com auxílio do programa QuantumGIS. A partir da cota atingida em cada evento com extravasamento da calha nos trechos, foram interpoladas as curvas de nível da bacia até o valor exato da cota em análise, estando as cotas abaixo da cota atingida no evento em áreas de alagamento, formando um polígono indicado pelo programa QuantumGIS.

5 RESULTADOS

Nesta subseção são apresentados e discutidos os resultados obtidos no processo de modelagem, iniciando com a modelagem discreta por eventos, seguida da modelagem contínua, avaliando assim a eficiência do modelo. Com os resultados obtidos nas etapas de simulação, foi possível a análise de eficiência dos reservatórios de detenção.

5.1 CANCELA-TAMANDAY: MODELAGEM DISCRETA POR EVENTOS:

Para seleção dos eventos na modelagem discreta, foi inicialmente analisada cada variação significativa na vazão ao longo dos três anos e dezenove dias de dados disponíveis, com precipitação correspondente registrada em alguma das quatro estações que dispunham de discretização temporal de 1 minuto, a partir deste processo, foi gerada a tabela 8, com 273 eventos levantados:

Tabela 8 – Eventos inicialmente levantados para análise

| EVENTO | DATA/HORA | P_t (mm) | $C_{m\acute{a}x}$ (m) | $Q_{m\acute{a}x}$ (m ³ /s) | ESTAÇÃO |
|--------|------------------|------------|-----------------------|---------------------------------------|----------|
| E1 | 28/07/2012 19:25 | 7.18 | 0.13 | 0.0646 | PLANALTO |
| E2 | 31/07/2012 13:32 | 26.21 | 0.59 | 1.1834 | PLANALTO |
| E3 | 12/08/2012 22:49 | 22.38 | 0.43 | 0.6276 | PLANALTO |
| E4 | 20/08/2012 23:08 | 3.07 | 0.22 | 0.1769 | PLANALTO |
| E5 | 25/08/2012 04:21 | 8.34 | 0.33 | 0.3822 | PLANALTO |
| E6 | 26/08/2012 04:36 | 14.05 | 0.24 | 0.2069 | PLANALTO |
| E7 | 07/09/2012 20:22 | 4.25 | 0.20 | 0.1493 | PLANALTO |
| E8 | 09/09/2012 20:08 | 41.52 | 0.55 | 1.0388 | PLANALTO |
| E9 | 11/09/2012 01:59 | 2.26 | 0.13 | 0.0646 | PLANALTO |
| E10 | 15/09/2012 09:21 | 15.15 | 0.30 | 0.3259 | PLANALTO |
| E11 | 16/09/2012 08:49 | 13.33 | 0.52 | 0.9216 | PLANALTO |
| E12 | 17/09/2012 09:25 | 3.24 | 0.13 | 0.0637 | PLANALTO |
| E13 | 18/09/2012 19:30 | 17.35 | 0.66 | 1.5064 | PLANALTO |
| E14 | 19/09/2012 05:01 | 1.97 | 0.28 | 0.2780 | PLANALTO |
| E15 | 01/10/2012 04:45 | 35.56 | 0.58 | 1.1434 | PLANALTO |
| E16 | 02/10/2012 09:17 | 54.87 | 0.90 | 2.8374 | PLANALTO |
| E17 | 07/10/2012 11:51 | 3.50 | 0.17 | 0.1094 | PLANALTO |
| E18 | 07/10/2012 16:42 | 4.25 | 0.17 | 0.1130 | PLANALTO |
| E19 | 08/10/2012 15:03 | 2.69 | 0.29 | 0.2975 | PLANALTO |
| E20 | 09/10/2012 09:02 | 68.29 | 1.26 | 5.5972 | PLANALTO |
| E21 | 11/10/2012 12:46 | 1.52 | 0.13 | 0.0692 | PLANALTO |

| | | | | | |
|------|------------------|-------|------|--------|-----------|
| E22 | 15/10/2012 20:14 | 11.08 | 0.30 | 0.3197 | PLANALTO |
| E23 | 20/10/2012 20:09 | 31.01 | 1.65 | 9.5719 | PLANALTO |
| E24 | 22/10/2012 08:07 | 26.67 | 0.66 | 1.5064 | PLANALTO |
| E25 | 27/10/2012 14:03 | 3.02 | 0.22 | 0.1724 | PLANALTO |
| E26 | 27/10/2012 22:46 | 3.69 | 0.25 | 0.2254 | PLANALTO |
| E27 | 29/10/2012 08:10 | 9.85 | 0.27 | 0.2556 | PLANALTO |
| E28 | 10/11/2012 16:06 | 15.79 | 0.59 | 1.2037 | PLANALTO |
| E29 | 19/11/2012 00:09 | 14.12 | 0.31 | 0.3301 | PLANALTO |
| E30 | 22/11/2012 21:52 | 11.60 | 0.32 | 0.3666 | PLANALTO |
| E31 | 23/11/2012 16:01 | 23.26 | 1.28 | 5.7605 | PLANALTO |
| E32 | 01/12/2012 06:01 | 16.05 | 0.40 | 0.5461 | PLANALTO |
| E33 | 04/12/2012 08:51 | 12.99 | 0.35 | 0.4216 | PLANALTO |
| E34 | 04/12/2012 21:40 | 0.95 | 0.14 | 0.0730 | PLANALTO |
| E35 | 07/12/2012 01:48 | 8.09 | 0.22 | 0.1799 | PLANALTO |
| E36 | 11/12/2012 00:39 | 30.01 | 0.57 | 1.1276 | PLANALTO |
| E37 | 12/12/2012 05:31 | 30.28 | 0.42 | 0.6045 | PLANALTO |
| E37B | 12/12/2012 23:07 | 24.07 | 0.65 | 1.4791 | PLANALTO |
| E38 | 16/12/2012 20:03 | 17.75 | 1.04 | 3.7455 | PLANALTO |
| E39 | 18/12/2012 19:33 | 10.04 | 0.34 | 0.4145 | PLANALTO |
| E40 | 18/12/2012 21:15 | 17.99 | 0.60 | 1.2242 | PLANALTO |
| E41 | 20/12/2012 11:46 | 15.21 | 0.58 | 1.1514 | PLANALTO |
| E42 | 21/12/2012 01:07 | 41.84 | 0.64 | 1.4075 | PLANALTO |
| E43 | 26/12/2012 06:44 | 88.63 | 0.93 | 3.0243 | PLANALTO |
| E44 | 31/12/2012 22:16 | 44.62 | 1.65 | 9.6790 | PLANALTO |
| E45 | 05/01/2013 09:01 | 46.04 | 1.11 | 4.3072 | PLANALTO |
| E46 | 07/01/2013 13:13 | 32.28 | 1.47 | 7.5789 | PLANALTO |
| E47 | 08/01/2013 04:54 | 1.25 | 0.22 | 0.1739 | PLANALTO |
| E48 | 09/01/2013 05:13 | 0.26 | 0.17 | 0.1094 | PLANALTO |
| E49 | 17/01/2013 18:25 | 2.49 | 0.24 | 0.1988 | PLANALTO |
| E50 | 24/01/2013 17:05 | 2.23 | 0.16 | 0.0968 | PLANALTO |
| E51 | 25/01/2013 03:03 | 0.38 | 0.20 | 0.1397 | PLANALTO |
| E52 | 02/02/2013 09:02 | 41.49 | 1.50 | 7.9734 | PLANALTO |
| E53 | 03/02/2013 07:26 | 14.71 | 1.07 | 3.9683 | DAER |
| E54 | 09/02/2013 13:30 | 1.17 | 0.18 | 0.1229 | PLANALTO |
| E55 | 10/02/2013 15:54 | 1.62 | 0.33 | 0.3733 | PLANALTO |
| E56 | 11/02/2013 13:56 | 3.83 | 0.25 | 0.2169 | PLANALTO |
| E57 | 14/02/2013 17:19 | 25.84 | 1.27 | 5.6153 | UFSM CCSH |
| E58 | 17/02/2013 12:15 | 17.28 | 1.35 | 6.4183 | PLANALTO |
| E59 | 20/02/2013 12:42 | 4.25 | 0.34 | 0.4145 | PLANALTO |
| E60 | 25/02/2013 01:23 | 3.00 | 0.17 | 0.1118 | PLANALTO |
| E61 | 03/03/2013 09:19 | 26.33 | 1.20 | 5.0535 | PLANALTO |
| E61B | 03/03/2013 14:52 | 17.82 | 0.72 | 1.7988 | PLANALTO |
| E62 | 04/03/2013 20:46 | 3.86 | 0.25 | 0.2306 | PLANALTO |
| E63 | 08/03/2013 09:00 | 30.73 | 0.51 | 0.9075 | PLANALTO |
| E64 | 10/03/2013 04:56 | 15.47 | 0.98 | 3.3060 | PLANALTO |

| | | | | | |
|------|------------------|-------|------|---------|-----------|
| E65 | 12/03/2013 01:28 | 68.87 | 1.69 | 10.1504 | PLANALTO |
| E66 | 19/03/2013 09:40 | 10.49 | 0.26 | 0.2447 | PLANALTO |
| E67 | 20/03/2013 04:35 | 14.12 | 0.45 | 0.6964 | PLANALTO |
| E68 | 20/03/2013 22:11 | 2.56 | 0.41 | 0.5763 | PLANALTO |
| E69 | 01/04/2013 13:54 | 15.67 | 0.36 | 0.4629 | PLANALTO |
| E70 | 04/04/2013 11:42 | 66.17 | 1.83 | 11.9248 | PLANALTO |
| E71 | 11/04/2013 19:25 | 70.04 | 1.65 | 9.6194 | PLANALTO |
| E72 | 29/04/2013 05:37 | 6.20 | 0.28 | 0.2819 | PLANALTO |
| E73 | 03/05/2013 16:21 | 11.82 | 0.50 | 0.8589 | PLANALTO |
| E74 | 12/05/2013 04:39 | 13.68 | 0.42 | 0.6045 | PLANALTO |
| E75 | 19/05/2013 11:17 | 34.84 | 0.65 | 1.4746 | PLANALTO |
| E76 | 29/05/2013 05:54 | 5.45 | 0.40 | 0.5570 | PLANALTO |
| E77 | 01/06/2013 05:12 | 16.60 | 0.75 | 1.9368 | UFSM CESH |
| E78 | 16/06/2013 19:24 | 1.52 | 0.12 | 0.0585 | PLANALTO |
| E79 | 18/06/2013 14:52 | 5.07 | 0.29 | 0.2896 | PLANALTO |
| E80 | 18/06/2013 23:13 | 6.17 | 0.33 | 0.3868 | PLANALTO |
| E81 | 20/06/2013 12:42 | 1.18 | 0.12 | 0.0585 | PLANALTO |
| E81B | 20/06/2013 17:23 | 5.40 | 0.36 | 0.4481 | PLANALTO |
| E82 | 20/06/2013 22:51 | 8.58 | 0.55 | 1.0540 | PLANALTO |
| E83 | 21/06/2013 05:17 | 21.79 | 0.61 | 1.2740 | PLANALTO |
| E84 | 28/06/2013 17:17 | 6.60 | 0.23 | 0.1892 | PLANALTO |
| E85 | 04/07/2013 17:00 | 1.11 | 0.14 | 0.0730 | PLANALTO |
| E86 | 05/07/2013 07:48 | 2.41 | 0.17 | 0.1036 | PLANALTO |
| E87 | 06/07/2013 17:14 | 6.73 | 0.66 | 1.5202 | PLANALTO |
| E88 | 07/07/2013 00:37 | 63.01 | 1.74 | 10.7087 | PLANALTO |
| E89 | 12/07/2013 21:00 | 7.48 | 0.33 | 0.3778 | PLANALTO |
| E90 | 14/07/2013 11:33 | 3.71 | 0.24 | 0.1988 | PLANALTO |
| E91 | 14/07/2013 21:08 | 0.63 | 0.14 | 0.0730 | PLANALTO |
| E92 | 18/07/2013 08:36 | 34.93 | 0.87 | 2.6078 | PLANALTO |
| E93 | 20/07/2013 15:54 | 6.17 | 0.30 | 0.3177 | PLANALTO |
| E94 | 02/08/2013 08:49 | 14.90 | 0.41 | 0.5903 | PLANALTO |
| E95 | 07/08/2013 05:15 | 12.51 | 0.79 | 2.1784 | PLANALTO |
| E96 | 08/08/2013 16:40 | 2.43 | 0.22 | 0.1679 | PLANALTO |
| E97 | 09/08/2013 01:51 | 14.60 | 0.46 | 0.7181 | PLANALTO |
| E97B | 10/08/2013 02:37 | 20.69 | 0.36 | 0.4456 | PLANALTO |
| E98 | 21/08/2013 13:26 | 0.24 | 0.15 | 0.0809 | PLANALTO |
| E99 | 22/08/2013 11:11 | 14.92 | 0.40 | 0.5625 | PLANALTO |
| E100 | 24/08/2013 02:16 | 77.59 | 0.72 | 1.7838 | PLANALTO |
| E101 | 03/09/2013 08:07 | 1.32 | 0.17 | 0.1130 | PLANALTO |
| E102 | 08/09/2013 05:07 | 4.11 | 0.30 | 0.3259 | PLANALTO |
| E103 | 15/09/2013 12:42 | 23.49 | 0.87 | 2.6017 | PLANALTO |
| E104 | 21/09/2013 01:02 | 2.80 | 0.20 | 0.1411 | PLANALTO |
| E105 | 21/09/2013 10:02 | 0.90 | 0.18 | 0.1167 | PLANALTO |
| E106 | 23/09/2013 03:28 | 28.49 | 0.46 | 0.7213 | PLANALTO |
| E107 | 27/09/2013 23:48 | 9.23 | 0.33 | 0.3755 | PLANALTO |

| | | | | | |
|-------|------------------|--------|------|---------|----------|
| E108 | 30/09/2013 11:09 | 2.17 | 0.19 | 0.1344 | PLANALTO |
| E109 | 12/10/2013 07:52 | 5.98 | 0.31 | 0.3385 | PLANALTO |
| E110 | 21/10/2013 04:09 | 61.48 | 1.45 | 7.3595 | PLANALTO |
| E111 | 23/10/2013 16:26 | 12.44 | 0.63 | 1.3637 | PLANALTO |
| E112 | 26/10/2013 11:32 | 22.74 | 1.09 | 4.1668 | PLANALTO |
| E113 | 02/11/2013 13:12 | 7.08 | 0.29 | 0.2995 | PLANALTO |
| E114 | 03/11/2013 06:19 | 1.98 | 0.15 | 0.0840 | PLANALTO |
| E115 | 09/11/2013 15:01 | 25.18 | 1.15 | 4.6358 | PLANALTO |
| E115B | 10/11/2013 15:24 | 160.52 | 2.46 | 21.7560 | PLANALTO |
| E116 | 12/11/2013 02:56 | 6.71 | 0.24 | 0.2086 | PLANALTO |
| E117 | 15/11/2013 13:30 | 24.51 | 0.87 | 2.6504 | PLANALTO |
| E118 | 19/11/2013 14:13 | 40.36 | 1.35 | 6.4087 | PLANALTO |
| E119 | 21/11/2013 17:41 | 1.76 | 0.22 | 0.1694 | PLANALTO |
| E120 | 26/11/2013 13:21 | 12.44 | 1.20 | 5.0706 | PLANALTO |
| E121 | 27/11/2013 14:51 | 6.91 | 0.51 | 0.9110 | PLANALTO |
| E122 | 01/12/2013 14:43 | 10.45 | 0.45 | 0.7119 | PLANALTO |
| E123 | 05/12/2013 05:38 | 5.95 | 0.41 | 0.5875 | PLANALTO |
| E124 | 09/12/2013 11:43 | 22.39 | 1.09 | 4.1514 | PLANALTO |
| E125 | 13/12/2013 12:10 | 0.54 | 0.15 | 0.0840 | PLANALTO |
| E126 | 27/12/2013 20:21 | 3.07 | 0.17 | 0.1118 | PLANALTO |
| E127 | 30/12/2013 12:06 | 2.03 | 0.34 | 0.4075 | PLANALTO |
| E128 | 31/12/2013 10:07 | 1.27 | 0.27 | 0.2501 | PLANALTO |
| E129 | 01/01/2014 13:29 | 3.82 | 0.18 | 0.1191 | PLANALTO |
| E130 | 02/01/2014 12:55 | 1.67 | 0.25 | 0.2169 | PLANALTO |
| E131 | 02/01/2014 17:27 | 6.47 | 0.15 | 0.0829 | PLANALTO |
| E132 | 07/01/2014 23:21 | 8.28 | 0.51 | 0.8830 | PLANALTO |
| E133 | 10/01/2014 15:15 | 82.19 | 1.95 | 13.5612 | PLANALTO |
| E134 | 13/01/2014 00:17 | 2.15 | 0.19 | 0.1318 | PLANALTO |
| E135 | 13/01/2014 16:40 | 7.92 | 0.84 | 2.4524 | PLANALTO |
| E136 | 14/01/2014 14:00 | 18.31 | 1.21 | 5.0791 | PLANALTO |
| E137 | 24/01/2014 15:28 | 8.18 | 0.66 | 1.5064 | PLANALTO |
| E138 | 26/01/2014 03:41 | 4.09 | 0.15 | 0.0850 | PLANALTO |
| E139 | 30/01/2014 19:49 | 1.21 | 0.16 | 0.0979 | PLANALTO |
| E140 | 01/02/2014 17:08 | 6.81 | 0.70 | 1.7146 | PLANALTO |
| E141 | 08/02/2014 14:40 | 1.01 | 0.14 | 0.0799 | PLANALTO |
| E142 | 08/02/2014 22:06 | 9.41 | 0.46 | 0.7213 | PLANALTO |
| E143 | 09/02/2014 16:28 | 0.94 | 0.14 | 0.0749 | PLANALTO |
| E144 | 12/02/2014 15:15 | 8.06 | 0.44 | 0.6751 | PLANALTO |
| E145 | 13/02/2014 09:37 | 15.92 | 0.46 | 0.7370 | PLANALTO |
| E146 | 14/02/2014 04:40 | 1.20 | 0.21 | 0.1606 | PLANALTO |
| E147 | 20/02/2014 09:53 | 10.22 | 0.41 | 0.5875 | PLANALTO |
| E148 | 22/02/2014 13:14 | 35.97 | 1.39 | 6.8306 | PLANALTO |
| E149 | 25/02/2014 13:45 | 21.05 | 1.34 | 6.3221 | PLANALTO |
| E150 | 26/02/2014 09:19 | 48.66 | 0.80 | 2.2062 | PLANALTO |
| E151 | 03/03/2014 15:39 | 35.33 | 1.40 | 6.8706 | PLANALTO |

| | | | | | |
|-------|------------------|--------|------|---------|-----------|
| E152 | 15/03/2014 02:50 | 32.75 | 1.49 | 7.8658 | PLANALTO |
| E153 | 16/03/2014 21:27 | 124.57 | 1.82 | 11.7922 | PLANALTO |
| E154 | 30/03/2014 01:41 | 37.18 | 1.85 | 12.1251 | PLANALTO |
| 154B | 30/03/2014 23:01 | 5.58 | 0.84 | 2.4231 | PLANALTO |
| E155 | 08/04/2014 10:48 | 34.23 | 1.82 | 11.7394 | PLANALTO |
| E156 | 11/04/2014 03:46 | 38.35 | 0.90 | 2.8310 | PLANALTO |
| E157 | 18/04/2014 17:29 | 6.53 | 0.61 | 1.2740 | PLANALTO |
| E158 | 19/04/2014 06:54 | 7.20 | 0.26 | 0.2393 | PLANALTO |
| E159 | 29/04/2014 22:33 | 3.50 | 0.22 | 0.1815 | PLANALTO |
| E160 | 04/05/2014 02:40 | 68.64 | 1.51 | 7.9842 | PLANALTO |
| E161 | 15/05/2014 14:40 | 43.04 | 2.46 | 21.7378 | PLANALTO |
| E162 | 21/05/2014 09:29 | 39.93 | 0.83 | 2.3997 | PLANALTO |
| E163 | 30/05/2014 20:00 | 49.89 | 0.89 | 2.7681 | PLANALTO |
| E163B | 31/05/2014 23:11 | 5.09 | 0.50 | 0.8520 | PLANALTO |
| E164 | 04/06/2014 17:29 | 10.72 | 0.48 | 0.7820 | PLANALTO |
| E165 | 05/06/2014 06:26 | 14.75 | 0.75 | 1.9212 | PLANALTO |
| E166 | 13/06/2014 11:26 | 15.04 | 0.87 | 2.6199 | PLANALTO |
| E166B | 13/06/2014 22:22 | 0.42 | 0.20 | 0.1424 | PLANALTO |
| E167 | 14/06/2014 01:07 | 3.24 | 0.23 | 0.1972 | PLANALTO |
| E168 | 16/06/2014 18:23 | 0.90 | 0.17 | 0.1036 | PLANALTO |
| E169 | 28/06/2014 01:11 | 143.20 | 1.28 | 5.7149 | UFSM CCSH |
| E170 | 03/07/2014 22:40 | 36.80 | 1.97 | 13.8038 | UFSM CCSH |
| E171 | 05/07/2014 23:09 | 33.80 | 0.97 | 3.2786 | UFSM CCSH |
| E172 | 17/07/2014 09:01 | 18.80 | 0.87 | 2.6199 | UFSM CCSH |
| E173 | 22/07/2014 18:00 | 119.68 | 1.50 | 7.8980 | PLANALTO |
| E174 | 30/07/2014 02:48 | 1.98 | 0.19 | 0.1331 | PLANALTO |
| E175 | 01/08/2014 11:38 | 17.34 | 0.89 | 2.7182 | PLANALTO |
| E176 | 02/08/2014 08:44 | 2.18 | 0.25 | 0.2288 | PLANALTO |
| E177 | 04/08/2014 03:44 | 18.40 | 0.92 | 2.9333 | PLANALTO |
| E178 | 07/08/2014 10:09 | 16.96 | 0.59 | 1.2119 | PLANALTO |
| E179 | 10/08/2014 11:02 | 5.57 | 0.24 | 0.1988 | PLANALTO |
| E180 | 25/08/2014 06:43 | 3.53 | 0.40 | 0.5597 | PLANALTO |
| E181 | 30/08/2014 23:53 | 32.20 | 1.48 | 7.6739 | PLANALTO |
| E182 | 02/09/2014 08:01 | 19.10 | 1.02 | 3.6438 | PLANALTO |
| E183 | 05/09/2014 00:15 | 1.22 | 0.17 | 0.1130 | PLANALTO |
| E184 | 06/09/2014 10:14 | 48.68 | 1.21 | 5.1393 | PLANALTO |
| E185 | 10/09/2014 06:11 | 61.27 | 1.59 | 8.9304 | PLANALTO |
| E186 | 14/09/2014 16:58 | 27.09 | 1.02 | 3.6222 | PLANALTO |
| E187 | 19/09/2014 17:40 | 0.92 | 0.29 | 0.3055 | PLANALTO |
| E188 | 23/09/2014 21:47 | 8.18 | 0.33 | 0.3711 | PLANALTO |
| E189 | 25/09/2014 18:27 | 39.99 | 1.18 | 4.8674 | PLANALTO |
| E190 | 28/09/2014 12:39 | 26.85 | 0.77 | 2.0585 | PLANALTO |
| E191 | 30/09/2014 07:47 | 50.23 | 1.26 | 5.5255 | UFSM CCSH |
| E192 | 05/10/2014 20:28 | 35.36 | 0.93 | 3.0112 | PLANALTO |
| E193 | 10/10/2014 14:19 | 6.34 | 0.27 | 0.2537 | PLANALTO |

| | | | | | |
|-------|------------------|--------|------|---------|-------------|
| E194 | 11/10/2014 20:14 | 2.34 | 0.20 | 0.1424 | PLANALTO |
| E195 | 12/10/2014 00:51 | 2.69 | 0.20 | 0.1521 | PLANALTO |
| E196 | 13/10/2014 01:01 | 4.65 | 0.63 | 1.3768 | PLANALTO |
| E197 | 16/10/2014 11:56 | 1.76 | 0.17 | 0.1118 | PLANALTO |
| E198 | 17/10/2014 03:19 | 43.05 | 1.84 | 12.0849 | PLANALTO |
| E199 | 17/10/2014 21:00 | 7.63 | 0.44 | 0.6721 | PLANALTO |
| E200 | 18/10/2014 06:08 | 13.53 | 0.86 | 2.5654 | PLANALTO |
| E200B | 18/10/2014 15:18 | 6.20 | 0.49 | 0.8452 | PLANALTO |
| E201 | 19/10/2014 01:05 | 44.20 | 2.35 | 19.7743 | UFSM CESH |
| E202 | 29/10/2014 22:51 | 70.30 | 1.74 | 10.7213 | PLANALTO |
| E203 | 01/11/2014 12:42 | 5.34 | 0.30 | 0.3156 | PLANALTO |
| E204 | 03/11/2014 17:11 | 15.37 | 1.22 | 5.1738 | PLANALTO |
| E205 | 06/11/2014 15:55 | 1.86 | 0.21 | 0.1606 | PLANALTO |
| E206 | 12/11/2014 04:59 | 6.47 | 0.40 | 0.5515 | PLANALTO |
| E207 | 21/11/2014 05:06 | 3.80 | 0.18 | 0.1154 | CORSAN SEDE |
| E208 | 24/11/2014 06:15 | 27.09 | 0.28 | 0.2723 | PLANALTO |
| E208B | 25/11/2014 03:57 | 31.17 | 0.97 | 3.2718 | PLANALTO |
| E209 | 29/11/2014 20:48 | 56.60 | 2.06 | 15.1253 | CORSAN SEDE |
| E210 | 01/12/2014 06:32 | 13.64 | 0.44 | 0.6691 | PLANALTO |
| E211 | 08/12/2014 14:24 | 32.40 | 0.69 | 1.6613 | CORSAN SEDE |
| E212 | 09/12/2014 17:14 | 23.20 | 1.19 | 4.9178 | CORSAN SEDE |
| E213 | 13/12/2014 06:02 | 29.60 | 0.18 | 0.1191 | PLANALTO |
| E214 | 15/12/2014 06:01 | 11.74 | 0.19 | 0.1292 | PLANALTO |
| E215 | 16/12/2014 09:22 | 20.20 | 1.24 | 5.3657 | UFSM CESH |
| E216 | 20/12/2014 17:40 | 28.40 | 1.93 | 13.2224 | CORSAN SEDE |
| E217 | 26/12/2014 14:24 | 6.80 | 0.56 | 1.0885 | CORSAN SEDE |
| E218 | 26/12/2014 22:04 | 101.54 | 2.08 | 15.3971 | PLANALTO |
| E219 | 28/12/2014 09:12 | 5.35 | 0.30 | 0.3218 | PLANALTO |
| E220 | 29/12/2014 07:16 | 20.47 | 0.21 | 0.1650 | PLANALTO |
| E221 | 01/01/2015 11:17 | 20.00 | 0.72 | 1.8139 | UFSM CESH |
| E222 | 05/01/2015 20:30 | 2.60 | 0.25 | 0.2203 | UFSM CESH |
| E223 | 07/01/2015 09:53 | 11.71 | 0.54 | 1.0051 | PLANALTO |
| E224 | 08/01/2015 12:15 | 13.53 | 1.40 | 6.8706 | PLANALTO |
| E225 | 09/01/2015 13:37 | 18.80 | 1.10 | 4.2367 | CORSAN SEDE |
| E226 | 10/01/2015 16:52 | 5.20 | 0.24 | 0.2020 | UFSM CESH |
| E227 | 13/01/2015 21:22 | 38.20 | 0.86 | 2.5715 | UFSM CESH |
| E228 | 17/01/2015 06:48 | 11.80 | 0.78 | 2.1071 | UFSM CESH |
| E229 | 20/01/2015 00:01 | 18.00 | 1.36 | 6.4861 | CORSAN SEDE |
| E230 | 26/01/2015 16:19 | 9.80 | 0.35 | 0.4384 | CORSAN SEDE |
| E231 | 27/01/2015 12:26 | 18.80 | 0.77 | 2.0424 | CORSAN SEDE |
| E232 | 28/01/2015 15:42 | 43.40 | 2.74 | 35.4908 | CORSAN SEDE |
| E233 | 10/02/2015 13:27 | 15.60 | 0.78 | 2.0854 | UFSM CESH |
| E234 | 19/02/2015 11:17 | 25.80 | 1.41 | 6.9811 | UFSM CESH |
| E235 | 23/02/2015 15:26 | 3.00 | 0.24 | 0.2036 | CORSAN SEDE |
| E236 | 25/02/2015 12:39 | 26.60 | 1.48 | 7.7482 | CORSAN SEDE |

| | | | | | |
|------|------------------|-------|------|---------|-------------|
| E237 | 02/03/2015 03:35 | 21.40 | 0.54 | 1.0238 | UFSM CCSH |
| E238 | 04/03/2015 13:15 | 6.80 | 0.41 | 0.5903 | CORSAN SEDE |
| E239 | 26/03/2015 11:02 | 22.40 | 0.89 | 2.7681 | UFSM CCSH |
| E240 | 29/03/2015 17:21 | 24.00 | 2.15 | 16.5722 | CORSAN SEDE |
| E241 | 04/04/2015 17:28 | 67.40 | 2.05 | 15.0653 | UFSM CCSH |
| E242 | 14/04/2015 15:28 | 17.00 | 0.86 | 2.5534 | UFSM CCSH |
| E243 | 17/04/2015 15:10 | 16.60 | 1.05 | 3.8487 | UFSM CCSH |
| E244 | 20/04/2015 02:27 | 27.80 | 1.18 | 4.8842 | UFSM CCSH |
| E245 | 02/05/2015 13:45 | 24.20 | 0.74 | 1.9057 | UFSM CCSH |
| E246 | 03/05/2015 18:40 | 3.40 | 0.30 | 0.3259 | UFSM CCSH |
| E247 | 10/05/2015 21:25 | 1.60 | 0.23 | 0.1972 | UFSM CCSH |
| E248 | 16/05/2015 12:02 | 2.00 | 0.23 | 0.1830 | UFSM CCSH |
| E249 | 23/05/2015 16:28 | 13.20 | 1.00 | 3.4798 | UFSM CCSH |
| E250 | 26/05/2015 14:15 | 57.40 | 1.42 | 7.1129 | UFSM CCSH |
| E251 | 05/06/2015 14:00 | 4.00 | 0.46 | 0.7213 | UFSM CCSH |
| E252 | 10/06/2015 09:35 | 33.80 | 0.80 | 2.2173 | UFSM CCSH |
| E253 | 17/06/2015 15:37 | 29.40 | 0.93 | 2.9786 | UFSM CCSH |
| E254 | 22/06/2015 17:45 | 17.20 | 0.76 | 1.9892 | UFSM CCSH |
| E255 | 24/06/2015 08:55 | 13.80 | 0.54 | 1.0163 | UFSM CCSH |
| E256 | 29/06/2015 17:36 | 4.40 | 0.29 | 0.3035 | UFSM CCSH |
| E257 | 03/07/2015 09:40 | 2.80 | 0.30 | 0.3197 | UFSM CCSH |
| E258 | 06/07/2015 21:43 | 18.00 | 0.68 | 1.5993 | UFSM CCSH |
| E259 | 08/07/2015 12:35 | 9.20 | 0.40 | 0.5652 | DAER |
| E260 | 13/07/2015 00:37 | 51.40 | 1.24 | 5.3569 | UFSM CCSH |
| E261 | 17/07/2015 08:08 | 2.40 | 0.28 | 0.2761 | UFSM CCSH |
| E262 | 18/07/2015 20:19 | 3.20 | 0.40 | 0.5488 | UFSM CCSH |
| E263 | 19/07/2015 17:50 | 98.60 | 1.95 | 13.5186 | UFSM CCSH |

P_t = Precipitação total registrada no evento, em mm;

$C_{m\acute{a}x}$ = Cota máxima registrada no evento, em m;

$Q_{m\acute{a}x}$ = Vazão máxima registrada no evento, em m³/s.

A partir da tabela 8, optou-se por desconsiderar no processo de calibração os eventos com cotas superiores ou inferiores às contidas na curva chave inicialmente disponível, construída apenas a partir das medições de campo, visando uma confiabilidade melhor nos dados de vazão observados, assim sendo, os eventos com cota superior a 1,50m ou inferior a 0,10m foram desconsiderados. Os eventos com cota máxima inferior a 1,00m foram desprezados por serem de menor importância no objetivo de analisar o funcionamento dos reservatórios em eventos extremos. Assim sendo, 40 eventos foram utilizados nos processos de calibração e validação, com cota máxima entre 1,00m e 1,50m, presentes na tabela 9. Para análise de sensibilidade foi utilizado o evento E110.

Tabela 9 – Eventos utilizados nos processos de calibração e validação

| EVENTO | DATA/HORA | P_t (mm) | $C_{m\acute{a}x}$ (m) | $Q_{m\acute{a}x}$ (m ³ /s) | ESTAÇÃO |
|--------|------------------|------------|-----------------------|---------------------------------------|-------------|
| E20 | 09/10/2012 09:02 | 68.29 | 1.264 | 5.5972 | PLANALTO |
| E31 | 23/11/2012 16:01 | 23.26 | 1.282 | 5.7605 | PLANALTO |
| E38 | 16/12/2012 20:03 | 17.75 | 1.037 | 3.7455 | PLANALTO |
| E45 | 05/01/2013 09:01 | 46.04 | 1.111 | 4.3072 | PLANALTO |
| E46 | 07/01/2013 13:13 | 32.28 | 1.467 | 7.5789 | PLANALTO |
| E53 | 03/02/2013 07:26 | 14.71 | 1.067 | 3.9683 | DAER |
| E57 | 14/02/2013 17:19 | 25.84 | 1.266 | 5.6153 | UFSM CCSH |
| E58 | 17/02/2013 12:15 | 17.28 | 1.352 | 6.4183 | PLANALTO |
| E61 | 03/03/2013 09:19 | 26.33 | 1.202 | 5.0535 | PLANALTO |
| E110 | 21/10/2013 04:09 | 61.48 | 1.446 | 7.3595 | PLANALTO |
| E112 | 26/10/2013 11:32 | 22.74 | 1.093 | 4.1668 | PLANALTO |
| E115 | 09/11/2013 15:01 | 25.18 | 1.152 | 4.6358 | PLANALTO |
| E118 | 19/11/2013 14:13 | 40.36 | 1.351 | 6.4087 | PLANALTO |
| E120 | 26/11/2013 13:21 | 12.44 | 1.204 | 5.0706 | PLANALTO |
| E124 | 09/12/2013 11:43 | 22.39 | 1.091 | 4.1514 | PLANALTO |
| E136 | 14/01/2014 14:00 | 18.31 | 1.205 | 5.0791 | PLANALTO |
| E148 | 22/02/2014 13:14 | 35.97 | 1.394 | 6.8306 | PLANALTO |
| E149 | 25/02/2014 13:45 | 21.05 | 1.342 | 6.3221 | PLANALTO |
| E151 | 03/03/2014 15:39 | 35.33 | 1.398 | 6.8706 | PLANALTO |
| E152 | 15/03/2014 02:50 | 32.75 | 1.494 | 7.8658 | PLANALTO |
| E169 | 28/06/2014 01:11 | 143.20 | 1.277 | 5.7149 | UFSM CCSH |
| E173 | 22/07/2014 18:00 | 119.68 | 1.497 | 7.8980 | PLANALTO |
| E181 | 30/08/2014 23:53 | 32.20 | 1.476 | 7.6739 | PLANALTO |
| E184 | 06/09/2014 10:14 | 48.68 | 1.212 | 5.1393 | PLANALTO |
| E182 | 02/09/2014 08:01 | 19.10 | 1.023 | 3.6438 | PLANALTO |
| E186 | 14/09/2014 16:58 | 27.09 | 1.02 | 3.6222 | PLANALTO |
| E189 | 25/09/2014 18:27 | 39.99 | 1.18 | 4.8674 | PLANALTO |
| E191 | 30/09/2014 07:47 | 50.23 | 1.256 | 5.5255 | UFSM CCSH |
| E204 | 03/11/2014 17:11 | 15.37 | 1.216 | 5.1738 | PLANALTO |
| E212 | 09/12/2014 17:14 | 23.20 | 1.186 | 4.9178 | CORSAN SEDE |
| E215 | 16/12/2014 09:22 | 20.20 | 1.238 | 5.3657 | UFSM CCSH |
| E224 | 08/01/2015 12:15 | 13.53 | 1.40 | 6.8706 | PLANALTO |
| E225 | 09/01/2015 13:37 | 18.8 | 1.102 | 4.2367 | UFSM CCSH |
| E229 | 20/01/2015 00:01 | 18 | 1.359 | 6.4861 | UFSM CCSH |
| E234 | 19/02/2015 11:17 | 25.8 | 1.409 | 6.9811 | UFSM CCSH |
| E236 | 25/02/2015 12:39 | 26.6 | 1.483 | 7.7482 | CORSAN SEDE |
| E243 | 17/04/2015 15:10 | 16.6 | 1.051 | 3.8487 | UFSM CCSH |
| E244 | 20/04/2015 02:27 | 27.8 | 1.182 | 4.8842 | UFSM CCSH |
| E250 | 26/05/2015 14:15 | 57.4 | 1.422 | 7.1129 | UFSM CCSH |
| E260 | 13/07/2015 00:37 | 51.4 | 1.237 | 5.3569 | UFSM CCSH |

P_t = Precipitação total registrada no evento, em mm;

$C_{m\acute{a}x}$ = Cota máxima registrada no evento, em m;

$Q_{m\acute{a}x}$ = Vazão máxima registrada no evento, em m³/s.

5.1.1 Análise de sensibilidade

O comando CALIB STANHYD, necessita de dezenove parâmetros de entrada para geração do hidrograma, explicados no anexo A, porém, os seguintes parâmetros não foram submetidos à análise de sensibilidade:

AREA e TIMP, referentes à área e à taxa de superfície impermeável, foram obtidos no processo de geoprocessamento como 273,14 hectares e 45,02 % respectivamente, e mantidos constantes;

SCP e SCI, referentes aos coeficientes de armazenamento das áreas permeáveis e impermeáveis respectivamente, tiveram atribuído o valor 0, sendo dessa forma determinado pelo modelo SWMHYMO com base nos valores de MNP, LGP e SLPP para o SCP, e MNI, SCI e SLPI para o SCI;

DWF, referente ao escoamento de base foi considerado em cada evento como o escoamento inicial observado antes do início da precipitação;

DT, referente ao intervalo de tempo de discretização dos dados manteve-se sempre em um minuto;

F, referente à umidade acumulada antes do início da chuva, teve atribuído o valor de 0.

Junto aos parâmetros restantes, foi incluído o parâmetro SEGROUGH, referente ao coeficiente de rugosidade de Manning do leito incluído no comando ROUTE CHANNEL, e foi feita a análise de sensibilidade sintetizada nos gráficos das figuras 25.1 e 25.2, e na tabela 10, que apresenta o coeficiente de correlação de Pearson (R^2) de cada parâmetro em relação o volume total escoado e à vazão de pico.

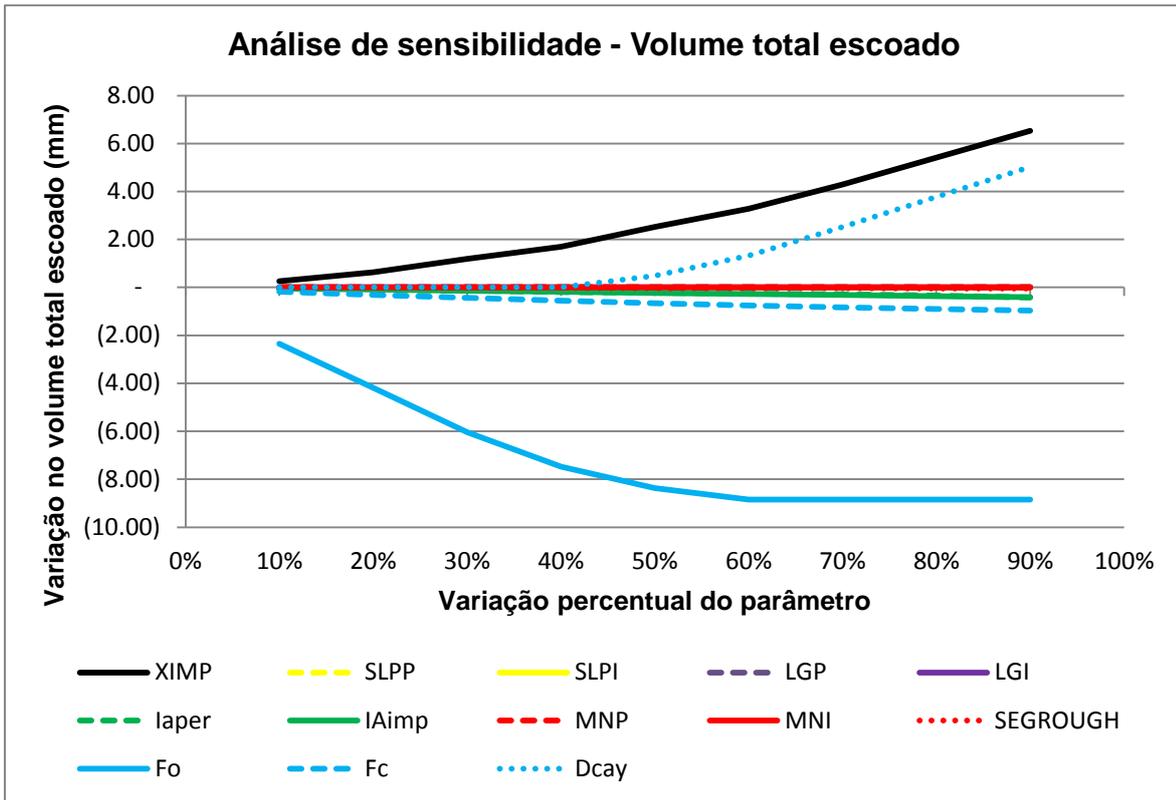


Figura 25.1 – Sensibilidade dos parâmetros em relação ao volume total escoado

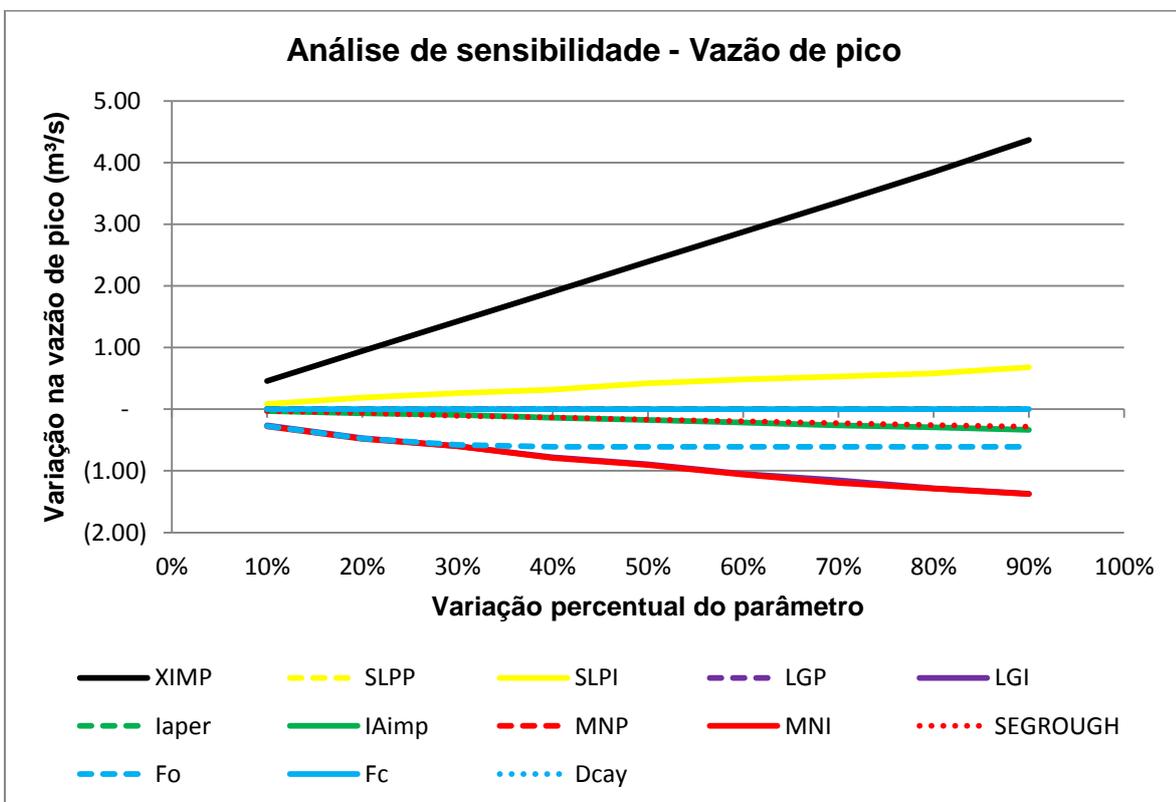


Figura 25.2 – Sensibilidade dos parâmetros em relação à vazão de pico

Tabela 10 – Coeficiente de correlação de Pearson dos parâmetros variados

| Parâmetros do modelo | R ² | |
|----------------------|---------------------|------------------------------------|
| | V _t (mm) | Q _p (m ³ /s) |
| XIMP | 98.01% | 100.00% |
| SLPP | 0.00% | 0.00% |
| SLPI | -77.07% | 99.58% |
| LGP | 0.00% | 0.00% |
| LGI | 86.73% | -99.10% |
| laper | -99.11% | 0.00% |
| IAimp | -100.00% | -99.86% |
| MNP | 0.00% | 0.00% |
| MNI | 86.73% | -99.01% |
| SEGROUGH | -99.92% | -99.88% |
| Fo | -90.83% | -77.15% |
| Fc | -98.91% | 0.00% |
| Dcay | 88.25% | 0.00% |

R² = Coeficiente de correlação de Pearson;

V_t = Volume total escoado;

Q_p = Vazão de pico;

Dos parâmetros relativos à infiltração de Horton (1939), Fo e Fc, como era de se esperar, apresentaram relação inversamente proporcional com o volume total escoado, e Fo além dessa relação também se demonstrou inversamente proporcional à vazão de pico. Já o parâmetro Dcay, mostra-se diretamente proporcional ao volume total escoado.

De todos os parâmetros analisados, o parâmetro mais influente foi o XIMP, que representa a porcentagem das áreas impermeáveis que estão diretamente ligadas à drenagem principal, diretamente proporcional ao volume total escoado e à vazão de pico.

Os parâmetros laper e IAimp, relativos às abstrações iniciais das áreas permeáveis e impermeáveis, respectivamente, demonstraram-se inversamente proporcionais ao volume total escoado, o parâmetro IAimp com maior influência no evento em questão, também apresentou-se inversamente proporcional à vazão de pico.

Dos parâmetros de declividade da bacia, SLPP, relativo à parcela permeável demonstrou-se sem influência na faixa analisada, já o parâmetro SLPI demonstrou-se inversamente proporcional ao volume total escoado, e diretamente proporcional à vazão de pico. Isso se explica pelo fato de uma declividade maior condicionar a um

escoamento mais rápido das águas, sobre a bacia, gerando menor volume final escoado, porém maior vazão de pico.

O parâmetro MNP, relativo ao coeficiente de rugosidade de Manning da parte permeável da bacia, não apresentou influência na faixa variável, já o parâmetro MNI, representando o coeficiente de rugosidade de Manning da taxa de área impermeável da bacia, mostrou resposta inversamente proporcional à vazão de pico, e diretamente proporcional ao volume total escoado, enquanto o parâmetro SEGROUGH, relativo ao coeficiente de rugosidade de Manning do leito do canal, apresentou-se inversamente proporcional tanto ao volume escoado quanto à vazão de pico. A diminuição na vazão de pico pode ser explicada pelo fato de que um maior coeficiente de Manning, tanto para o canal quanto para a parcela de áreas impermeáveis, representam uma maior resistência frente ao escoamento oferecido pelos mesmos.

É importante ressaltar que alguns parâmetros podem não ter apresentado resposta significativa no evento em questão, e na faixa variada, como os parâmetros MNP, SLPP e LGP, os mesmos, porém, foram influentes na posterior calibração dos demais eventos, frente ao volume escoado e à vazão de pico. A análise de sensibilidade, porém, pôde fornecer uma ideia inicial do papel da maioria dos parâmetros.

5.1.2 Calibração

No processo de calibração, foram selecionados vinte oito dentre os quarenta eventos apresentados na tabela 9, equivalentes a aproximadamente dois terços da série, os quais foram calibrados isoladamente. Os parâmetros do modelo, porém, foram considerados em dois grupos distintos, com parâmetros fixos da bacia (XIMP, SLPP, SLPI, LGP e LGI), calibrados de acordo com o evento “E110” e mantidos constantes para todos os eventos e médios ao longo da bacia, e parâmetros variados em cada evento (F_o , F_c , D_{cay} , MNP, MNI, I_{aper} , I_{Aimp} e SEGROUGH), que podem apresentar uma variação de acordo com a condição inicial do solo no momento do evento.

Nos parâmetros fixos, temos o parâmetro XIMP como de maior relevância, como apontado na análise de sensibilidade. Este parâmetro representa as áreas impermeáveis diretamente ligadas ao canal de drenagem, ou seja, as ruas e calçadas, que fazem uma conexão direta mais rápida da água escoada para o canal. Na classificação de uso de solo, foi apontado um valor de 37,77% para ruas e calçadas, valor, porém que pode ter sido superestimado pelo fato da classificação com o SCP – Semi Automatic Classification Plugin considerar alguns pontos de telhados das casas ou terraços de cor semelhante às ruas/calçadas como ruas/calçadas. Por fim, chegou-se ao valor de 0.285 para XIMP, equivalente a 28,50% confirmando as expectativas de um valor abaixo do inicial levantado.

Para o parâmetro SLPP, relativo à declividade média da área permeável da bacia foi mantido o valor levantado da declividade média da bacia com o Quantum GIS, de 7,7%. Já para o parâmetro SLPI, relativo à declividade das áreas impermeáveis (ruas/calçadas), não se tinha uma base observada para sua definição, então se partiu do valor de máximo de 7,7% da bacia a um valor mínimo de 0,5%, chegando por fim no valor ideal de 2,9%.

O parâmetro LGP representa o comprimento pelo qual a água percorre para chegar até as ruas ou sistema de drenagem, e pode ser dado como a metade da largura média das quadras. Foi feita uma análise visual através do programa Quantum GIS e a bacia foi dividida em três áreas distintas. A área com maior densidade de residências com 83,14% da área total e LGP médio de 37,41m, uma área ao sudeste após a rodovia com 10,62% da área total e LPG médio de 216m, e outra área ao leste menos densificada com 6,24% da área total e LPG médio de 128, chegando num LPG médio final de 68,33m. Partiu-se desse valor inicial que foi sendo variado até chegar-se num valor final de 70 m para o LGP. Já o parâmetro LGI pode ser dado pela equação (14):

$$LGI = (\text{Área}/CLI)^{0,5} \quad (14)$$

Onde:

Área = área em m²;

CLI = relação da largura sobre o comprimento da bacia;

A largura e o comprimento da bacia foram medidos no programa Quantum GIS, e chegou-se no valor final de 1813,262m para LGI.

Têm-se ainda parâmetros de menor relevância no processo que foram mantidos constantes. O parâmetro PROUGH, dentro do comando ROUTE PIPE é relativo ao coeficiente de rugosidade de Manning dos canais fechados, e foi mantido em 0,02 para canais de concreto, o SEGROUGH do canal do trecho 103 (canal regular de gabiões) foi definido em 0,35 para canais com enrocamento, e ao SEGROUGH das margens dos trechos de todos os canais foi mantido o valor de 0,05 para regiões de arbustos e pequenas árvores.

Já os demais parâmetros foram variados para cada evento, chegando à tabela 11:

Tabela 11 – Parâmetros calibrados para cada evento

| | laper | lAimp | MNP | MNI | SEGROUGH | Fo | Fc | Dcay |
|------|-------|-------|-------|-------|----------|--------|------|-------|
| E20 | 2.90 | 0.90 | 0.140 | 0.011 | 0.020 | 110.00 | 4.00 | 1.980 |
| E38 | 7.50 | 6.00 | 0.120 | 0.017 | 0.026 | 120.00 | 3.00 | 2.000 |
| E45 | 7.50 | 5.20 | 0.120 | 0.020 | 0.026 | 133.00 | 3.00 | 2.000 |
| E46 | 3.50 | 2.41 | 0.110 | 0.011 | 0.023 | 120.00 | 1.00 | 4.800 |
| E53 | 6.50 | 4.35 | 0.140 | 0.014 | 0.024 | 140.00 | 3.00 | 2.000 |
| E58 | 2.90 | 0.90 | 0.120 | 0.011 | 0.020 | 78.00 | 2.00 | 3.100 |
| E110 | 5.50 | 2.41 | 0.120 | 0.011 | 0.022 | 133.00 | 3.50 | 1.980 |
| E112 | 2.90 | 0.90 | 0.140 | 0.011 | 0.020 | 70.00 | 3.50 | 3.000 |
| E118 | 5.50 | 2.41 | 0.120 | 0.012 | 0.023 | 133.00 | 3.50 | 1.980 |
| E124 | 4.50 | 3.50 | 0.110 | 0.013 | 0.023 | 133.00 | 3.00 | 2.000 |
| E136 | 6.50 | 4.50 | 0.140 | 0.014 | 0.024 | 150.00 | 3.00 | 2.000 |
| E151 | 7.50 | 5.30 | 0.120 | 0.009 | 0.020 | 150.00 | 4.00 | 3.300 |
| E152 | 4.50 | 2.41 | 0.120 | 0.013 | 0.023 | 125.00 | 1.70 | 3.600 |
| E169 | 4.50 | 2.00 | 0.110 | 0.011 | 0.023 | 80.00 | 4.00 | 3.200 |
| E173 | 4.50 | 2.41 | 0.120 | 0.011 | 0.023 | 120.00 | 4.00 | 2.700 |
| E181 | 3.50 | 1.80 | 0.120 | 0.011 | 0.022 | 80.00 | 2.00 | 2.150 |
| E182 | 3.50 | 2.41 | 0.110 | 0.011 | 0.023 | 120.00 | 1.00 | 3.800 |
| E184 | 4.50 | 1.80 | 0.110 | 0.011 | 0.022 | 88.00 | 3.00 | 2.100 |
| E186 | 2.90 | 0.90 | 0.140 | 0.011 | 0.020 | 70.00 | 3.50 | 2.950 |
| E189 | 5.50 | 3.10 | 0.120 | 0.013 | 0.022 | 133.00 | 3.00 | 2.100 |
| E204 | 2.90 | 0.90 | 0.120 | 0.008 | 0.020 | 100.00 | 2.00 | 2.000 |
| E212 | 7.50 | 3.50 | 0.140 | 0.014 | 0.026 | 133.00 | 2.00 | 2.000 |
| E225 | 7.50 | 6.00 | 0.120 | 0.014 | 0.026 | 125.00 | 2.00 | 2.000 |
| E229 | 2.90 | 0.70 | 0.140 | 0.009 | 0.020 | 70.00 | 3.50 | 3.000 |
| E236 | 4.50 | 4.00 | 0.120 | 0.014 | 0.020 | 150.00 | 3.00 | 3.800 |
| E243 | 6.50 | 4.00 | 0.120 | 0.015 | 0.024 | 133.00 | 3.50 | 1.980 |
| E244 | 2.90 | 0.90 | 0.120 | 0.011 | 0.023 | 74.00 | 3.30 | 2.800 |

| | | | | | | | | |
|-------|--------|--------|--------|--------|--------|----------|--------|--------|
| E260 | 4.00 | 2.10 | 0.130 | 0.011 | 0.020 | 125.00 | 3.00 | 2.400 |
| MÉDIA | 4.8321 | 2.7754 | 0.1236 | 0.0122 | 0.0224 | 114.1429 | 2.8929 | 2.5971 |

Em seguida foi feita uma análise da correlação de cada parâmetro com as variáveis: Precipitação total, Intensidade média, Intensidade máxima e Vazão de pico de cada evento, por meio do coeficiente de correlação de Pearson, o foram montadas as tabelas de 12 a 15, com os coeficientes em ordem decrescente de sensibilidade.

Tabela 12 – Coeficiente médio de Person dos parâmetros em relação à precipitação total

| Pt (mm) | |
|-----------|----------------|
| Parâmetro | R ² |
| Fc | 47.24% |
| MNP | -24.42% |
| IAimp | -17.89% |
| MNI | -15.15% |
| Fo | -10.71% |
| laper | -8.48% |
| Dcay | 5.67% |
| SEGROUGH | -3.98% |

Tabela 13 – Coeficiente médio de Person dos parâmetros em relação à intensidade máxima

| Imáx (mm/h) | |
|-------------|----------------|
| Parâmetro | R ² |
| Fo | 65.77% |
| IAimp | 49.89% |
| laper | 45.19% |
| MNP | 25.82% |
| MNI | 24.34% |
| Dcay | -7.31% |
| Fc | 4.35% |
| SEGROUGH | 3.34% |

Tabela 14 – Coeficiente médio de Person dos parâmetros em relação à intensidade média

| Iméd (mm/h) | |
|-------------|----------------|
| Parâmetro | R ² |
| IAimp | 44.82% |
| MNI | 33.77% |
| laper | 30.35% |
| SEGROUGH | 22.59% |
| Fo | 21.85% |

| | |
|------|--------|
| MNP | 17.22% |
| Dcay | -7.51% |
| Fc | -1.25% |

Tabela 15 – Coeficiente médio de Person dos parâmetros em relação à vazão de pico

| Qmáx (m³/s) | |
|-------------|---------|
| Parâmetro | R² |
| Dcay | 40.64% |
| SEGROUGH | -32.73% |
| MNI | -30.09% |
| laper | -29.19% |
| IAimp | -27.61% |
| MNP | -20.35% |
| Fc | -7.26% |
| Fo | 3.87% |

Percebe-se pela análise das tabelas, que nos eventos de maiores intensidades (maiores $I_{máx}$ e I_{med}), temos um aumento nos parâmetros relativos às abstrações iniciais, $laper$ e $IAimp$, e no parâmetro Fo , relativo a máxima taxa de infiltração de Horton (1939), o que indica que chuvas mais intensas acabam por forçar mais o solo gerando um aumento nas capacidades de infiltração em comparação aos eventos de menor intensidade.

Já os eventos que apresentaram maior magnitude, atingindo uma maior vazão máxima, apresentaram relação inversamente proporcional com os parâmetros de rugosidade de Manning (MNP e MNI), isso pode indicar que nos eventos de menor magnitude, pelo fato de não encontrarmos toda área de bacia com tanta umidade, o solo, tanto a parcela impermeável quanto a permeável, acaba por oferecer maior resistência ao escoamento.

Por fim, analisando-se os valores médios obtidos para os parâmetros calibrados de acordo com as tabelas oferecidas pelo modelo (anexos B, C e D), temos MNP, com 0,1236, dentro de uma faixa para vegetação média a densa, no verão (0,110 – 0,160), MNI, com 0,0122 próximo ao valor para asfalto (0,013 – 0,016), e SEGROUGH, com 0,0224 na faixa para canais de terra com seção relativamente uniforme (0,022 – 0,040). Para os parâmetros relativos à infiltração de Horton (1939), temos Fo , com 114,1429, e Fc com 2,8929 na faixa entre solos com

alto potencial de escoamento e índices de infiltração muito baixos, como argilas com alto índice de inchamento ($F_o = 76,2$ e $F_c = 2,4$) e solos com baixo índice de infiltração que podem ter uma camada de solo impedindo a infiltração às camadas mais inferiores ($F_o = 127,2$ e $F_c = 6,6$). Já para o parâmetro D_{cay} é indicado o valor de 2, independente do tipo de solo, e foi obtido na calibração o valor médio de 2,5978. Por fim, Para os parâmetros relativos às abstrações iniciais, chegou-se em 4,8321 para I_{aper} , indicando solo com vegetação abundante (2.5 – 4,0) e 2,7754 para I_{Aimp} , indicando solo de barro, vegetação escassa ou campos de grama (0.6 – 2.5).

Importante ressaltar que os valores indicados nos anexos são apenas indicações iniciais para se partir na calibração dos parâmetros do modelo, e foram estabelecidos em regiões muito diferentes da região do estudo em questão.

A tabela 16 sintetiza o desempenho do modelo nos eventos calibrados, relacionando os valores observados, com os valores calculados pelo modelo, através do Coeficiente de Nash-Stucliffe, do Coeficiente de correlação de Pearson e dos erros de volume e de pico. Os hidrogramas dos eventos estão presentes no apêndice A.

Tabela 16 – Desempenho do modelo nos eventos calibrados

| EVENTOS CALIBRADOS | | | | | |
|--------------------|-------------------|------|---|--------------|----------------|
| Evento | Pearson (R^2) | CNS | X | Erro de pico | Erro de volume |
| E20 | 94.87% | 0.88 | X | -10.07% | -24.26% |
| E38 | 83.64% | 0.68 | X | 2.87% | -28.01% |
| E45 | 96.49% | 0.92 | X | 0.23% | -9.37% |
| E46 | 96.44% | 0.90 | X | 0.83% | 15.61% |
| E53 | 91.45% | 0.81 | X | -2.00% | -6.09% |
| E58 | 88.92% | 0.77 | X | -2.79% | -10.78% |
| E110 | 98.91% | 0.96 | X | -1.15% | 1.51% |
| E112 | 90.46% | 0.80 | X | -11.10% | -1.47% |
| E118 | 97.30% | 0.94 | X | -1.39% | -10.46% |
| E124 | 86.23% | 0.64 | X | -2.34% | 3.28% |
| E136 | 72.10% | 0.38 | X | -1.67% | 8.62% |
| E151 | 89.76% | 0.79 | X | 2.46% | 3.38% |
| E152 | 90.01% | 0.72 | X | 1.18% | 14.64% |
| E169 | 91.13% | 0.70 | X | 0.92% | 25.85% |
| E173 | 93.61% | 0.74 | X | 25.13% | 12.59% |
| E181 | 93.64% | 0.82 | X | -0.91% | 9.65% |
| E182 | 92.31% | 0.83 | X | -9.92% | -1.59% |
| E184 | 94.16% | 0.86 | X | -0.98% | -3.20% |

| | | | | | |
|-------|--------|------|-----------------------|---------|---------|
| E186 | 88.95% | 0.78 | X | -17.83% | -10.94% |
| E189 | 93.81% | 0.73 | X | 45.93% | -7.96% |
| E204 | 88.47% | 0.78 | X | -11.22% | -29.05% |
| E212 | 98.02% | 0.71 | X | 44.01% | 38.54% |
| E225 | 90.54% | 0.76 | X | 1.97% | -13.54% |
| E229 | 87.71% | 0.75 | X | -26.19% | -46.20% |
| E236 | 85.08% | 0.72 | X | -9.92% | -19.97% |
| E243 | 68.64% | 0.26 | X | 2.24% | -5.36% |
| E244 | 82.85% | 0.61 | X | 0.54% | -3.99% |
| E260 | 90.63% | 0.74 | X | -4.63% | -29.74% |
| MÉDIA | 89.86% | 0.75 | <i>E</i> | 0.51% | -4.58% |
| | | | <i>E</i> ₊ | 10.69% | 13.37% |
| | | | <i>E</i> ₋ | -7.13% | -14.55% |
| | | | <i>E</i> | 8.66% | 14.13% |

R^2 = Coeficiente de correlação de Pearson;

CNS = Coeficiente de eficiência de Nash-Stucliffe;

E = Média aritmética dos erros;

E₊ = Média aritmética dos erros positivos;

E₋ = Média aritmética dos erros negativos;

|*E*| = Média aritmética dos erros em módulo;

Numa análise percentual dos valores do coeficiente de eficiência de Nash-Stucliffe, tem-se 25% dos eventos com *CNS* superior a 0,83, 50% com *CNS* superior a 0,77 e 75% com *CNS* superior a 0,72, indicando um desempenho claramente satisfatório, visto que valores de *CNS* superiores a 0,75, observados em mais de 50% da série, indicam ajuste bom/adequado, e valores entre 0,36 e 0,75 indicam ajuste aceitável.

Valores anômalos apenas foram observados no *CNS* para dois eventos: os eventos E136, e E243. Ao observarem-se os hidrogramas dos eventos calibrados disponíveis no apêndice A, fica claro que esse valor abaixo do esperado para o *CNS* deve-se a um atraso na ascensão da curva de vazão calculada em ambos os eventos, visto que esse coeficiente é muito sensível a essa relação temporal em eventos observados e calculados. Outro ponto importante é que os erros em ambos os eventos não foram elevados, -1,67 % e 8,62 % para pico e volume, respectivamente no evento E136, e 2,24 % e -5,26 % para pico e volume, respectivamente, no evento E243. Conclui-se então que o valor pode ser atribuído há um erro de horário no levantamento dos dados de vazão ou precipitação, foi feita então uma nova avaliação de desempenho excluindo-se esses dois eventos, e chegou-se nos valores médios da tabela 17:

Tabela 17 – Desempenho do modelo nos eventos calibrados

| EVENTOS CALIBRADOS | | | | | |
|--------------------|-------------------|------|-------|--------------|----------------|
| | Pearson (R^2) | CNS | | Erro de pico | Erro de volume |
| MÉDIA | 90.23% | 0.77 | E | -1.08% | -6.75% |
| | | | E_+ | 7.66% | 10.81% |
| | | | E_- | -7.50% | -14.55% |
| | | | $ E $ | 7.57% | 13.40% |

R^2 = Coeficiente de correlação de Pearson;

CNS = Coeficiente de eficiência de Nash-Stucliffe;

E = Média aritmética dos erros;

E_+ = Média aritmética dos erros positivos;

E_- = Média aritmética dos erros negativos;

$|E|$ = Média aritmética dos erros em módulo;

5.1.3 Validação

Para validação dos eventos, foi utilizado o valor médio de cada parâmetro, apontado na tabela 11, e foram utilizados todos os quarenta eventos levantados. A tabela 18 sintetiza o desempenho do modelo nos eventos validados e os hidrogramas dos eventos estão presentes no apêndice B.

Tabela 18 – Desempenho do modelo nos eventos validados

| EVENTOS VALIDADOS | | | | | |
|-------------------|-------------------|-------|---|--------------|----------------|
| Evento | Pearson (R^2) | CNS | X | Erro de pico | Erro de volume |
| E20 | 86.98% | 0.61 | X | 40.67% | -5.97% |
| E31 | 1.11% | -0.58 | X | -40.08% | -38.69% |
| E38 | 94.86% | 0.76 | X | 58.77% | -6.33% |
| E45 | 96.54% | 0.87 | X | 42.96% | 6.27% |
| E46 | 94.63% | 0.83 | X | -40.68% | -30.62% |
| E53 | 95.00% | 0.53 | X | 44.23% | 35.66% |
| E57 | 85.57% | 0.54 | X | 7.69% | 24.88% |
| E58 | 88.92% | 0.77 | X | -2.79% | -10.78% |
| E61 | 87.28% | -0.79 | X | -70.14% | 117.22% |
| E110 | 90.08% | 0.32 | X | -2.87% | 59.69% |
| E112 | 95.31% | 0.87 | X | -35.29% | -30.02% |
| E115 | 94.12% | 0.69 | X | 16.78% | 46.62% |
| E118 | 96.25% | 0.89 | X | 4.76% | 4.54% |
| E120 | 49.13% | -0.05 | X | -12.70% | 23.79% |
| E124 | 89.36% | 0.68 | X | 3.63% | 7.30% |
| E136 | 84.59% | 0.03 | X | 50.24% | 56.76% |
| E148 | 83.56% | -0.42 | X | 47.51% | 84.26% |
| E149 | 59.85% | 0.35 | X | -60.77% | -21.77% |
| E151 | 88.32% | 0.67 | X | 15.15% | 18.49% |
| E152 | 91.15% | 0.80 | X | -9.08% | 4.47% |

| | | | | | |
|-------|--------|------|-----------------------|---------|---------|
| E169 | 80.47% | 0.51 | X | 0.06% | 22.23% |
| E173 | 93.60% | 0.68 | X | 23.74% | 21.83% |
| E181 | 94.15% | 0.89 | X | -19.55% | -11.50% |
| E182 | 90.95% | 0.81 | X | -12.40% | -2.51% |
| E184 | 92.67% | 0.86 | X | -15.81% | -10.93% |
| E186 | 92.63% | 0.82 | X | -23.05% | -33.69% |
| E189 | 93.16% | 0.57 | X | 57.22% | 2.87% |
| E191 | 83.91% | 0.44 | X | -68.33% | -59.76% |
| E204 | 65.46% | 0.42 | X | -37.97% | -38.30% |
| E212 | 97.97% | 0.42 | X | 59.18% | 66.36% |
| E215 | 93.72% | 0.81 | X | -33.69% | -33.20% |
| E224 | 84.92% | 0.56 | X | -65.37% | -37.33% |
| E225 | 98.85% | 0.59 | X | 52.93% | 8.49% |
| E229 | 97.54% | 0.75 | X | -50.72% | -58.04% |
| E234 | 37.00% | 0.04 | X | -48.57% | -30.51% |
| E236 | 82.12% | 0.60 | X | 22.73% | -13.18% |
| E243 | 75.67% | 0.21 | X | 27.93% | 5.68% |
| E244 | 82.59% | 0.66 | X | -12.97% | -33.29% |
| E250 | 73.04% | 0.46 | X | -51.99% | -35.49% |
| E260 | 91.29% | 0.67 | X | -4.71% | -19.20% |
| MÉDIA | 83.86% | 0.50 | <i>E</i> | -3.58% | 1.41% |
| | | | <i>E</i> ₊ | 32.01% | 32.50% |
| | | | <i>E</i> ₋ | -32.71% | -26.72% |
| | | | <i>E</i> | 32.39% | 29.46% |

R^2 = Coeficiente de correlação de Pearson;

CNS = Coeficiente de eficiência de Nash-Stucliffe;

E = Média aritmética dos erros;

E₊ = Média aritmética dos erros positivos;

E₋ = Média aritmética dos erros negativos;

|*E*| = Média aritmética dos erros em módulo;

Na análise percentual dos valores do coeficiente de eficiência de Nash-Stucliffe, temos 25% dos eventos com *CNS* superior a 0,80, 50% com *CNS* superior a 0,61 e 75% com *CNS* superior a 0,42, indicando que 75% dos eventos analisados apresentaram um ajuste aceitável para bom/adequado.

Além dos eventos E136 e E243 apresentarem valores anômalos para o *CNS*, como já esperado, teve-se ainda aqui os eventos E31, E61, E120, E148 e E234. Observando o hidrograma do evento E31 no apêndice B, percebe-se que não há uma correspondência entre os dados de chuva e vazão, visto que a baixa precipitação inicial gera uma curva elevada de vazão, e a precipitação mais intensa em seguida gera uma pequena variação observada. No evento E61 temos o pior coeficiente *CNS*, percebe-se um hidrograma correspondente à precipitação dos primeiros 30 minutos, porém os próximos 30 minutos que receberam a precipitação

mais intensa não tiveram acréscimo nenhum na vazão observada, que já vinha em processo de recessão, que foi mantido. O evento E120 apresenta um atraso na vazão calculada, similar aos eventos E136 e E243. No evento E148 em particular o tempo de pico não está tão defasado, mas os erros de pico e volume observados são grosseiros, nesse evento percebeu-se grande variação nos registros das quatro estações disponíveis, tendo 43,20mm registrados na estação CORSAN Sede, 29,60mm na estação DAER, 34,20mm na estação UFSM CCSM e 35,97 na estação Planalto, sendo esta utilizada, porém há grande variação nos horários registrados entre as estações, conclui-se que o erro aqui pode ter acontecido no levantamento dos dados pluviométricos. Por fim, o evento E234 apresenta uma grande vazão de pico no momento inicial, sem vir acompanhada, porém, de valores de precipitação que a justifiquem, resultando nesse valor tão baixo para o CNS.

Certas inconformidades entre os registros pluviométricos e fluviométricos podem ser, algumas vezes, atribuídas à instrumentais e operacionais, ou ainda, à ocorrência de chuvas convectivas, que têm uma variação maior da lâmina precipitada ao longo da área de ocorrência, podendo assim prejudicar o registro pontual em pluviômetros. Partindo dessa premissa, e seguindo-se o mesmo processo adotado na calibração, foi feita uma nova avaliação de desempenho excluindo-se os eventos mencionados, e chegou-se aos valores médios da tabela 19:

Tabela 19 – Desempenho do modelo nos eventos validados

| EVENTOS VALIDADOS | | | | | |
|-------------------|-------------------|------|-------|--------------|----------------|
| Evento | Pearson (R^2) | CNS | X | Erro de pico | Erro de volume |
| MÉDIA | 88.97% | 0.66 | E | -2.96% | -4.92% |
| | | | E_+ | 30.03% | 23.55% |
| | | | E_- | -30.45% | -25.89% |
| | | | $ E $ | 30.26% | 24.90% |

R^2 = Coeficiente de correlação de Pearson;

CNS = Coeficiente de eficiência de Nash-Stucliffe;

E = Média aritmética dos erros;

E_+ = Média aritmética dos erros positivos;

E_- = Média aritmética dos erros negativos;

$|E|$ = Média aritmética dos erros em módulo;

5.1.4 Simulação: reservatório em evento extremo

Visando levantar o volume necessário para o reservatório frente a um evento mais extremo, como os observados fora da margem de valores dentro da curva-chave disponível, foram utilizados os valores obtidos na extrapolação da curva chave inicialmente disponível, para calibração e simulação do evento E232, que chegou a cota máxima lida de 2,737m, equivalente à cota de nível 95,291m. O tempo de retorno equivalente para o evento E232 pôde ser determinado a partir da curva intensidade, duração e frequência (IDF) de Santa Maria.

De acordo com Tucci et al (1993) as precipitações máximas podem ser retratadas pontualmente pelas curvas de intensidade duração e frequência (IDF), que relaciona a duração, intensidade e o risco da precipitação ser igualada ou superada. Quanto mais intensa for uma precipitação, menor será sua duração, e quanto menor for o risco, maior será a intensidade. Ainda segundo o autor, tem-se a função $i = f(t, p)$, sendo i a intensidade, t a duração e p a probabilidade ou $TR = 1/p$, onde TR o tempo de retorno do evento, essa função é determinada com base nos dados do local de interesse ou estimada com base nos dados de postos vizinhos. Por fim, o autor apresenta equações genéricas que podem ser utilizadas para expressar a relação das curvas IDF, na seguinte forma:

$$i = \frac{a.TR^b}{(t+c)^d} \quad (15)$$

Onde:

i = intensidade da precipitação, em mm/h;

TR = tempo de retorno do evento de precipitação, em anos;

t = duração do evento de precipitação, em minutos;

a, b, c e d = parâmetros adimensionais da equação que devem ser determinados para cada local.

Belinazo (1991) confeccionou a curva IDF para a cidade de Santa Maria (figura 26) a partir dos dados de uma série com extensão de 1963 a 1988. No estudo, o autor apresenta a seguinte equação para a curva na região:

$$i = \frac{807,801.TR^{0,1443}}{(t+5,67)^{0,742}.TR^{-0,0280}} \quad (16)$$

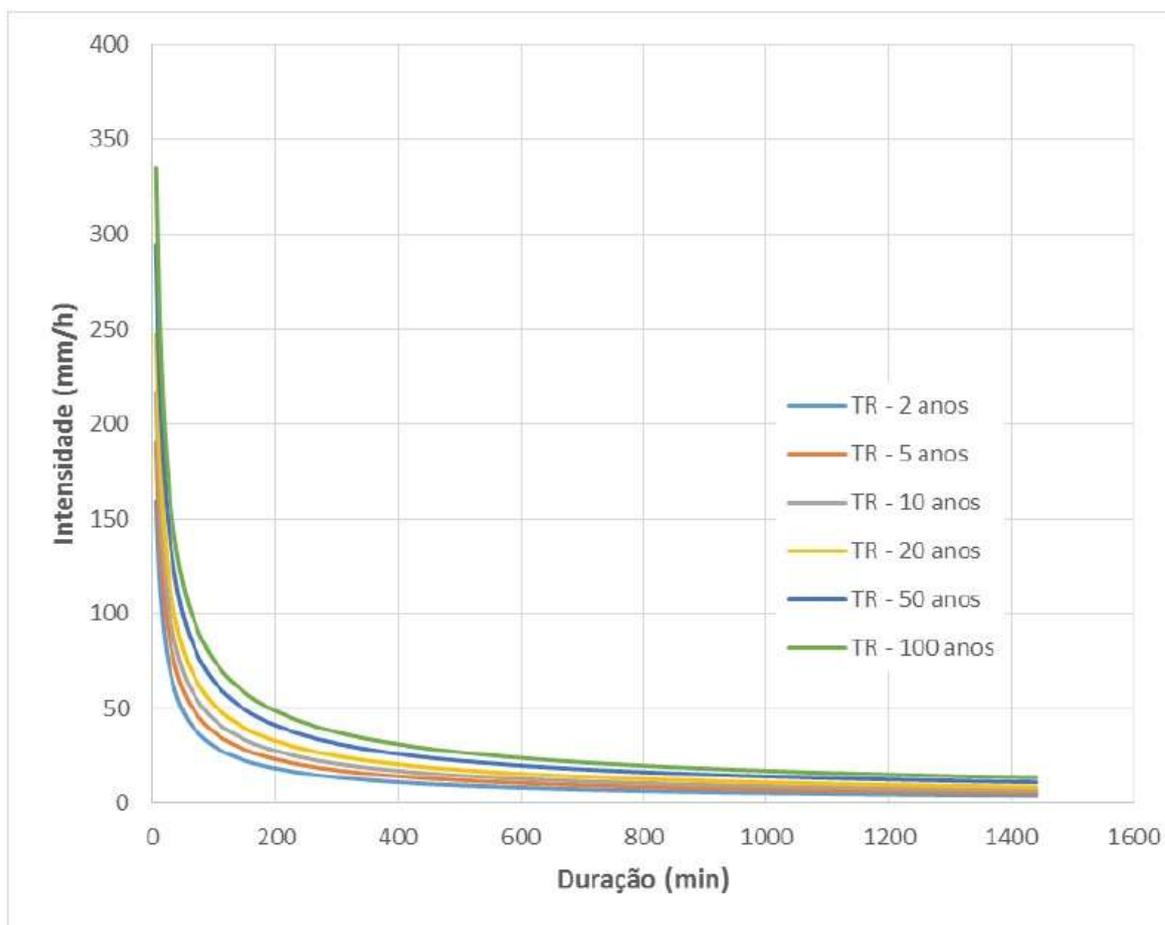


Figura 26 - Curva IDF para a cidade de Santa Maria (Fonte: BASSO, 2015 adaptado de BELINAZO, 1991)

Ao aplicar a equação IDF com os parâmetros para a cidade de Santa Maria no evento E232, com intensidade máxima de 132,00 mm/h e duração da precipitação de 33 minutos, obteve-se o tempo de retorno de 64,6986 anos, equivalente a aproximadamente 64 anos, 8 meses e 11 dias.

Com o tempo de retorno para o evento determinado, foi feita calibração do evento, chegando aos parâmetros apresentados na tabela 20:

Tabela 20 – Parâmetros calibrados para o evento E232

| Parâmetro | Valor Calibrado |
|-----------|-----------------|
| laper | 5.60 |
| lAimp | 2.61 |
| MNP | 0.120 |
| MNI | 0.011 |
| Fo | 123.00 |
| Fc | 3.00 |
| Dcay | 3.80 |
| SEGROUGH | 0.0230 |

A calibração do evento E232 atingiu um índice CNS de 0,9563, e erros de pico e volume de 1,78% e -17,22%, respectivamente.

Tendo o evento calibrado, buscou-se a identificação dos pontos mais críticos de inundação, pela análise das seções transversais das figuras 27.1 a 27.6, com as cotas de nível atingidas no evento. Para determinação da cota nos trechos que constam de bueiro à jusante, foi utilizado método detalhado na seção 4.2.1 para os bueiros retangulares, e a equação (17), do orifício, para a determinação da cota de entrada do bueiro circular do trecho 106:

$$Q = C_o A \sqrt{2gH} \quad (17)$$

Onde:

Q = Vazão (m^3/s);

A = Área da seção transversal do orifício (m^2);

g = Aceleração da gravidade (m^2/s^2);

C_o = Coeficiente de descarga (foi adotado o valor de 0,68, determinado por Garcia (2005)).

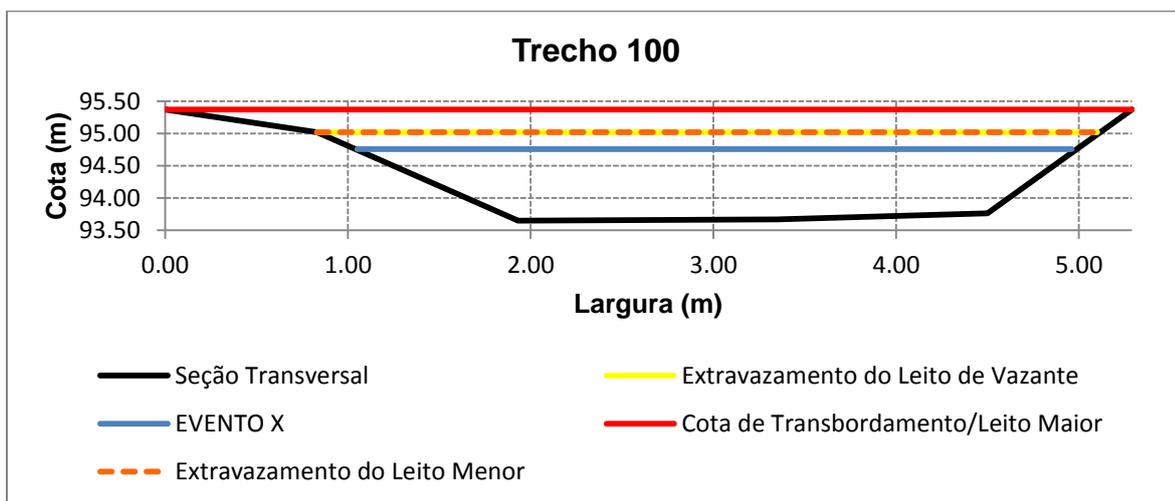


Figura 27.1 – Seção transversal do trecho 100, com indicação da cota atingida no evento E232

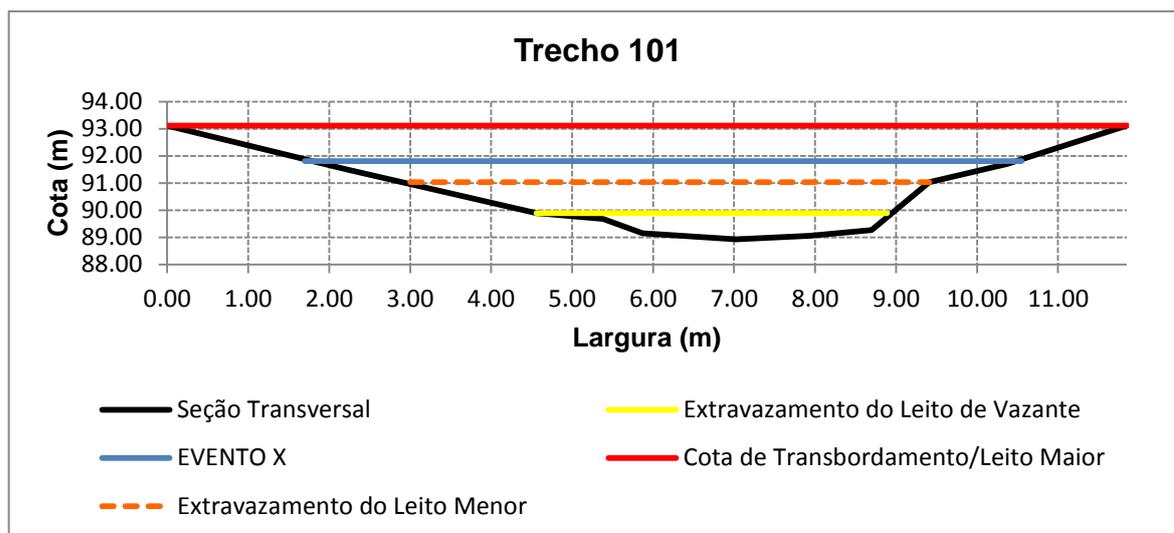


Figura 27.2 – Seção transversal do trecho 101, com indicação da cota atingida no evento E232

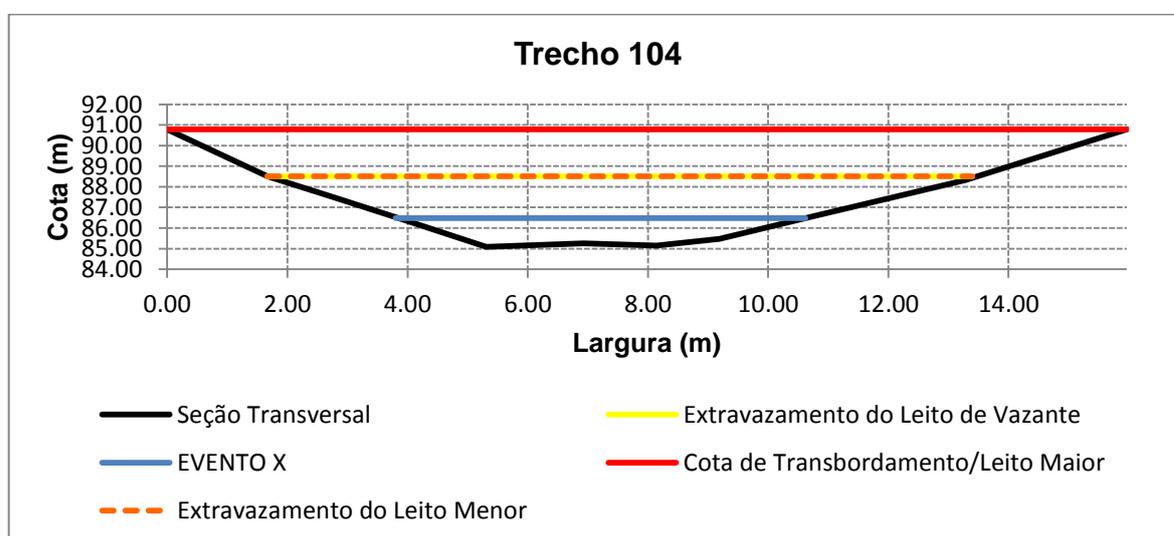


Figura 27.3 – Seção transversal do trecho 104, com indicação da cota atingida no evento E232

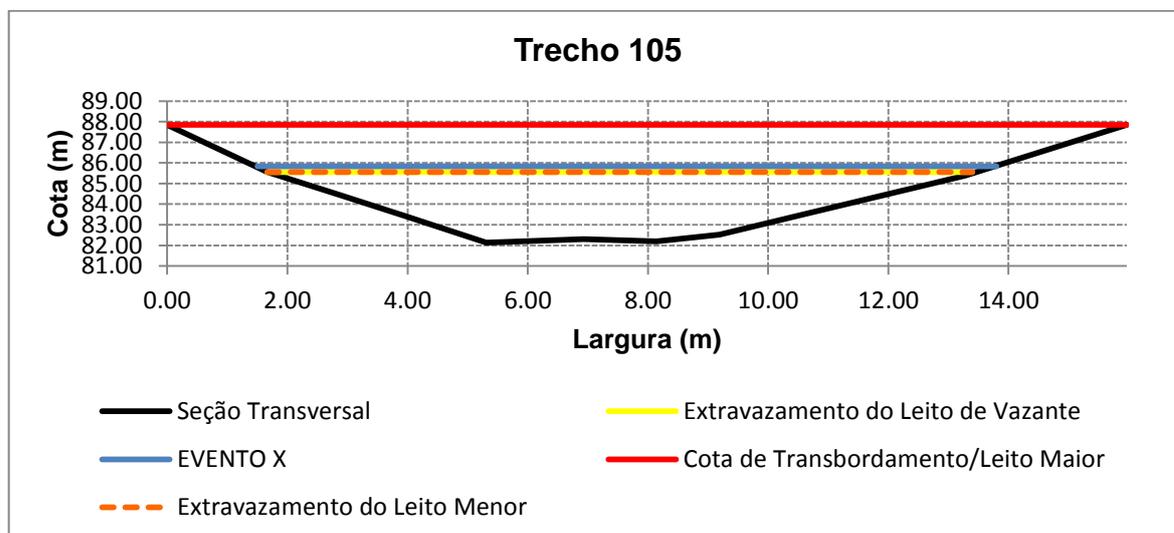


Figura 26.4 – Seção transversal do trecho 105, com indicação da cota atingida no evento E232

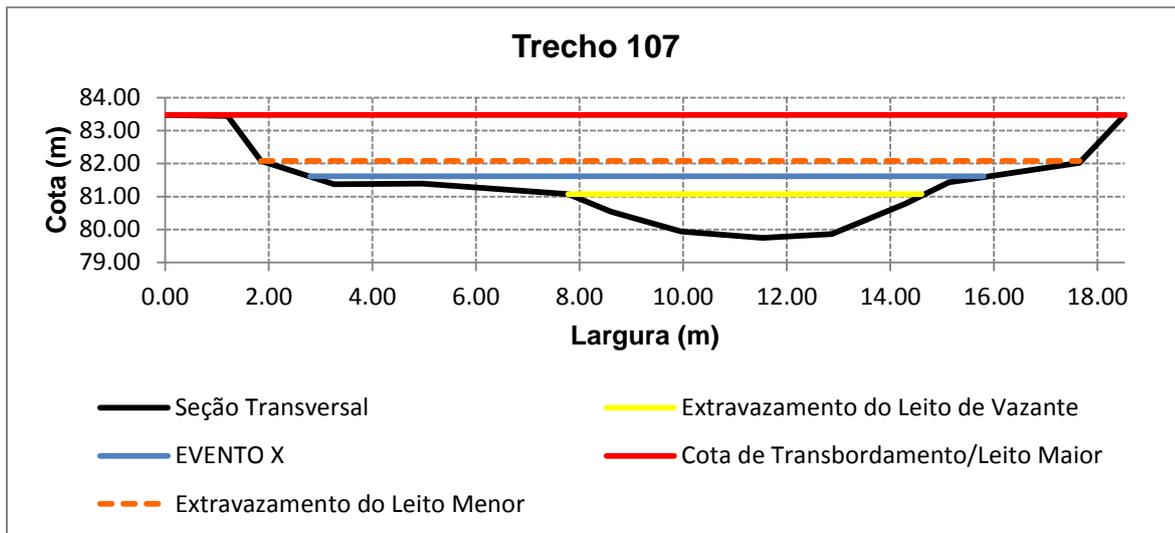


Figura 27.5 – Seção transversal do trecho 107, com indicação da cota atingida no evento E232

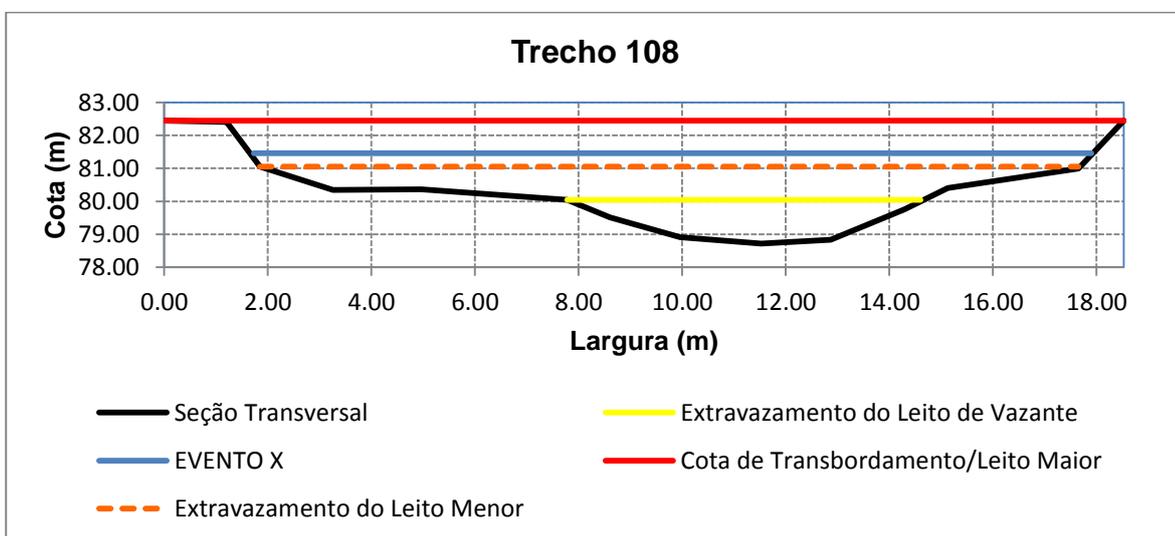


Figura 27.6 – Seção transversal do trecho 108, com indicação da cota atingida no evento E232

Pela análise das figuras pôde verificar-se que não há extravasamento total das margens em nenhum trecho analisado, porém nos trechos 101, 105 e 106 há extravasamento da cota do leito menor. Buscou-se então a instalação dos reservatórios nos nós anteriores a estes trechos, visando evitar que a cota limite do leito menor fosse superada no mesmo.

As tabelas 21 e 22 apresentam as profundidades e cotas máximas para extravasamento do leito menor nos trechos, obtidas da figura 14.2 para o trecho 101 e da figura 14.6 para o trecho 108, em comparação às cotas atingidas no evento 232. Já a tabela 23 apresenta os volumes de armazenamento estimados pelo modelo para que a cota limite não seja atingida. Importante ressaltar que apenas foram simulados reservatórios nos nós anteriores aos trechos 101 e 108, pois com o

reservatório instalado no nó anterior ao trecho 101, já é evitado o extravasamento do trecho 105.

Tabela 21 – Profundidades limite do leito menor e profundidades atingidas no evento E232

| Trecho | Profundidade atingida no Evento 232 (m) | Profundidade Limite no Leito Menor (m) | Vazão Limite (m ³ /s) |
|--------|---|--|----------------------------------|
| 101 | 2.880 | 2.100 | 7.5800 |
| 108 | 2.737 | 2.330 | 25.0038 |

Tabela 22 – Cotas limite do leito menor e cotas atingidas no evento E232

| Trecho | Cota atingida no Evento 232 (m) | Cota Limite no Leito Menor (m) |
|--------|---------------------------------|--------------------------------|
| 101 | 91.810 | 91.030 |
| 108 | 81.457 | 81.050 |

Tabela 23 – Volume de armazenamento necessário para evitar extravasamento da calha principal do leito menor

| Nó | Vazão de chegada (m ³ /s) | Vazão limite (m ³ /s) | Volume estimado (m ³) (on-line) | Volume estimado (m ³) (off-line) | Redução de volume |
|-------|--------------------------------------|----------------------------------|---|--|-------------------|
| 17 | 12.19 | 7.58 | 9,135.00 | 5,650.00 | 38.15% |
| 10 | 29.08 | 25.00 | 12,900.00 | 4,785.00 | 62.91% |
| Média | | | | | 50.53% |

Para a consideração do reservatório em funcionamento *off-line*, buscou-se controlar a vazão de entrada no mesmo, de maneira que a vazão de saída do mesmo, somada à vazão vinda do córrego, não atingissem o limite da vazão de entrada no canal a jusante, evitando assim qualquer situação de extravasamento, e chegando ao valor de volume apontado na tabela 23.

A redução de média de 50,53 % do volume de armazenamento observada com a introdução do dispositivo *bypass*, para a situação *off-line*, deixa clara sua eficiência.

Por fim, a figura 28 apresenta os hidrogramas observado, calibrado, e simulado com reservatórios. Na situação *on-line* (em azul), percebe-se o efeito do reservatório iniciando anteriormente, causando uma diminuição em relação à vazão calculada logo na ascensão do hidrograma, enquanto que na situação *off-line* (em roxo) o reservatório apenas entra em funcionamento quando a vazão limite no trecho é atingida, e só nesse momento a vazão é diminuída em relação à vazão calculada.

Em ambas as situações, porém, é observado o amortecimento esperado dos reservatórios na vazão de pico.

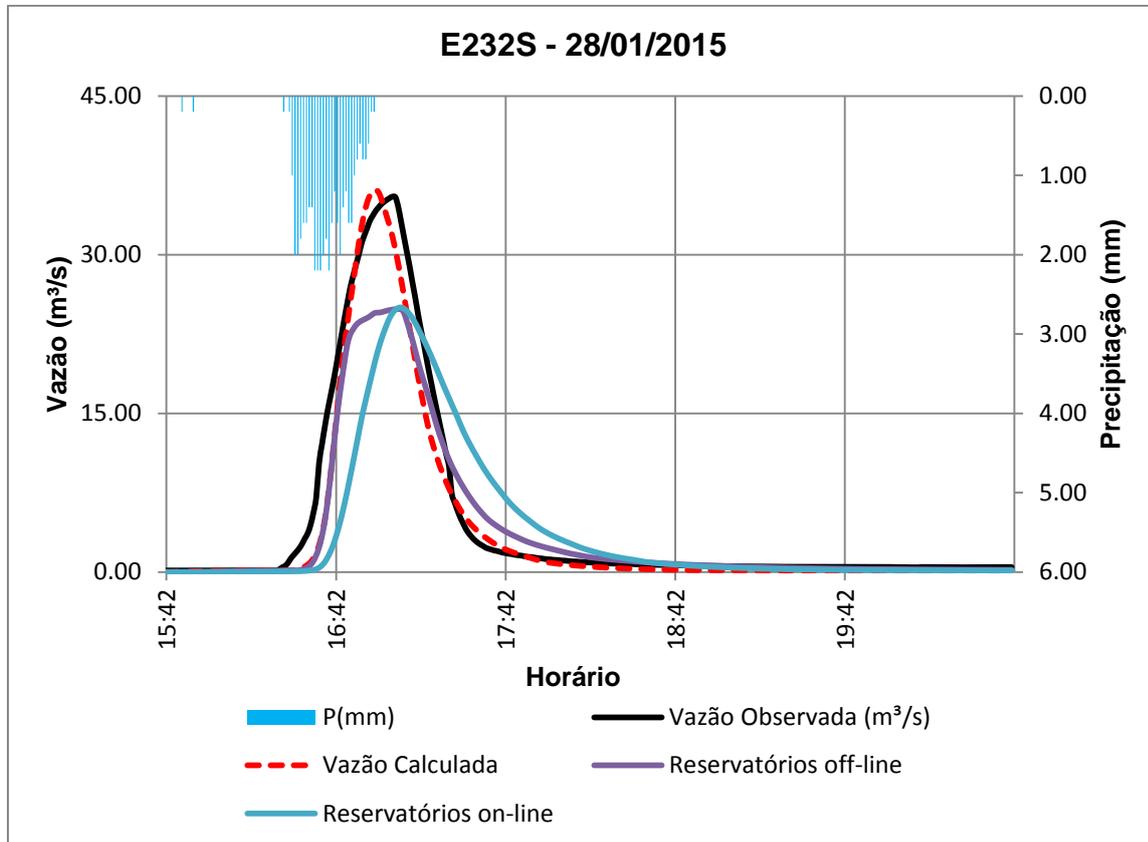


Figura 28 – Hidrogramas observado, calibrado, e simulado do evento E232

5.2 CANCELA TAMANDAY: MODELAGEM CONTÍNUA:

Para o processo de modelagem contínua foi utilizada uma discretização temporal de cinco minutos. O período selecionado para o processo foi de 01/02/2013 à 01/02/2014 por não apresentar falhas em nenhuma estação, totalizando um ano de dados, portanto, 525600 minutos em um total 105120 registros. Todas as estações foram submetidas a uma análise de consistência em busca de possíveis erros.

5.2.1 Análise de consistência de dados

Para análise da consistência dos dados, utilizou-se o método da curva de dupla massa, onde as precipitações acumuladas da estação em análise (eixo y) são plotadas contra precipitações acumuladas de demais estações (eixo x), no caso, foram plotadas as precipitações acumuladas de cada estação contra a precipitação acumulada da média das demais estações, gerando os gráficos das figuras 29.1 a 29.4:

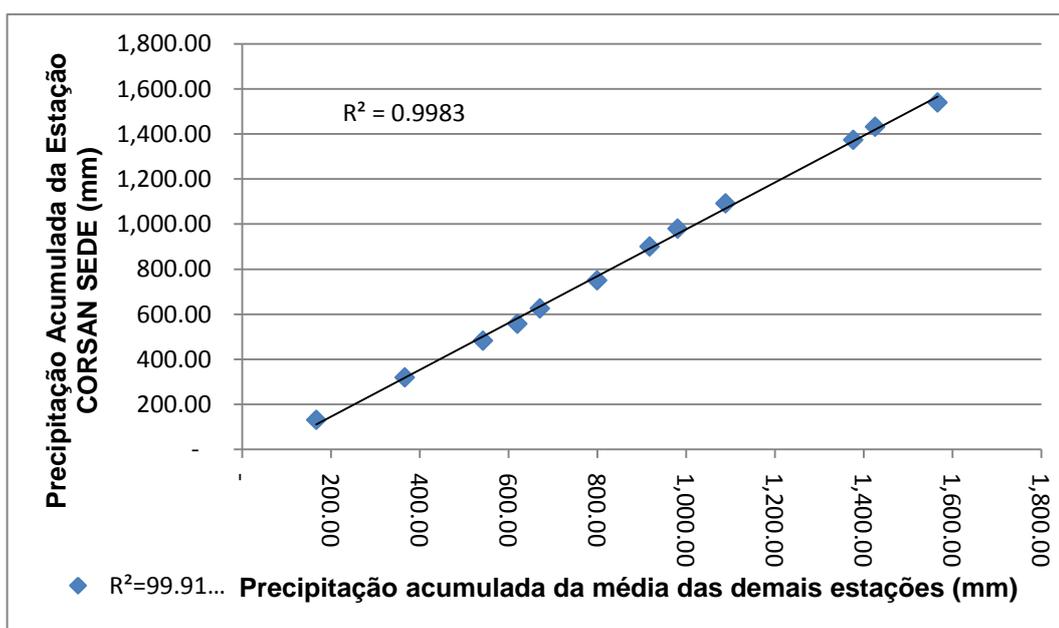


Figura 29.1 – Curva de dupla massa estação CORSAN SEDE

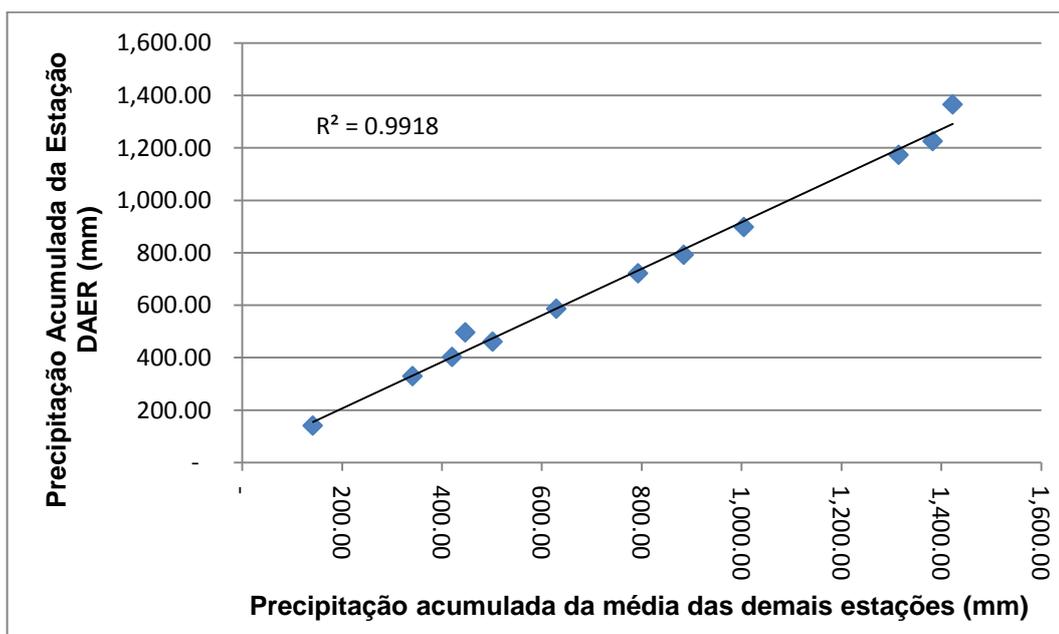


Figura 29.2 – Curva de dupla massa estação DAER

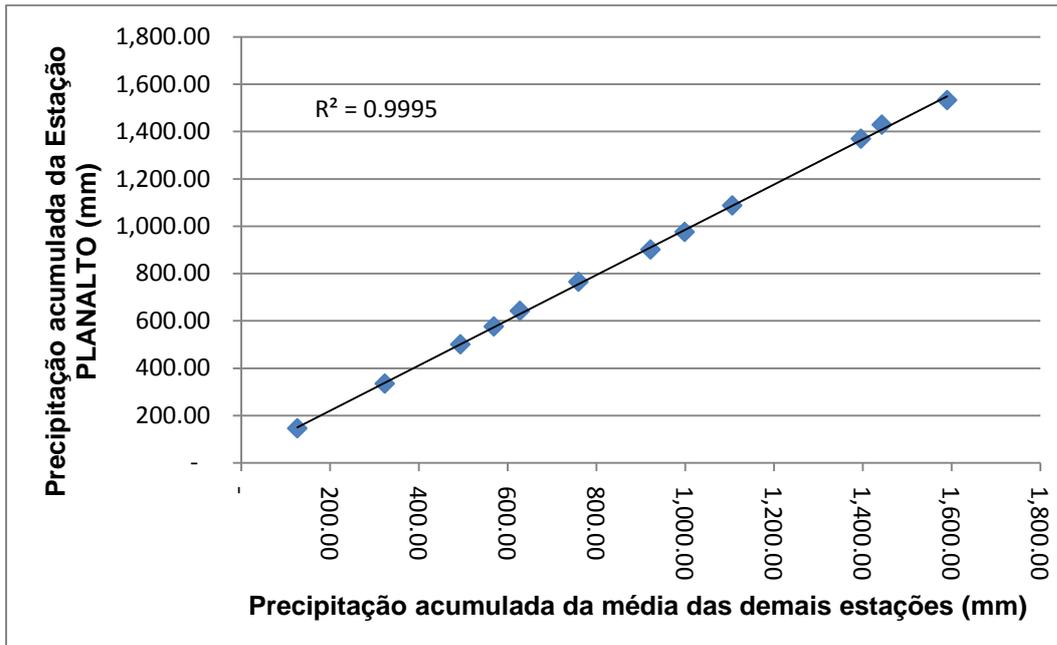


Figura 29.3 – Curva de dupla massa estação PLANALTO

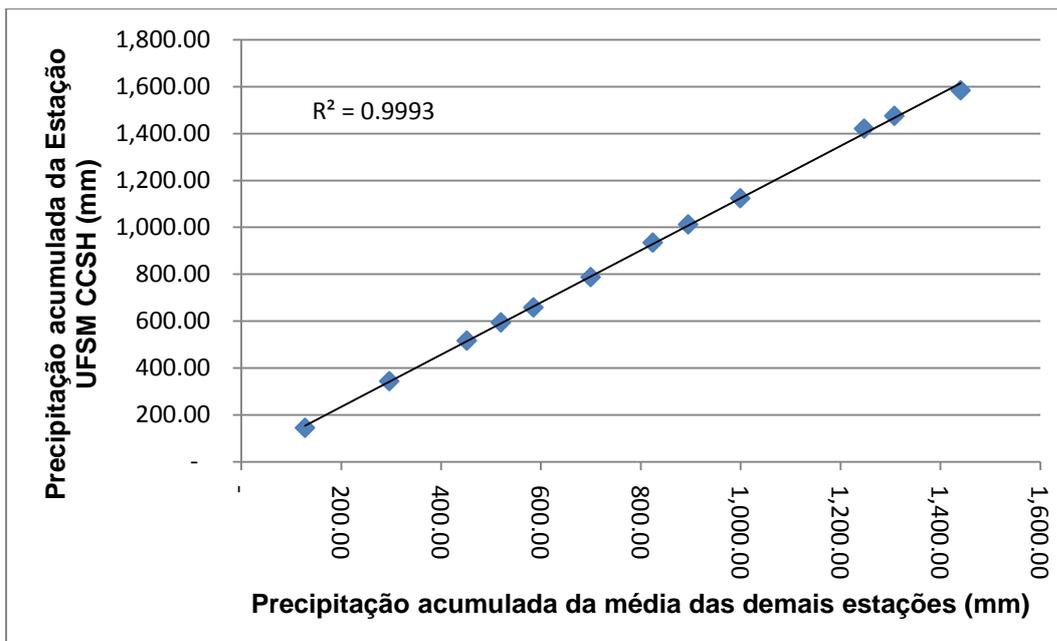


Figura 29.4 – Curva de dupla massa estação UFSM CCSH

Tanto pela análise gráfica das curvas quanto pelos valores do coeficiente de Pearson fica claro que as estações mais confiáveis são as estações Planalto e UFSM CCSH, como já era esperado, por terem apresentado melhor desempenho na seleção dos eventos de chuva. A estação Planalto, porém, por apresentar coeficiente de Pearson levemente maior e se localizar dentro da bacia foi escolhida para representar a série.

5.2.2 Análise de sensibilidade

Tanto no processo de análise de sensibilidade como no de calibração da série contínua, foram utilizados dois terços da série contínua total, totalizando 70080 registos, no período de 01/02/2013 às 00:02 à 02/10/2013 às 07:57.

Na análise de sensibilidade foram variados apenas os parâmetros exclusivos da simulação contínua, sendo o $laREC_{per}$ e o $laREC_{imp}$, relativos aos tempos de recuperação das abstrações iniciais nas áreas permeáveis e impermeáveis, respectivamente, o $InterEventTime$ relativo ao intervalo de tempo sem precipitação necessário para distinguir um evento do evento seguinte, todos contidos no comando CONTINUOUS STANDHYD, além de $APII$ e $APIK$, relativos ao índice de precipitação antecedente inicial e ao coeficiente de depleção do índice de precipitação antecedente, respectivamente, contidos no comando COMPUTE API. Os resultados estão sintetizados nos gráficos das figuras 30.1 e 30.2 e na tabela 24, que apresenta o coeficiente de correlação de Pearson (R^2) de cada parâmetro em relação o volume total escoado e à vazão de pico.

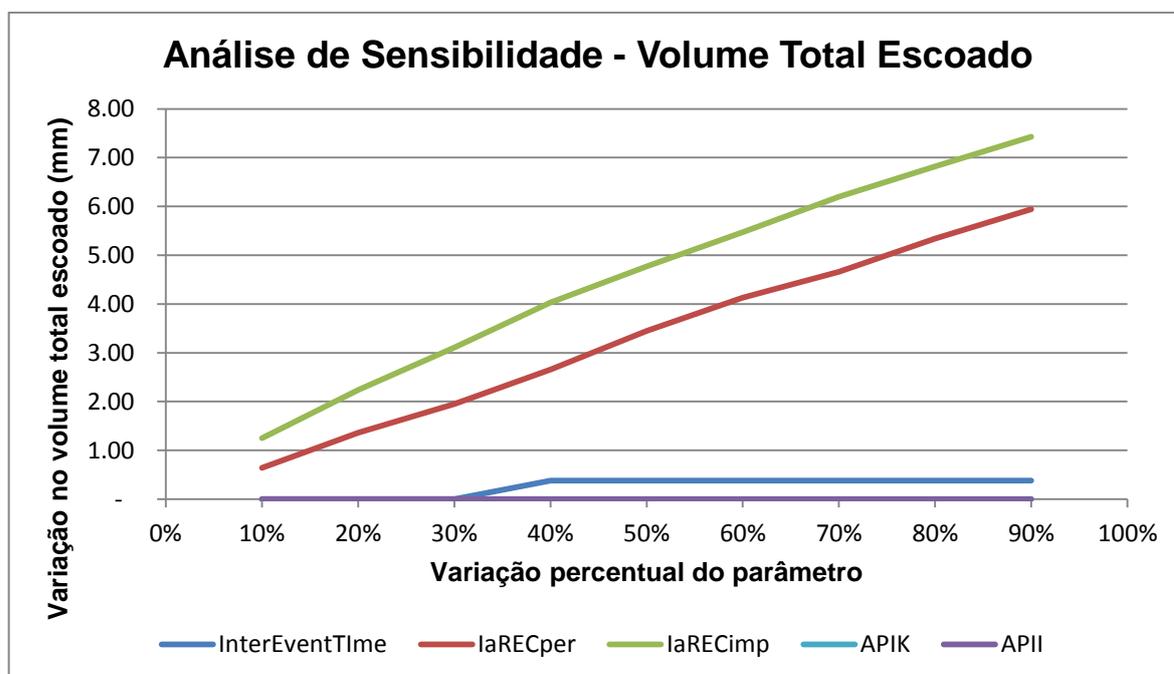


Figura 30.1 – Sensibilidade dos parâmetros em relação ao volume total escoado

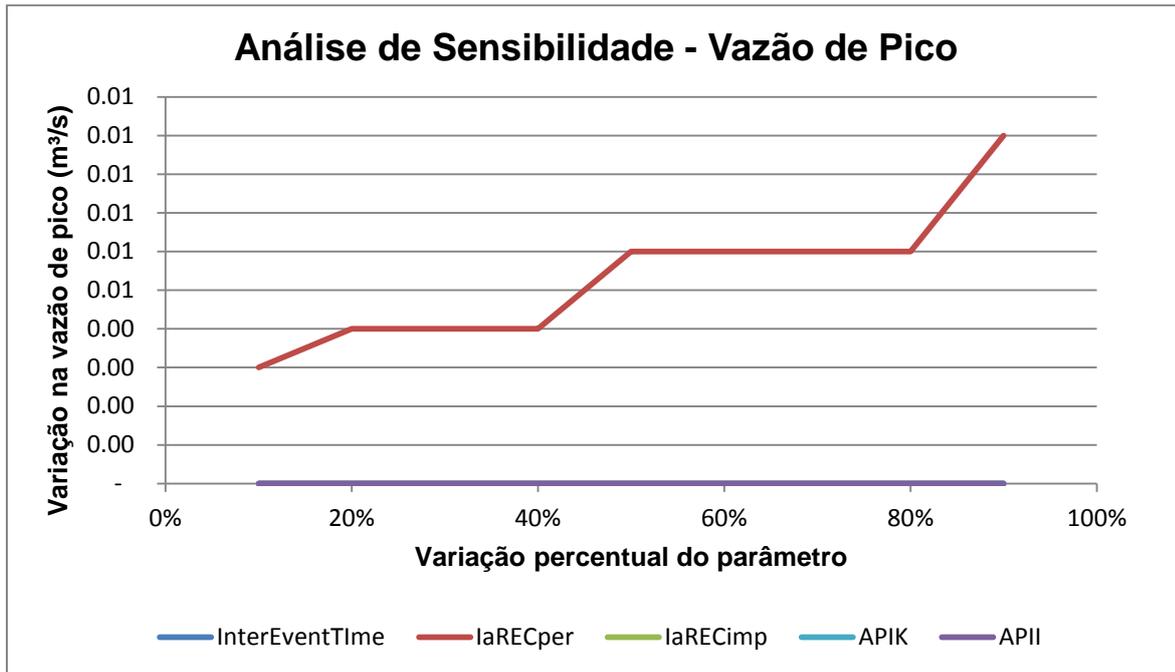


Figura 30.2 – Sensibilidade dos parâmetros em relação ao volume total escoado

Tabela 24 – Coeficiente de correlação de Pearson dos parâmetros variados

| Parâmetros do modelo | R ² | |
|----------------------|---------------------|-----------------------|
| | V _t (mm) | Q _p (m³/s) |
| InterEventTime | 85.28% | 0.00% |
| laRECper | 99.95% | 91.96% |
| laRECimp | 99.45% | 0.00% |
| APII | 0.00% | 0.00% |
| APIK | 0.00% | 0.00% |

R² = Coeficiente de correlação de Pearson;

V_t = Volume total escoado;

Q_p = Vazão de pico;

Os resultados tanto dos gráficos como da tabela deixam claro que os parâmetros APII e APIK não exerceram nenhuma influência no volume total escoado nem na vazão de pico para a faixa variada. O parâmetro InterEventTime mostrou uma leve influência em determinado ponto no volume total escoado, mantendo porém valor constante nos pontos seguintes. Já os parâmetros laRECper e laRECimp foram importantes na determinação do volume total escoado, sendo o último mais influente. Para determinação da vazão de pico, porém, apenas o parâmetro laRECper mostrou-se influente.

5.2.3 Calibração

Para todos os parâmetros já calibrados anteriormente, na calibração dos eventos, foi mantido inicialmente o valor médio obtido, e então, foram variados os parâmetros $laREC_{per}$, $laREC_{imp}$ e $InterEventTime$ contidos no comando CONTINUOUS STANDHYD, e de $APII$ e $APIK$ contidos no comando COMPUTE API. Os resultados obtidos estão demonstrados na tabela 25:

Tabela 25 – Parâmetros calibrados na série contínua (CONTINUOUS STANHYD e COMPUTE API)

| Parâmetro | Valor Calibrado |
|------------------|-----------------|
| $laREC_{per}$ | 4.00 |
| $laREC_{imp}$ | 1.00 |
| $InterEventTime$ | 7.00 |
| $APII$ | 20.00 |
| $APIK$ | 0.80 |

Após o ajuste isolado dos parâmetros da simulação contínua, buscou-se um ajuste dos parâmetros médios obtidos nos eventos, chegando aos valores apontados na tabela 26.

Tabela 26 – Parâmetros calibrados na série contínua (CALIB STANHYD e ROUTE CHANNEL)

| Parâmetro | Valor Calibrado |
|------------|-----------------|
| $laper$ | 6.00 |
| $lAimp$ | 4.10 |
| MNP | 0.120 |
| MNI | 0.011 |
| Fo | 150.00 |
| Fc | 3.00 |
| $Dcay$ | 2.80 |
| $SEGROUGH$ | 0.0224 |

O gráfico da figura 31.1 apresenta os hidrogramas observados e calculados pelo modelo após o ajuste. Foi obtido um coeficiente de Nash- Stucilffe de 0,7374, e erros de pico e volume relativos de -1,40% e -3,44% respectivamente, Para o parâmetro DWF, relativo à vazão de base, foi adotado o valor de 0,0620 m³/s, sendo o valor da moda na série de vazões.

5.2.4 Validação

Para fase de validação, os valores obtidos para os parâmetros na calibração foram testados na série contínua completa, de 01/02/2013 à 01/02/2014, obtendo um coeficiente de Nash- Stueliffe de 0,7905, e erros de pico e volume relativos de -3,40% e -11,07%, respectivamente. O gráfico da figura 31.2 apresenta os hidrogramas observados e calculados.

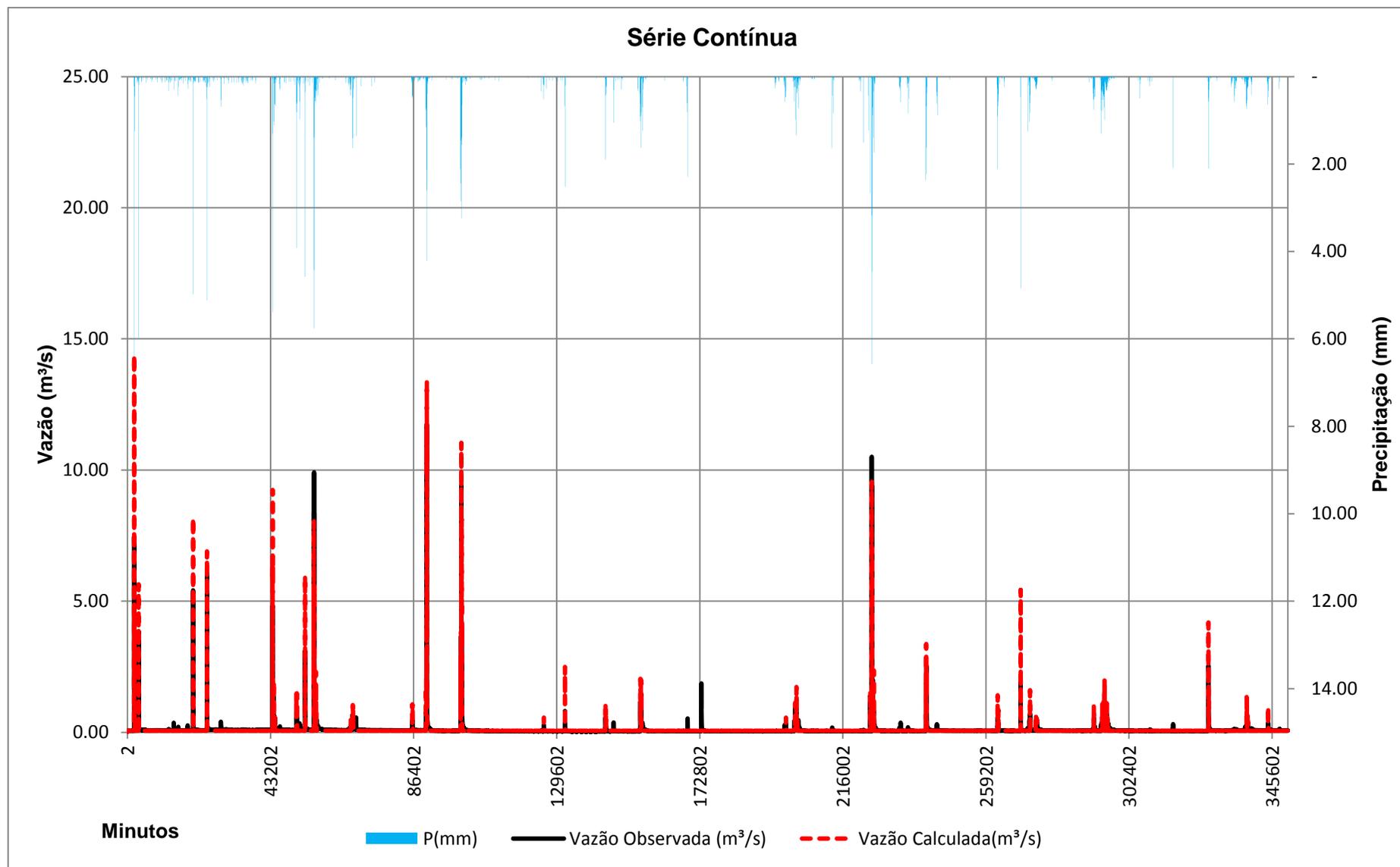


Figura 31.1 – Calibração da série contínua

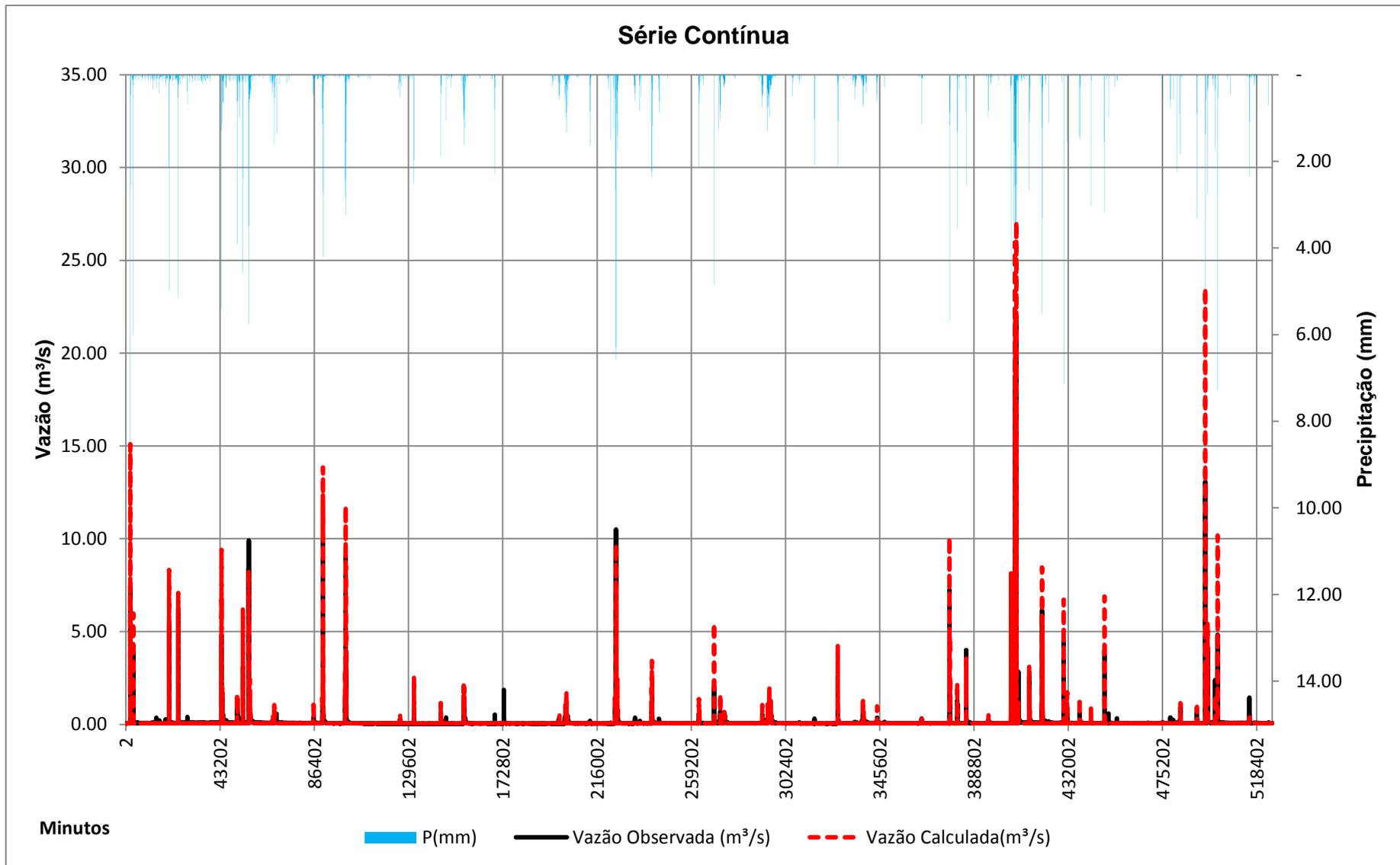


Figura 31.2 – Validação da série contínua

5.2.5 Simulação: análise de eficiência dos reservatórios

Para simulação dos reservatórios na série contínua, foram utilizados os reservatórios dimensionados no evento extremo E232, para as situações *on-line* e *off-line*, chegando aos hidrogramas da figura 31.3. Na figura fica claro o funcionamento do dispositivo *by-pass* na situação *off-line*, ao passo que apenas é observada a diminuição da vazão nos para alguns eventos, mantendo-se a vazão normal no canal nos demais momentos, em que o reservatório não entra em funcionamento. Já no hidrograma do reservatório na situação *on-line*, há uma diminuição constante da vazão calculada.

5.2.6 Simulação: potencial erosivo

O potencial erosivo do córrego baseia-se no número de horas nos quais a vazão mantém-se acima de uma vazão limite (Q_{CE}), considerada vazão crítica para início da erosão. A determinação da Q_{CE} no córrego foi feita de acordo com velocidade média máxima permissível para canais erodíveis, determinada em estudo apresentado por Lane (1995) (tabela 27), e disponível no Manual do usuário do modelo SWMHYMO.

Tabela 27 – Velocidades médias máximas permitidas em canais erodíveis (Fonte: LANE, 1955)

| Maximum Permissible Average Velocities in Erodible Channels | | | | | |
|---|-------|-----------------|------|------------------------------------|------|
| Material | n | For Clear Water | | Water Transporting Colloidal Silts | |
| | | Velocity | | Velocity | |
| | | m/s | ft/s | m/s | ft/s |
| Fine Sand noncolloidal | 0.020 | 0.46 | 1.50 | 0.76 | 2.50 |
| Sandy loam noncolloidal | 0.020 | 0.53 | 1.75 | 0.76 | 2.50 |
| Silt loam noncolloidal | 0.020 | 0.61 | 2.00 | 0.91 | 3.00 |
| Alluvial silts noncolloidal | 0.020 | 0.61 | 2.00 | 1.07 | 3.50 |
| Ordinary firm loam | 0.020 | 0.76 | 2.50 | 1.07 | 3.50 |
| Volcanic ash | 0.020 | 0.76 | 2.50 | 1.07 | 3.50 |
| Stiff clay very colloidal | 0.025 | 1.14 | 3.75 | 1.52 | 5.00 |
| Alluvial silts colloidal | 0.025 | 1.14 | 3.75 | 1.52 | 5.00 |

| | | | | | |
|--|-------|------|------|------|------|
| Shales and hardpans | 0.025 | 1.83 | 6.00 | 1.83 | 6.00 |
| Fine gravel | 0.020 | 0.76 | 2.50 | 1.52 | 5.00 |
| Graded loam to cobbles when colloidal | 0.030 | 1.14 | 3.75 | 1.52 | 5.00 |
| Graded silts to cobbles when colloidal | 0.030 | 1.22 | 4.00 | 1.68 | 5.50 |
| Coarse gravel noncolloidal | 0.025 | 1.22 | 4.00 | 1.83 | 6.00 |
| Cobbles and shingles | 0.035 | 1.52 | 5.00 | 1.68 | 5.50 |

From Lane (1955)

NOTE:

For sinuous channels, multiply allowable velocity by 0.95 for slightly sinuous, by 0.90 for moderately sinuous channels, and by 0.80 for highly sinuous channels.

Para caracterização do solo no canal, foram utilizados dados apresentados por dos Santos (2014) de amostras de sedimentos de fundo. A tabela 28 apresenta a classificação do tamanho das partículas por meio da escala de Wentworth, e a figura 32 apresenta a curva granulométrica do sedimento de fundo.

Tabela 28 – Classificação do tamanho das partículas por meio da escala Wentworth (FONTE: adaptado de DOS SANTOS 2014 apud BARTRAM e BALLANCE, 1996)

| Frações | Faixa de diâmetro dos grãos | Peso (%) |
|---------------|---|----------|
| Areia grossa | (1000 μm - 500 μm) | 54.80 |
| Areia média | (500 μm - 250 μm) | 39.79 |
| Areia fina | (250 μm - 63 μm) | 5.05 |
| Silte, argila | (<63 μm) | 0.36 |

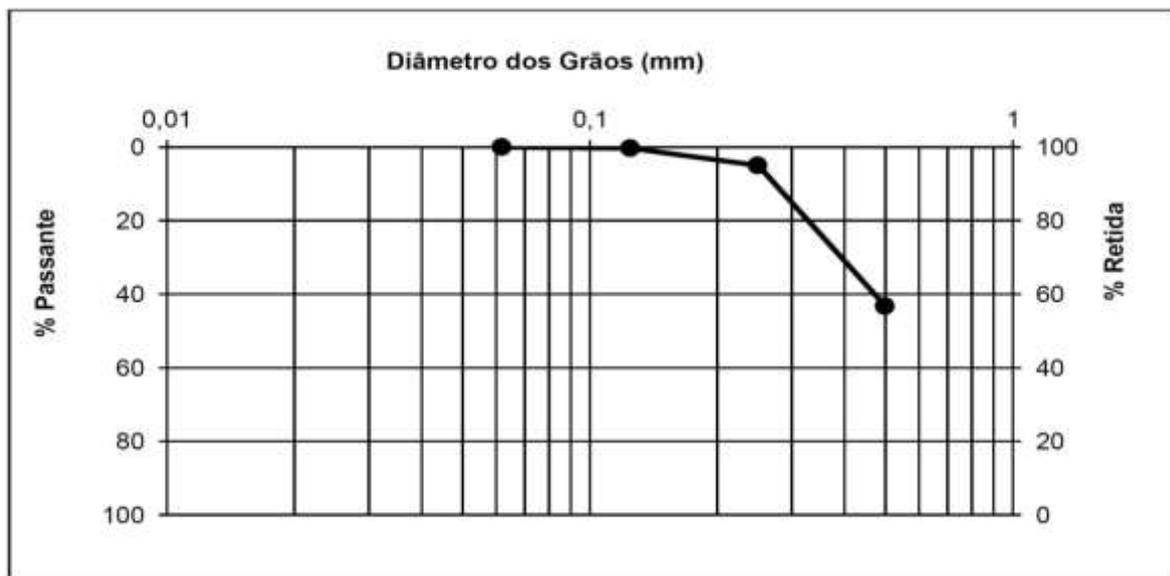


Figura 32 – Curva Granulométrica dos sedimentos de fundo (Fonte: DOS SANTOS, 2014)

De acordo com os resultados expostos, o material de leito pode ser classificado como arenoso, com predominância de areia grossa e média. Foi adotada então a velocidade limite de 0,53 m/s, para lâminas arenosas não coloidais, em água limpa, que equivale aproximadamente à vazão de 0,395 m³/s no canal, obtida por interpolação dos valores medidos em campo por dos Santos (2014).

A tabela 29 aponta o potencial erosivo, medido no percentual de horas em que a vazão Q_{CE} , é excedida no córrego, para as situações com e sem reservatórios.

Tabela 29 – Potencial erosivo do córrego

| Tempo de erosão (%) | | |
|---------------------|------------------------------|-------------------------------|
| Sem reservatórios | Reservatórios <i>on-line</i> | Reservatórios <i>off-line</i> |
| 1.68 | 1.88 | 1.73 |

A tabela mostra o aumento no potencial erosivo ocasionado pela introdução dos reservatórios, no método em questão, o aumento é reflexo do amortecimento causado na vazão nos momentos extremos, visto que o reservatório evita que a vazão chegue a valores extremos, porém acaba mantendo vazões acima da vazão Q_{CE} , de valor ainda baixo, por mais tempo ao longo dos eventos.

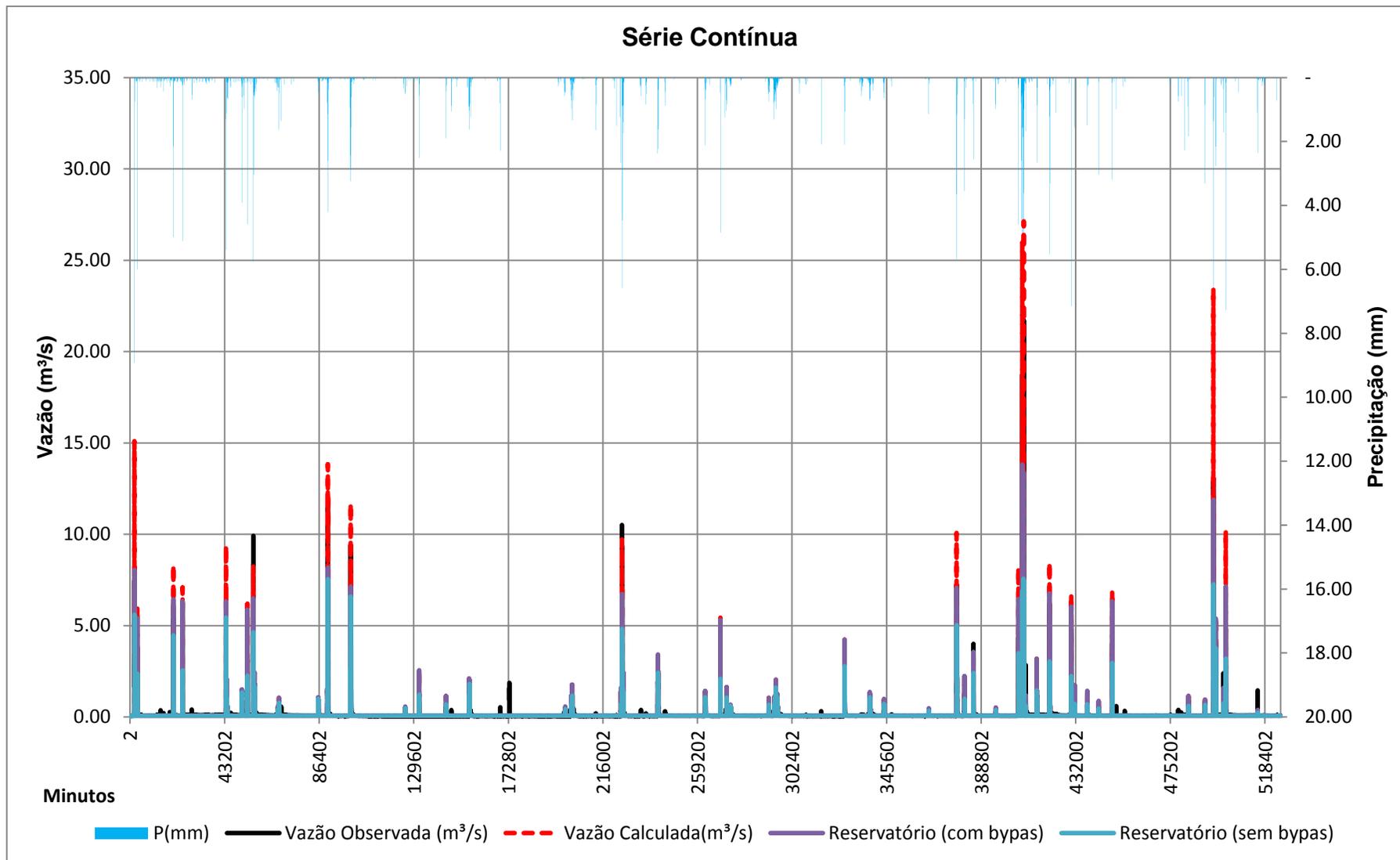


Figura 31.3 – Hidrogramas observado, calculado, e simulados

5.3 CANCELA: MODELAGEM DISCRETA POR EVENTOS:

Para modelagem de eventos na área do Cancela, foram selecionados 11 eventos, apresentados na tabela 30:

Tabela 30 – Eventos selecionados para modelagem

| EVENTO | DATA/HORA | Pt (mm) | Cmáx (m) | Qmáx (m³/s) | ESTAÇÃO |
|--------|------------------|---------|----------|-------------|------------|
| E261 | 15/12/2003 04:21 | 134.42 | 2.93 | 23.64 | VILA MARIA |
| E262 | 13/03/2004 20:00 | 109.95 | 2.40 | 19.77 | SEST/SENAT |
| E263 | 07/05/2004 07:00 | 50.38 | 1.20 | 7.26 | SEST/SENAT |
| E264 | 10/06/2004 07:30 | 51.20 | 2.17 | 17.89 | SEST/SENAT |
| E265 | 10/09/2004 01:00 | 14.34 | 0.55 | 1.77 | SEST/SENAT |
| E266 | 22/09/2004 02:30 | 15.76 | 0.47 | 1.28 | SEST/SENAT |
| E267 | 12/10/2004 17:40 | 20.61 | 0.93 | 4.79 | SEST/SENAT |
| E268 | 16/10/2004 05:30 | 51.60 | 1.28 | 8.09 | SEST/SENAT |
| E269 | 03/11/2004 11:00 | 41.32 | 1.41 | 9.32 | SEST/SENAT |
| E270 | 09/11/2004 01:30 | 73.21 | 1.30 | 8.28 | SEST/SENAT |
| E271 | 06/12/2004 03:00 | 35.27 | 1.41 | 9.32 | SEST/SENAT |

Os eventos de E262 a E271 foram utilizados para modelagem por Garcia (2005) e Beling (2013), com o modelo SWMM, o evento E261, porém, apenas foi utilizado por Garcia (2005). Nos eventos acima citados, Garcia (2005) conclui haver extravasamento da calha apenas nos eventos E261 e E262.

5.3.1 Calibração

Para calibração foram selecionados os eventos de E261 a E267, totalizando sete eventos, correspondentes a aproximadamente dois terços da série. Para os parâmetros LGI e LGP foram mantidos os mesmo valores que para a sub-bacia menor do Cancela-Tamanday, assim como a relação entre os parâmetros TIMP e XIMP. Para declividade média da bacia foi utilizado o valor levantado por Garcia (2005), de 1,098% tanto para o parâmetro SLPP como SLPI.

Foram calibrados então, individualmente para cada evento, os parâmetros laper, IAimp, MNI, MNP, Fo, Fc, Dcay e SEGROUGH. A tabela 31 apresenta os valores obtidos para cada parâmetro nos eventos:

Tabela 31 – Parâmetros calibrados para cada evento

| | laper | IAimp | MNP | MNI | SEGROUGH | Fo | Fc | Dcay |
|-------|--------|--------|--------|--------|----------|----------|--------|--------|
| E261 | 15.00 | 1.20 | 0.130 | 0.016 | 0.023 | 120.00 | 5.00 | 2.50 |
| E262 | 18.30 | 8.80 | 0.380 | 0.040 | 0.032 | 299.00 | 7.00 | 2.40 |
| E263 | 3.00 | 0.80 | 0.100 | 0.010 | 0.019 | 60.00 | 3.00 | 1.78 |
| E264 | 4.89 | 2.70 | 0.124 | 0.013 | 0.022 | 112.00 | 2.91 | 2.56 |
| E265 | 2.90 | 0.90 | 0.140 | 0.010 | 0.022 | 66.50 | 3.50 | 6.00 |
| E266 | 4.00 | 2.80 | 0.128 | 0.025 | 0.023 | 126.00 | 2.00 | 1.70 |
| E267 | 4.91 | 3.40 | 0.124 | 0.010 | 0.023 | 111.00 | 2.91 | 2.71 |
| Média | 6.3332 | 3.2333 | 0.1659 | 0.0180 | 0.0235 | 129.0833 | 3.5536 | 2.8586 |

Valores mais extremos nos parâmetros laper, IAimp, MNP, MNI, SEGROUGH, Fo e Fc foram observados no evento E262, valores elevados, porém, também foram obtidos por Garcia (2005) e Beling (2013), que trabalharam com o modelo SWMM na área. No modelo SWMM, temos os parâmetros:

- nAI ou n_i : Coeficiente de Manning das áreas impermeáveis;
- nAP ou n_p : Coeficiente de Manning das áreas permeáveis;
- dAI ou d_i : Altura de retenção das áreas impermeáveis (mm);
- dAP ou d_p : Altura de retenção das áreas permeáveis (mm);
- IO: Máxima taxa de infiltração – Horton (mm/h);
- Ib: Mínima taxa de infiltração – Horton (mm/h);
- K: Constante de decaimento – Horton (h^{-1});
- nCan ou n_{leito} : Coeficiente de Manning dos canais.

Os parâmetros acima explicados equivalem-se aos parâmetros do modelo SWMHYMO, explicados no anexo A. A tabela 32 apresenta tanto os parâmetros apresentados pelos autores para o evento E262 como os valores médios obtidos na calibração por eventos, em comparação aos valores obtidos neste estudo:

Tabela 32 – Comparação com os parâmetros calibrados por Garcia (2005) e Beling (2013)

| Estudo | Evento | nAI | nAP | dAI | dAP | IO | Ib | nCan |
|---------------|--------|--------|-------|-------|-------|---------|-------|-------|
| Garcia (2005) | E262 | 0.027 | 0.420 | 6.00 | 9.00 | 270.00 | 7.00 | 0.023 |
| | Média | 0.0228 | 0.330 | 3.975 | 5.000 | 142.500 | 3.167 | 0.023 |

| | | | | | | | | |
|---------------|--------|--------|--------|--------|--------|----------|--------|----------|
| Beling (2013) | E262 | 0.012 | 0.192 | 0.50 | 16.60 | 172.00 | 2.30 | 0.018 |
| | Média | 0.029 | 0.131 | 1.700 | 7.200 | 124.000 | 1.900 | 0.023 |
| Estudo | Evento | MNI | MNP | IAimp | Iaper | Fo | Fc | SEGROUGH |
| Kipper (2018) | E262 | 0.0400 | 0.380 | 8.80 | 18.30 | 299.00 | 7.00 | 0.032 |
| | Média | 0.0180 | 0.1659 | 3.2333 | 6.3332 | 129.0833 | 3.5536 | 0.0235 |

O único parâmetro do presente estudo que se distanciou em relação à média dos demais estudos foi o parâmetro MNI, referente ao coeficiente de rugosidade de Manning da parte não impermeável da bacia.

A tabela 33 sintetiza o desempenho do modelo nos eventos calibrados, relacionando os valores observados, com os valores calculados pelo modelo, através do Coeficiente de Nash-Stucliffe, do Coeficiente de correlação de Pearson e dos erros de volume e de pico. Os hidrogramas dos eventos estão presentes no apêndice A.

Tabela 33 – Desempenho do modelo nos eventos calibrados

| EVENTOS CALIBRADOS | | | | | |
|--------------------|-------------------|------|-------|--------------|----------------|
| Evento | Pearson (R^2) | CNS | X | Erro de pico | Erro de volume |
| E261 | 94.35% | 0.86 | X | -4.22% | -38.61% |
| E262 | 94.71% | 0.88 | X | 1.84% | -24.75% |
| E263 | 93.68% | 0.87 | X | -19.30% | -4.00% |
| E264 | 98.75% | 0.97 | X | 0.11% | -8.85% |
| E265 | 91.76% | 0.83 | X | -0.24% | 6.88% |
| E266 | 90.67% | 0.58 | X | -7.99% | -46.18% |
| E267 | 97.18% | 0.94 | X | 0.32% | 6.37% |
| MÉDIA | 94.44% | 0.85 | E | -4.21% | -15.59% |
| | | | E_+ | 0.76% | 6.63% |
| | | | E_- | -7.94% | -24.48% |
| | | | $ E $ | 4.86% | 19.38% |

R^2 = Coeficiente de correlação de Pearson;

CNS = Coeficiente de eficiência de Nash-Stucliffe;

E = Média aritmética dos erros;

E_+ = Média aritmética dos erros positivos;

E_- = Média aritmética dos erros negativos;

$|E|$ = Média aritmética dos erros em módulo;

Dos sete eventos calibrados, seis deles, representando mais de 85% apresentaram índice de eficiência de Nash-Stucliffe maior que 0,83, indicando um ajuste bom/adequado, sendo mais de 25% dos eventos com CNS superior a 0,94 e mais de 50% com CNS superior a 0,87. O pior índice CNS foi apontado para o evento E266, com valor de 0,58, indicando ainda ajuste aceitável.

5.3.2 Validação

Para validação dos eventos, foi utilizado o valor médio de cada parâmetro, apontado na tabela 31, e foram utilizados todos os onze eventos levantados. A tabela 34 sintetiza o desempenho do modelo nos eventos validados e os hidrogramas dos eventos estão presentes no apêndice B.

Tabela 34 – Desempenho do modelo nos eventos validados

| Evento | EVENTOS VALIDADOS | | | | |
|--------|-------------------|-------|-------|--------------|----------------|
| | Pearson (R^2) | CNS | X | Erro de pico | Erro de volume |
| E261 | 93.52% | 0.85 | X | -5.45% | -37.20% |
| E262 | 89.53% | -2.56 | X | 234.95% | 109.05% |
| E263 | 92.01% | 0.74 | X | -35.49% | -36.25% |
| E264 | 98.17% | 0.90 | X | -27.23% | -29.76% |
| E265 | 92.18% | 0.76 | X | -31.81% | -27.99% |
| E266 | 86.05% | 0.55 | X | 23.44% | -40.01% |
| E267 | 86.74% | 0.74 | X | -16.78% | 5.59% |
| E268 | 90.49% | 0.64 | X | -30.22% | -51.79% |
| E269 | 96.61% | 0.91 | X | 4.65% | -30.55% |
| E270 | 90.28% | 0.59 | X | -37.44% | -42.35% |
| E271 | 96.25% | 0.90 | X | 2.31% | 17.03% |
| MÉDIA | 91.98% | 0.46 | E | 7.36% | -14.93% |
| | | | E_+ | 66.34% | 43.89% |
| | | | E_- | -26.35% | -36.99% |
| | | | $ E $ | 40.89% | 38.87% |

R^2 = Coeficiente de correlação de Pearson;

CNS = Coeficiente de eficiência de Nash-Stucliffe;

E = Média aritmética dos erros;

E_+ = Média aritmética dos erros positivos;

E_- = Média aritmética dos erros negativos;

$|E|$ = Média aritmética dos erros em módulo;

Numa análise percentual dos valores do coeficiente de eficiência de Nash-Stucliffe, tem-se mais 25% dos eventos com CNS superior a 0,90, mais de 50% com CNS superior a 0,74 e mais 75% com CNS superior a 0,59, indicando que mais 75% dos eventos analisados apresentaram um ajuste aceitável para bom/adequado.

O baixo valor de CNS médio, e os altos erros devem-se aos valores obtidos no evento E262, com CNS de -2.36, caracterizando um evento outlier. Como o evento apresentou valores muito extremos para os parâmetros na calibração

individual, já era esperada uma resposta negativa para o evento com os valores médios. Excluindo-se o evento E262 da análise geral, chegamos aos seguintes valores para o desempenho:

Tabela 35 – Desempenho do modelo nos eventos validados

| EVENTOS VALIDADOS | | | | | |
|-------------------|-------------------|------|-------|--------------|----------------|
| Evento | Pearson (R^2) | CNS | X | Erro de pico | Erro de volume |
| MÉDIA | 92.23% | 0.76 | E | -15.40% | -27.33% |
| | | | E_+ | 10.13% | 11.31% |
| | | | E_- | -26.35% | -36.99% |
| | | | $ E $ | 21.48% | 31.85% |

R^2 = Coeficiente de correlação de Pearson;

CNS = Coeficiente de eficiência de Nash-Stucliffe;

E = Média aritmética dos erros;

E_+ = Média aritmética dos erros positivos;

E_- = Média aritmética dos erros negativos;

$|E|$ = Média aritmética dos erros em módulo;

5.3.3 Simulação: Cota final e atualização da curva-chave

Como já explicado em 4.2.1, o modelo SWMHYMO apresenta uma limitação na simulação hidráulica de bueiros afogados, e foi adotada a metodologia presente em Gaia (2010) para determinação da cota acima da tubulação atingida nessas situações. Ao final do trecho 116, ocorre a situação mais crítica de inundação, à entrada de bueiros celulares retangulares de 2,00m x 2,00m (trecho 116₂), onde a cota de extravasamento da calha do trecho é atingida na altura de 2,17m, equivalente à cota 75,28m. Na época em que os dados foram levantados, em 2004, constavam duas células de 17,00m de comprimento, porém, no ano de 2016, foi realizada uma obra de ampliação na rodovia Hélivio Basso, a qual é atravessada pelos bueiros, e a obra incluiu a construção de uma célula complementar, além da ampliação do comprimento das células para 33,00m.

Inicialmente, para determinação das cotas atingidas acima do bueiro em cada eventos, foi necessária a calibração dos parâmetros C_B e C_C , presentes nas equações 12.1 e 12.2, porém, antes de iniciar a calibração dos mesmos, objetivando uma maior precisão entre os eventos observados e simulados, foi

feita também a calibração dos eventos E268, E269, E270 e E271 individualmente, que antes apenas haviam sido usados para validação.

A tabela 36 apresenta os parâmetros médios do modelo SWMHYMO obtidos na calibração dos mesmos, e a tabela 37 apresenta a análise de desempenho. Os hidrogramas dos eventos calibrados encontram-se no apêndice A.

Tabela 36 – Parâmetros calibrados para cada evento

| | laper | IAimp | MNP | MNI | Fo | Fc | Dcay | SEGROUGH |
|--------|--------|--------|--------|--------|----------|--------|--------|----------|
| E268 | 2.80 | 0.70 | 0.120 | 0.009 | 120.00 | 3.00 | 2.78 | 0.023 |
| E269 | 5.50 | 4.00 | 0.120 | 0.014 | 180.00 | 3.00 | 3.10 | 0.023 |
| E270 | 4.50 | 2.00 | 0.120 | 0.010 | 100.00 | 5.00 | 2.50 | 0.023 |
| E271 | 5.80 | 3.00 | 0.120 | 0.014 | 150.00 | 3.50 | 1.98 | 0.023 |
| Média | 4.6500 | 2.4250 | 0.1200 | 0.0118 | 137.5000 | 3.6250 | 2.5900 | 0.0230 |
| Média* | 6.5090 | 2.7545 | 0.1459 | 0.0155 | 131.3182 | 3.7110 | 2.7283 | 0.0233 |

*Média incluindo os eventos calibrados anteriormente;

Tabela 37 – Desempenho do modelo nos eventos calibrados

| EVENTOS CALIBRADOS | | | | | |
|--------------------|-------------------|------|----|--------------|----------------|
| Evento | Pearson (R^2) | CNS | X | Erro de pico | Erro de volume |
| E268 | 97.57% | 0.92 | X | -5.17% | -30.29% |
| E269 | 95.59% | 0.87 | X | 4.16% | -39.61% |
| E270 | 95.20% | 0.87 | X | -0.94% | -23.41% |
| E271 | 98.00% | 0.96 | X | 0.28% | 2.53% |
| MÉDIA | 96.59% | 0.90 | E1 | -0.42% | -22.70% |
| | | | E2 | 2.22% | 2.53% |
| | | | E3 | -3.06% | -31.10% |
| | | | E4 | 2.64% | 23.96% |

R^2 = Coeficiente de correlação de Pearson;

CNS = Coeficiente de eficiência de Nash-Stucliffe;

E = Média aritmética dos erros;

E_+ = Média aritmética dos erros positivos;

E_- = Média aritmética dos erros negativos;

$|E|$ = Média aritmética dos erros em módulo;

Analisando a média dos parâmetros calibrados para os eventos E268 a E271 em comparação aos demais, nota-se uma proximidade nos parâmetros relativos à infiltração por Horton (1939), porém, nos demais parâmetros há uma grande diminuição, que pode ser atribuída aos elevados valores obtidos na calibração dos eventos extremos E261 e E262, presentes na série inicial de eventos calibrados.

Com as vazões de entrada devidamente calibradas para todos os eventos, os parâmetros C_b e C_c foram calibrados em função das vazões simuladas e das cotas observadas (tabela 39) chegando aos valores de 0,82331 para C_b e 0,635252 para C_c .

Charbeneau, Henderson e Sherman (2006) apontam os valores de 0,854 e 0,752 para C_b e C_c , (tabela 38) respectivamente, para situação de bueiros retangulares com paredes de alargamento entre 30 e 75°, de célula única, que é o caso do bueiro na área de estudo, com paredes de alargamento de 30°. Já para múltiplas células, Gaia (2014) indica os valores de 1 e 2/3, para C_b e C_c , ficando os valores calibrados no presente estudo dentro de uma faixa razoável, variações podem ser atribuídas às diferenças nas áreas das seções utilizadas nos estudos.

Tabela 38 – Constantes C_b e C_c (FONTE: adaptado de CHARBENEAU; HENDERSON e SHERMAN, 2006)

| Culver type | Description | Cb | Cc |
|-------------------|----------------------------|-------|-------|
| Circular concrete | Square edge with headwall | 0,944 | 0,662 |
| Circular concrete | Groove end with headwall | 1 | 0,729 |
| Circular concrete | Groove end projectin | 0,998 | 0,712 |
| Rectangular box | 30-75° wingwall flares | 0,854 | 0,752 |
| Rectangular box | 90 and 15° wingwall flares | 0,815 | 0,754 |
| Rectangular box | 0° wingwall flares | 0,792 | 0,749 |
| Rectangular | Tapered inlet throat | 0,982 | 0,91 |

Tabela 39 – Vazões e cotas observadas e simuladas para o cenário pré-obra

| Evento | Vazão observada (m³/s) | Vazão Calculada (m³/s) | Erro (%) | Cota observada (m) | Cota simulada (m) | Erro |
|--------|------------------------|------------------------|----------|--------------------|-------------------|---------|
| 261 | 23.64 | 22.64 | -4.22% | 2.93* | 2.83* | -3.40% |
| 262 | 19.77 | 20.13 | 1.84% | 2.40* | 2.50* | 4.56% |
| 263 | 7.26 | 5.85 | -19.43% | 1.20 | 1.04 | -12.69% |
| 264 | 17.89 | 17.93 | 0.17% | 2.17 | 2.25* | 3.61% |
| 265 | 1.77 | 1.75 | -1.03% | 0.55 | 0.47 | -15.21% |
| 266 | 1.28 | 1.17 | -8.75% | 0.47 | 0.36 | -24.19% |
| 267 | 4.79 | 4.80 | 0.17% | 0.93 | 0.91 | -1.72% |
| 268 | 8.09 | 7.67 | -5.17% | 1.28 | 1.25 | -2.39% |
| 269 | 9.32 | 9.71 | 4.16% | 1.41 | 1.46 | 4.09% |
| 270 | 8.28 | 8.21 | -0.94% | 1.30 | 1.31 | 0.54% |
| 271 | 9.32 | 9.35 | 0.28% | 1.41 | 1.43 | 1.49% |

* Situações em que ocorre extravasamento da calha do trecho 116

Com os parâmetros C_b e C_c calibrados, pôde-se simular a nova relação entre cota vazão para o cenário posterior a obra, sendo assim confeccionada a

curva-chave apresentada na figura 33. A tabela 40 apresenta as vazões observadas e simuladas para o cenário pós-obra:

Tabela 40 – Vazões observadas e simuladas, e cota simulada para o cenário pós-obra

| Evento | Cota Simulada (m) | Vazão Observada (m ³ /s) | Vazão Curva-Chave (m ³ /s) | Erro (%) |
|--------|-------------------|-------------------------------------|---------------------------------------|----------|
| 261 | 1.96 | 23.64 | 22.97 | -2.85% |
| 262 | 1.81 | 19.77 | 20.37 | 3.05% |
| 263 | 0.80 | 7.26 | 6.03 | -16.98% |
| 264 | 1.68 | 17.89 | 18.10 | 1.17% |
| 265 | 0.36 | 1.77 | 2.08 | 17.52% |
| 266 | 0.27 | 1.28 | 1.51 | 18.32% |
| 267 | 0.70 | 4.79 | 5.01 | 4.56% |
| 268 | 0.95 | 8.09 | 7.81 | -3.49% |
| 269 | 1.12 | 9.32 | 9.82 | 5.32% |
| 270 | 1.00 | 8.28 | 8.33 | 0.59% |
| 271 | 1.09 | 9.32 | 9.46 | 1.48% |

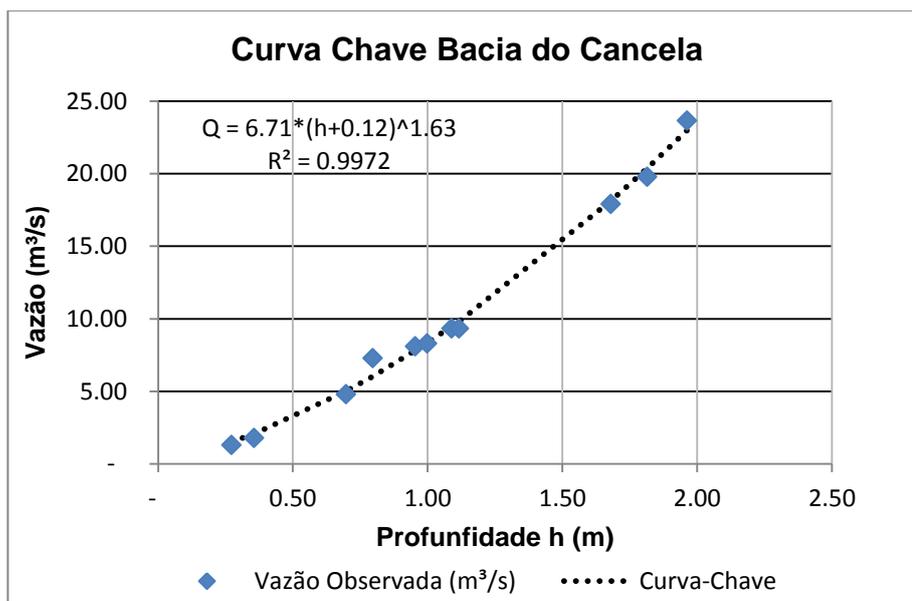


Figura 33 – Curva-chave para o cenário pós-obra

Assim sendo, temos para a nova curva-chave no local a equação (18):

$$Q = 6,71(h + 0,12)^{1,63} \quad (18)$$

Onde:

Q = vazão (m³/s);

h = cota equivalente (m).

5.3.4 Simulação: Curvas de remanso e áreas de inundação no período pré-obra

Nos eventos E261, E262 e E264 tem-se o bueiro trabalhando em situação afogada, e é produzida uma curva de remanso para o trecho de montante. A partir da obtenção das cotas atingidas acima do bueiro nos eventos extremos, pôde ser feita a simulação da curva de remanso gerada nos mesmos, pela aplicação do Direct Step Method (DST), explicado na seção 4.2.2.

No presente estudo, foi utilizada a seção constante do trecho 116 para o cálculo da curva de remanso, e as áreas da seção para cada altura y puderam ser determinadas com auxílio do programa AutoCAD. Para consideração dos perímetros molhados e conseqüentemente do raio hidráulico foi considerado um trapézio equivalente a cada seção. As tabelas com o cálculo da curva de remanso estão apresentadas no apêndice C. As figuras de 34.1 a 34.3 apresentam o desenho obtido da curva em cada evento:

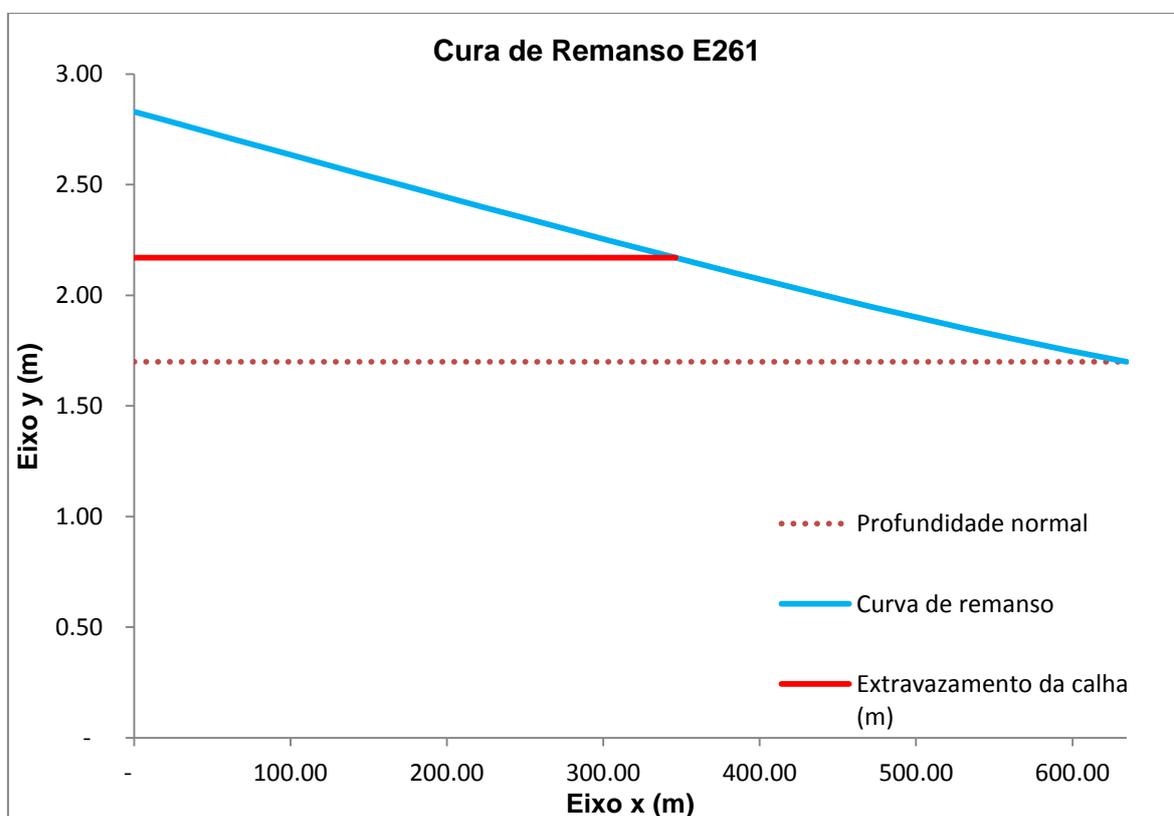


Figura 34.1 – Curva de remanso para o evento E261

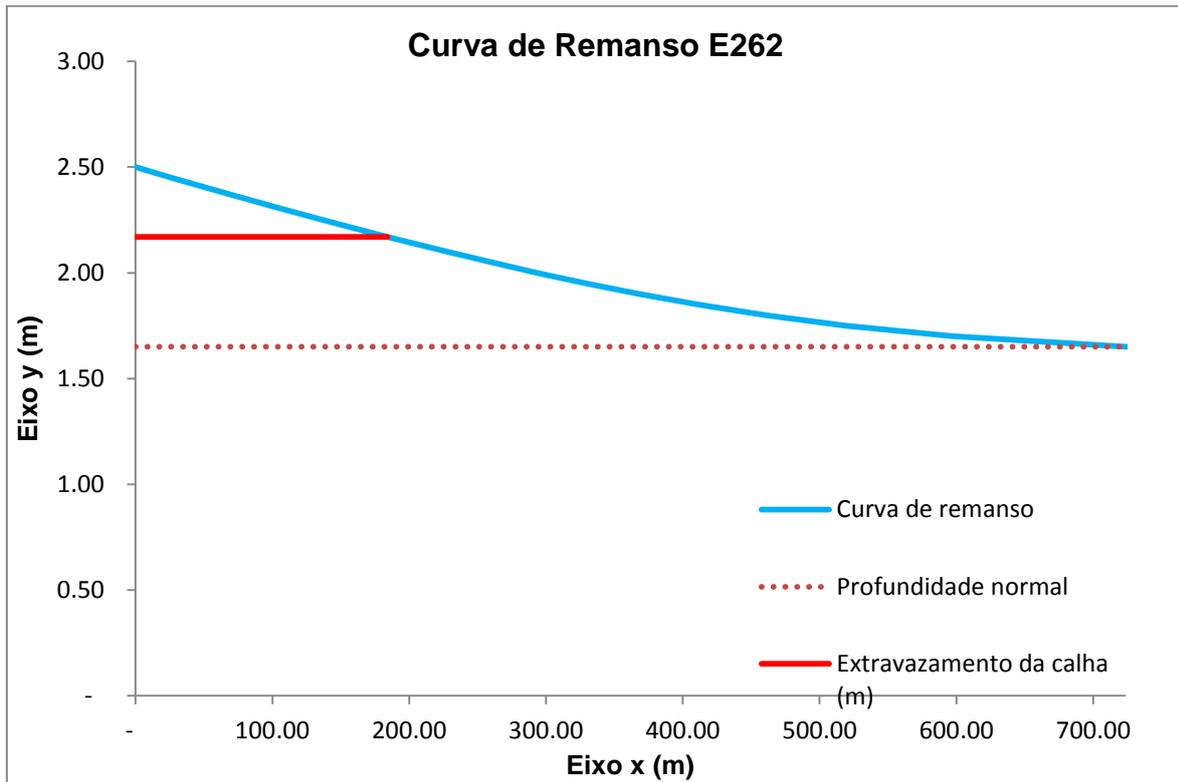


Figura 34.2 – Curva de remanso para o evento E262

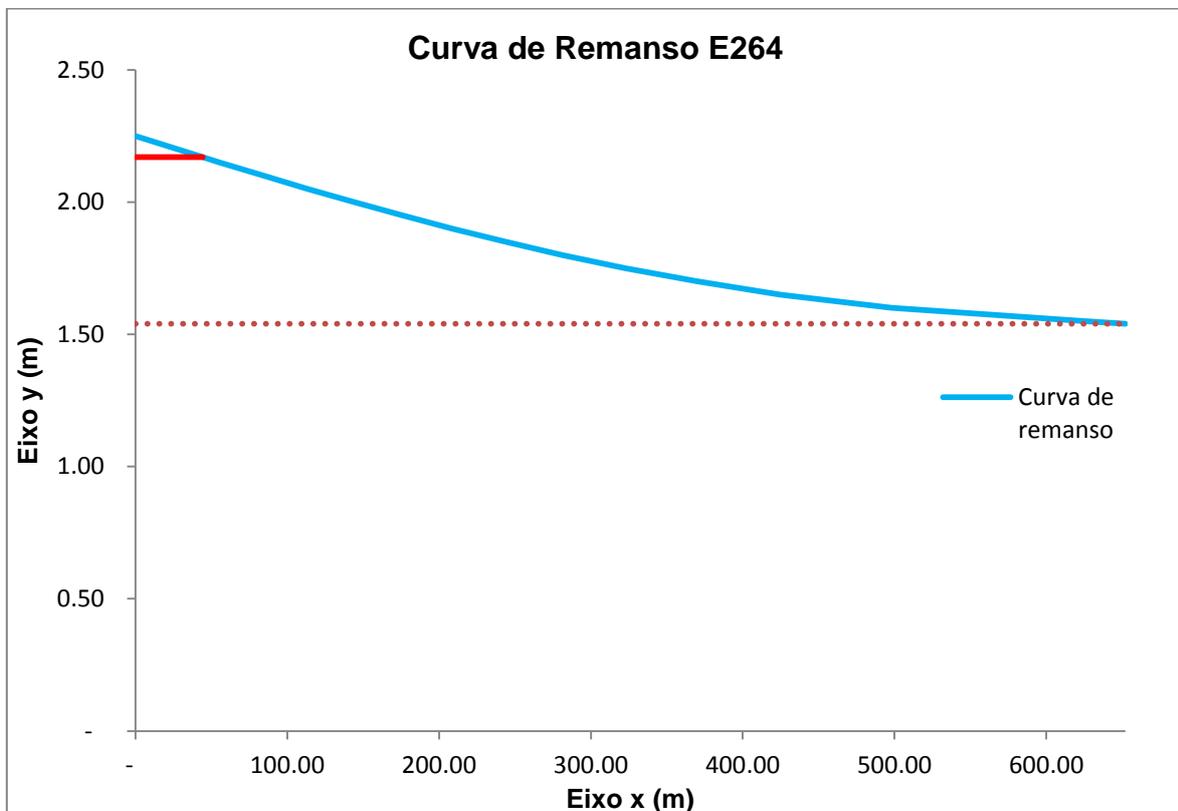


Figura 34.3 – Curva de remanso para o evento E264

Com o comprimento obtido do fim do remanso até a profundidade de 2,17, onde ocorre o extravasamento, pode-se ter uma estimativa da área de alagamento, porém, limitada pelo fato de que é considerada uma seção constante para todo o trecho, parte-se então para a análise da área de inundação através do programa QuantumGIS, da maneira explicada ao final do item 4.2.2. Na situação em questão, a partir da cota atingida em cada evento no trecho 116, foram interpoladas as curvas de nível da bacia até o valor exato da cota em análise, e foram geradas as figuras de 35.1 a 35.3:

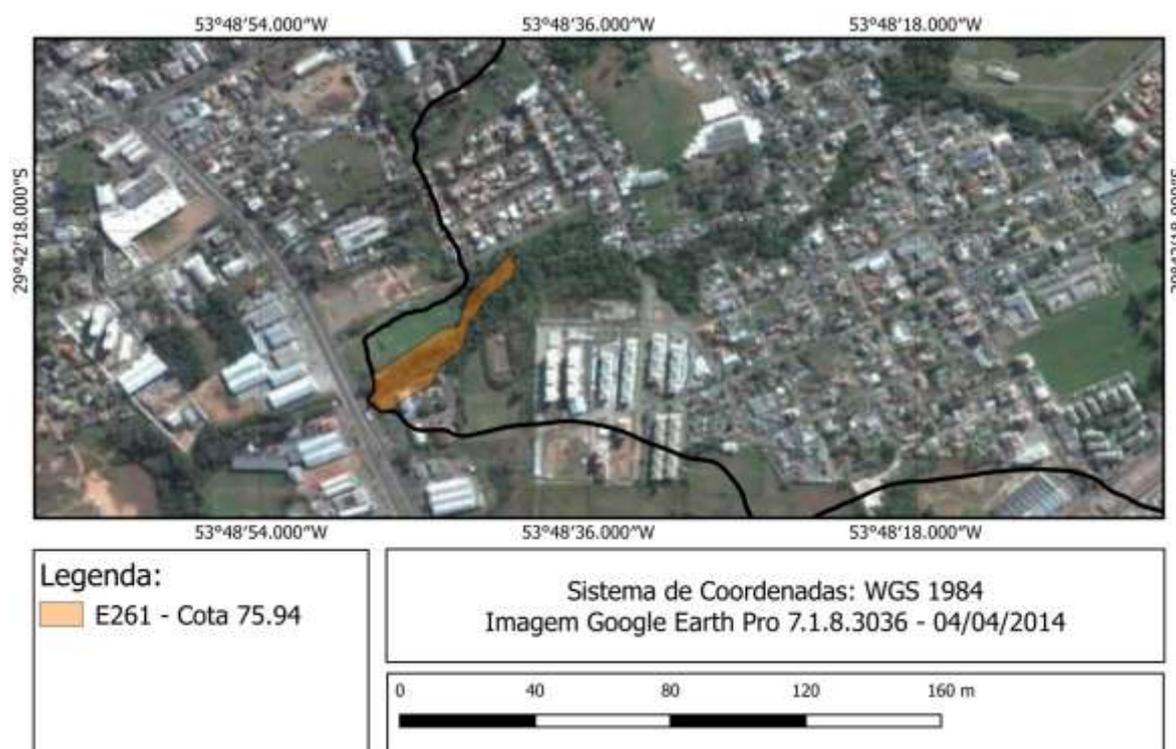


Figura 35.1 – Área de inundação do trecho 116 para o evento E261

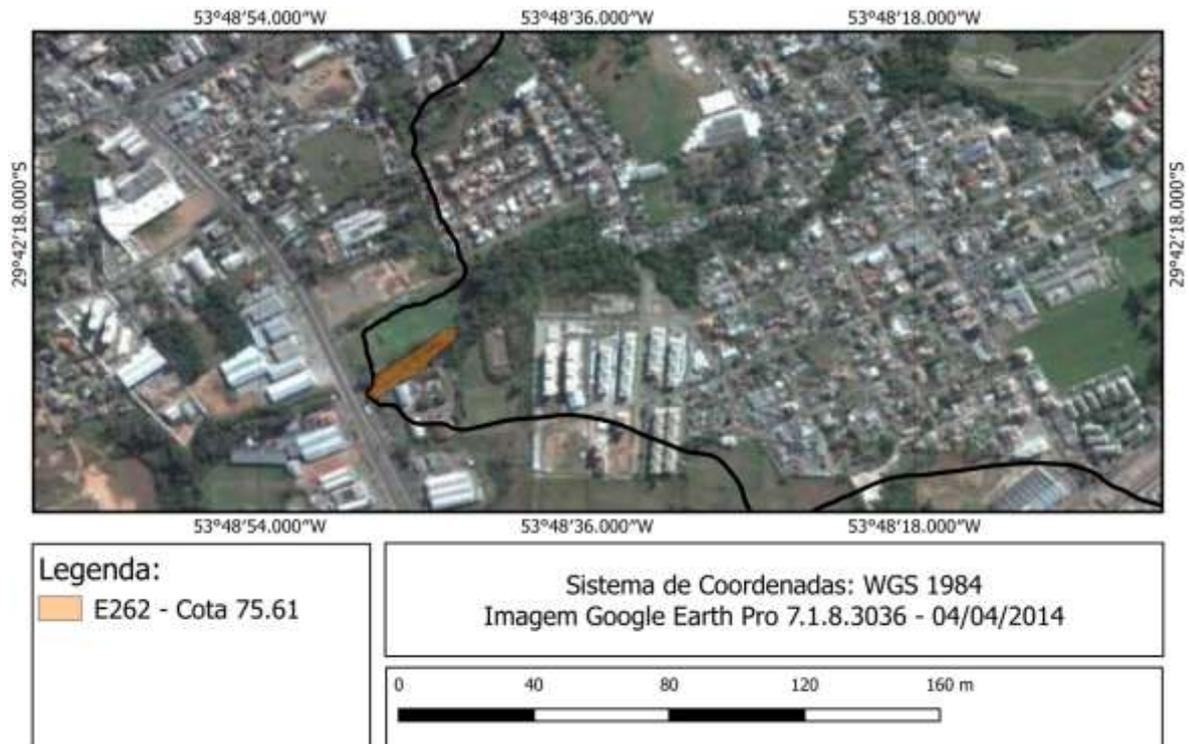


Figura 35.2 – Área de inundação do trecho 116 para o evento E262

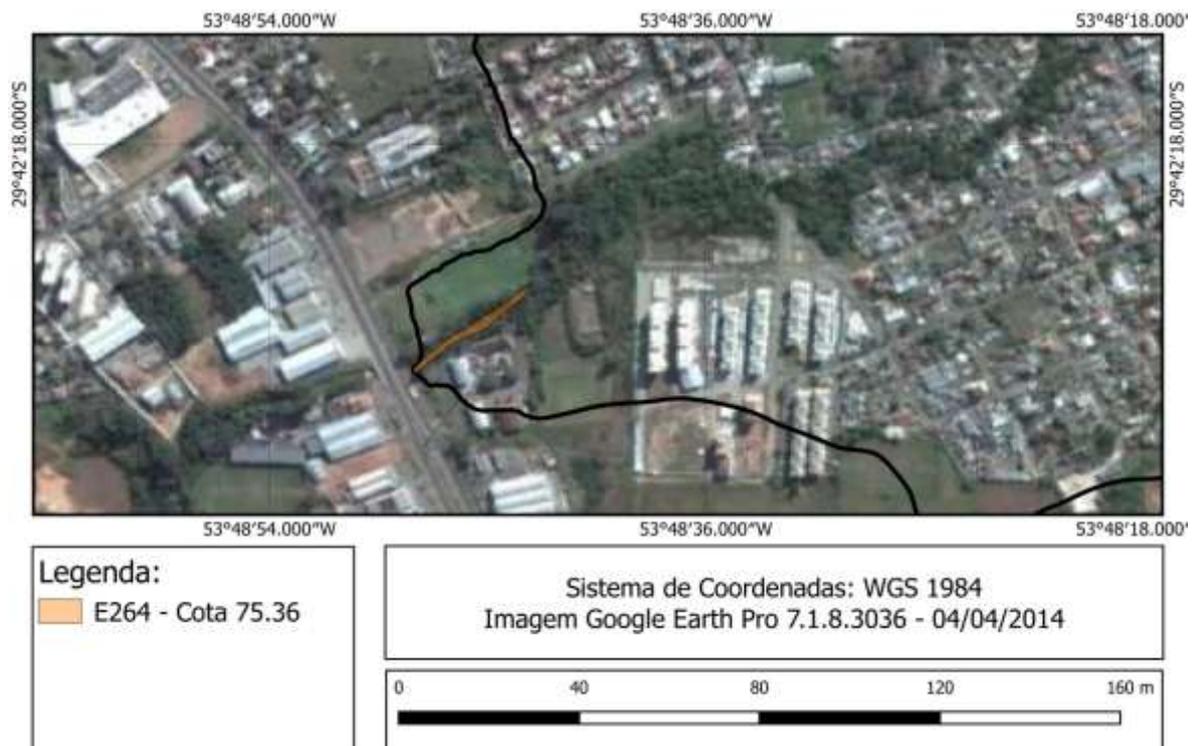


Figura 35.3 – Área de inundação do trecho 116 para o evento E264

Por fim, a tabela 41 apresenta uma comparação do valor obtido para o trecho linear inundado com o programa QuantumGIS e pelo Direct Step Method (DST):

Tabela 41 – Trecho linear inundado nos eventos E261, E262 e E264

| Evento | Cota Atingida | Área de Inundação (m ²) | Trecho linear alagado medido no QGIS (m) | Trecho linear alagado calculado pelo DST (m) |
|--------|---------------|-------------------------------------|--|--|
| 261 | 75.94 | 14359.14 | 369.20 | 346.18 |
| 262 | 75.61 | 5467.88 | 190.85 | 184.02 |
| 264 | 75.36 | 1666.54 | 176.32 | 44.26 |

Os resultados obtidos para os eventos E261 e E262 foram similares pelos dois métodos, porém, para o evento E264 houve uma disparidade considerável.

Além do trecho 116, temos outros trechos com bueiro à jusante na bacia, casos dos trechos 101, 105, 109 e 111. Para determinação da profundidade atingida nos mesmos, foi repetida a metodologia explicada em 4.2.1, porém, por não termos registros dos níveis atingidos nos mesmos para os eventos, foram adotados os parâmetros calibrados do trecho 116 para determinação da cota atingidas nos demais trechos com bueiros retangulares a montante, e foi utilizada a equação (equação (17)) do orifício para a determinação da cota no trecho 105, que consta de bueiros tubulares a jusante. As tabelas 42 a 44 apresentam os resultados das cotas atingidas ao final dos trechos em cada evento:

Tabela 42 – Cotas atingidas nos trechos de entrada nos bueiros para o evento E261

| Trecho Montante | Trecho Jusante | Forma do Bueiro | Qty. de Células | Profundidade limite (m) | Vazão (m ³ /s) | Profundidade simulada (m) | Cota atingida (m) |
|-----------------|----------------|-----------------|-----------------|-------------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------|
| 101 | 102 | Retangular | 1.00 | 4.18 | 4.08 | 1.39 | 90.32 |
| 105 | 106 | Circular | 2.00 | 5.71 | 12.55 | 1.44 | 89.28 |
| 109 | 110 | Retangular | 3.00 | 1.94 | 18.21 | 1.69 | 81.34 |
| 111 | 112 | Retangular | 3.00 | 1.54 | 19.95 | 1.80 | 80.30 |

Tabela 43 – Cotas atingidas nos trechos de entrada nos bueiros para o evento E262

| Trecho Montante | Trecho Jusante | Forma do Bueiro | Qty. de Células | Profundidade limite (m) | Vazão (m ³ /s) | Profundidade simulada (m) | Cota atingida (m) |
|-----------------|----------------|-----------------|-----------------|-------------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------|
| 101 | 102 | Retangular | 1.00 | 4.18 | 3.54 | 1.26 | 90.19 |
| 105 | 106 | Circular | 2.00 | 5.71 | 12.84 | 1.46 | 89.30 |
| 109 | 110 | Retangular | 3.00 | 1.94 | 16.26 | 1.57 | 81.22 |
| 111 | 112 | Retangular | 3.00 | 1.54 | 17.73 | 1.66 | 80.16 |

Tabela 44 – Cotas atingidas nos trechos de entrada nos bueiros para o evento E264

| Trecho Montante | Trecho Jusante | Forma do Bueiro | Qnt. de Células | Profundidade limite (m) | Vazão (m³/s) | Profundidade simulada (m) | Cota atingida (m) |
|-----------------|----------------|-----------------|-----------------|-------------------------|--------------|---------------------------|-------------------|
| 101 | 102 | Retangular | 1.00 | 4.18 | 20.13 | 1.20 | 90.13 |
| 105 | 106 | Circular | 2.00 | 5.71 | 41.07 | 1.35 | 89.19 |
| 109 | 110 | Retangular | 3.00 | 1.94 | 22.34 | 1.49 | 81.14 |
| 111 | 112 | Retangular | 3.00 | 1.54 | 15.79 | 1.58 | 80.08 |

Pela análise das tabelas percebe-se que a cota profundidade limite do trecho 11 também foi excedida nos três eventos em análise. Partiu-se da mesma metodologia para determinação das áreas de inundação com auxílio do QuantumGIS, chegando nas figuras de 36.1 a 36.3:

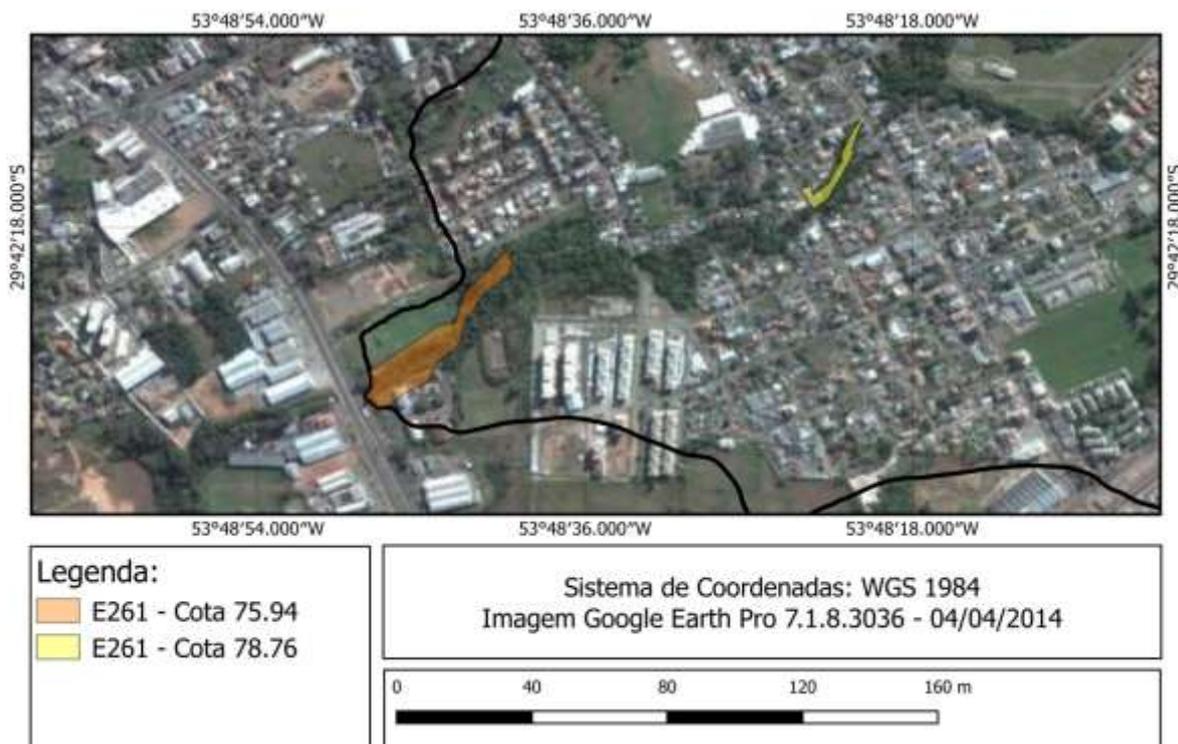


Figura 36.1 – Área de inundação dos trechos 116 e 111 para o evento E261

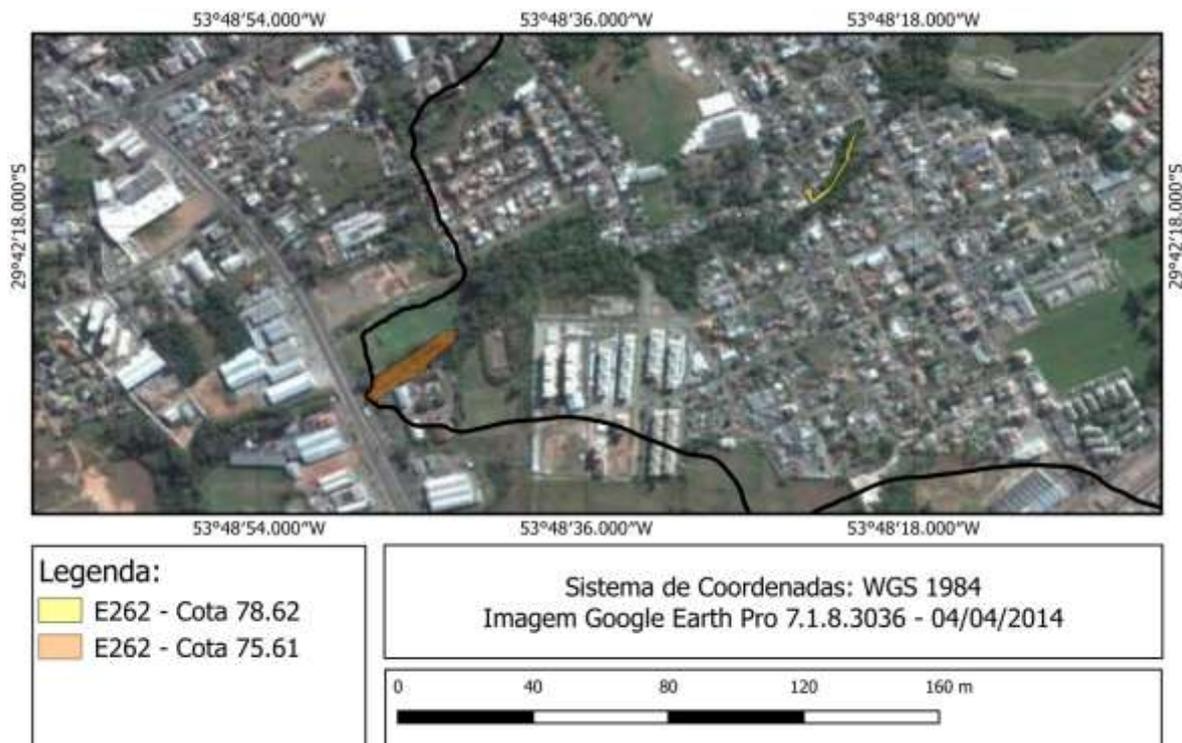


Figura 36.2 – Área de inundação dos trechos 116 e 111 para o evento E262

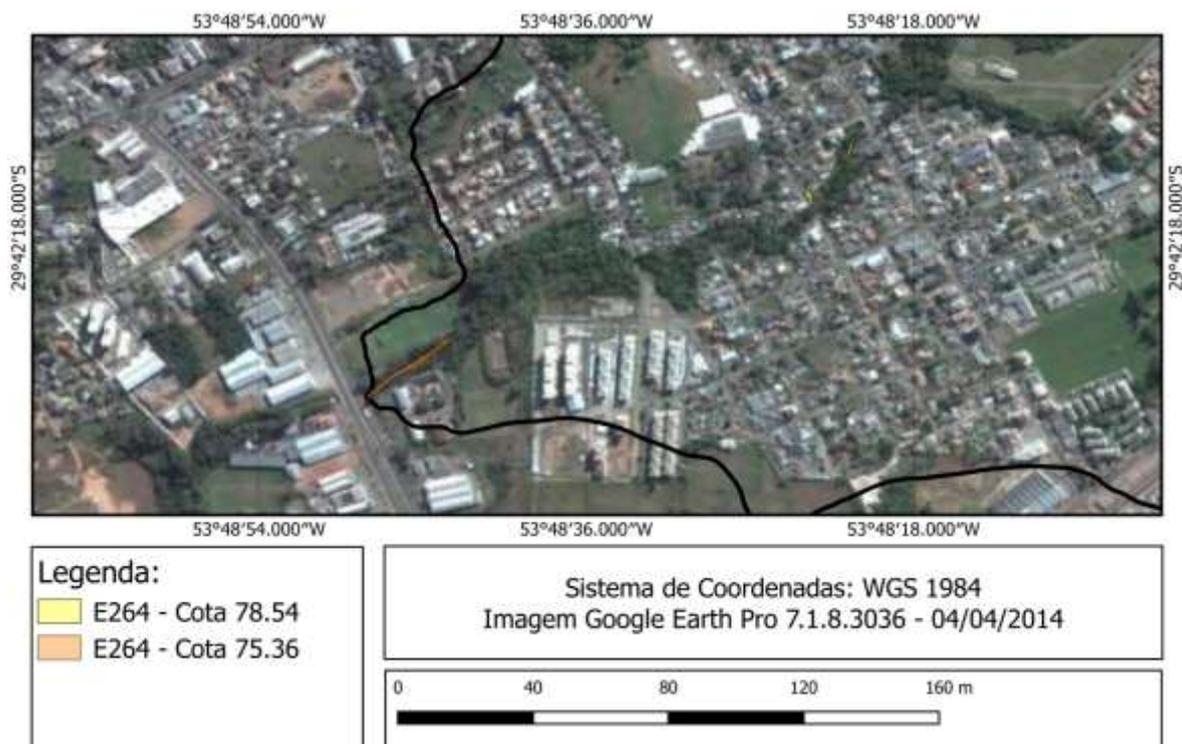


Figura 36.3 – Área de inundação dos trechos 116 e 111 para o evento E264

5.3.5 Simulação: Uso do solo atualizado e ampliação de bueiro no exutório

Com a nova classificação de uso do solo realizada no presente trabalho, e nova configuração dos bueiros no exutório da bacia, foram rodados os eventos de chuva extremos E261, do ano de 2003 e E262 e E264, do ano de 2004, além do evento E232, do ano de 2014. Para o caso do evento E232, foi utilizado o comando READ HYD para dar entrada no hidrograma obtido pela calibração do evento de acordo com dados fluviométricos da estação CACISM, localizada a montante do exutório da bacia, e a partir do trecho da estação CACISM, foram utilizados os parâmetros médios obtidos da calibração dos eventos de acordo com os dados da estação fluviométrica Cancela.

Rodando os dados pluviométricos registrado nos eventos, com os parâmetros devidamente calibrados, e repetindo a metodologia para determinação da cota final de entrada no bueiro explicada no capítulo 4.2.1, chegou-se à tabela 45, que apresenta as vazões e as cotas máximas na entrada do bueiro (final do trecho 116) atingidas nos eventos simulados, já as figuras de 37.1 a 37.4 apresentam os hidrogramas simulados.

Na simulação do evento E232 a cota máxima da seção do trecho 116 atingiu a cota da Avenida Hélio Basso (76,45 m), para simular essa condição considerou-se um vertedor de soleira espessa, cuja altura da lâmina d'água acima do vertedor pode ser dada pela equação (19):

$$Q = C_w L_w H^{3/2} \sqrt{2g} \quad (19)$$

Onde:

Q = vazão (m^3/s);

C_w = coeficiente de descarga do vertedor (foi adotado o valor de 0,90, o mesmo adotado por Garcia (2005) de acordo com as dimensões do vertedor).

L_w = altura da lâmina d'água acima do vertedor (m).

H = cota equivalente (m).

g = aceleração da gravidade (m^2/s^2).

Tabela 45 – Vazões simuladas para o cenário pós-obra com uso de solo atualizado

| Evento | Vazão máxima (m^3/s) | Profundidade atingida (m) | Cota atingida (m) |
|--------|--------------------------|---------------------------|-------------------|
| E232 | 40.894 | 3.36 | 76.47 |
| E261 | 22.899 | 1.98 | 75.09 |
| E262 | 24.485 | 2.08 | 75.19 |
| E264 | 20.340 | 1.83 | 74.94 |

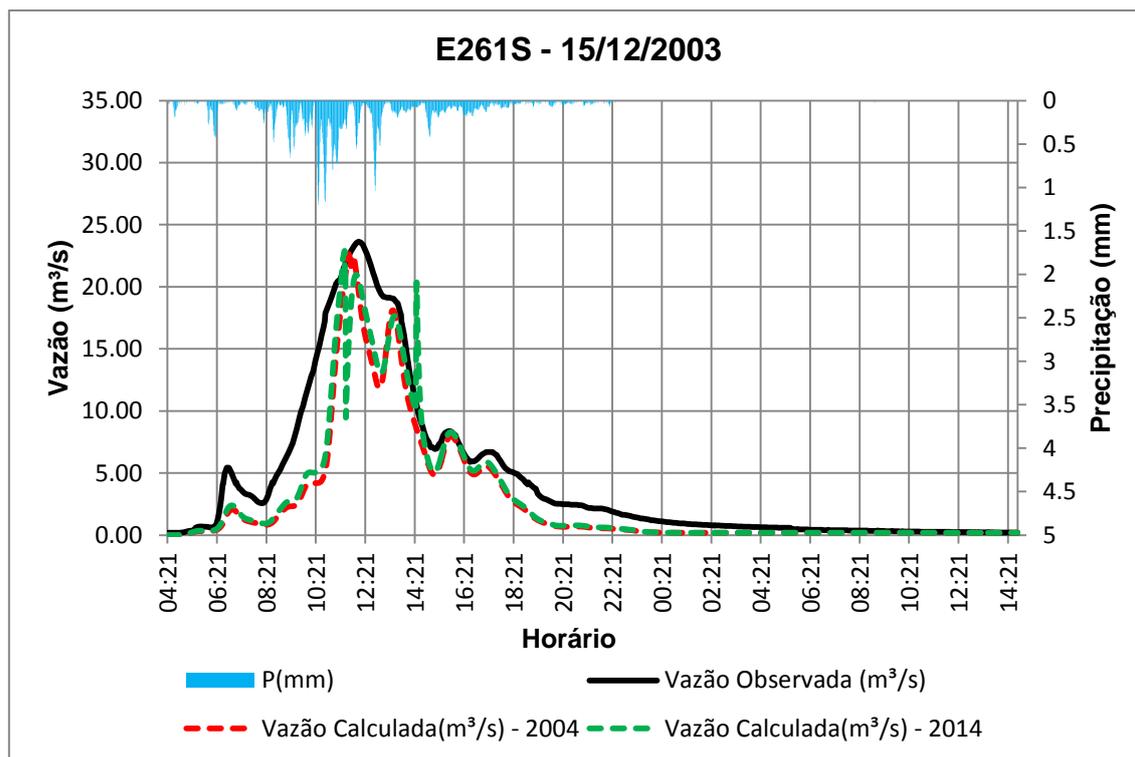


Figura 37.1 – E261 com uso do solo atualizado

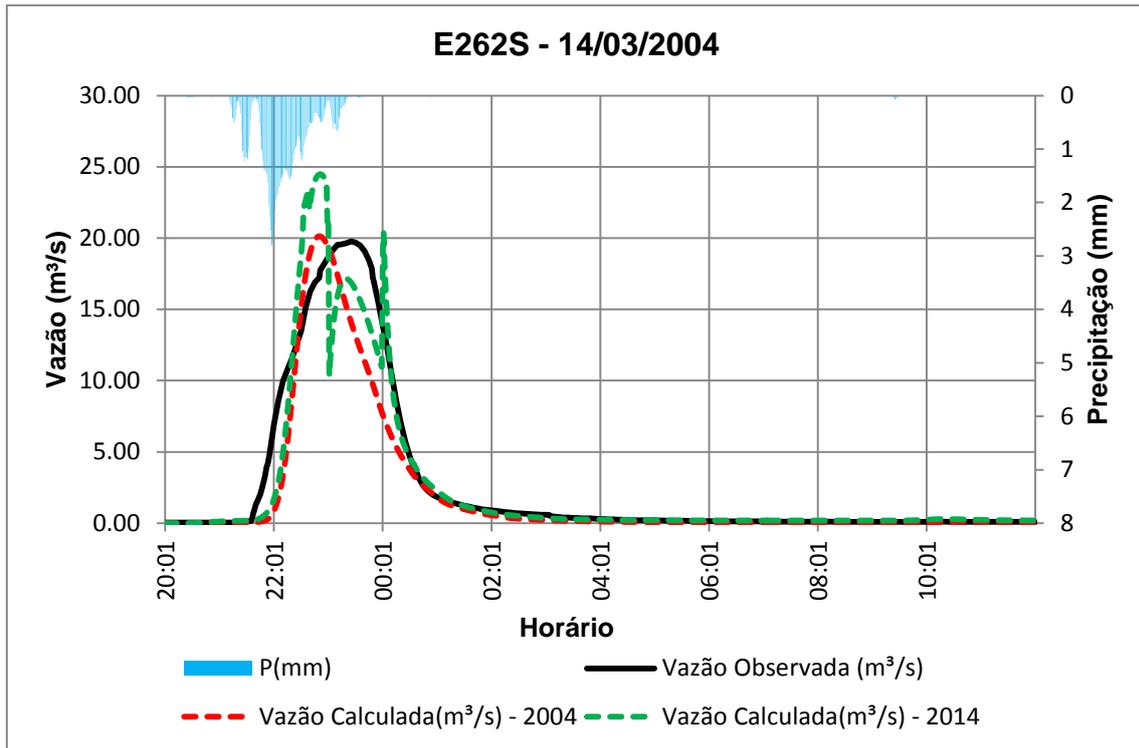


Figura 37.2 – E262 com uso do solo atualizado

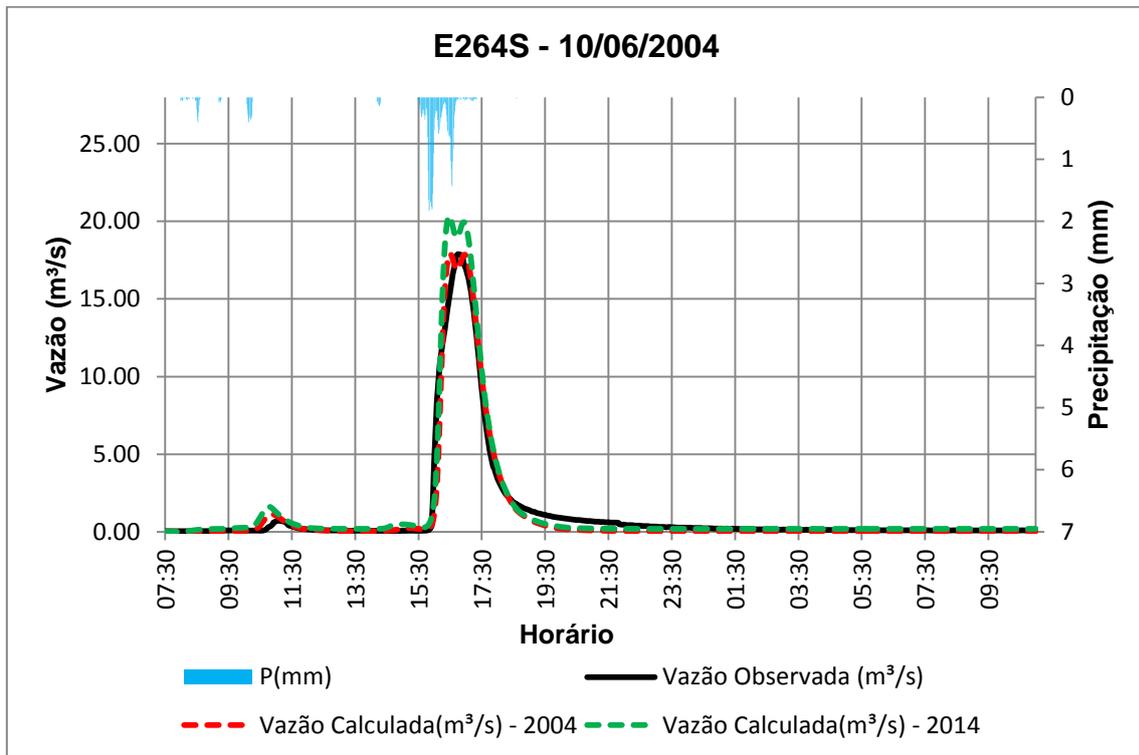


Figura 37.3 – E264 com uso do solo atualizado

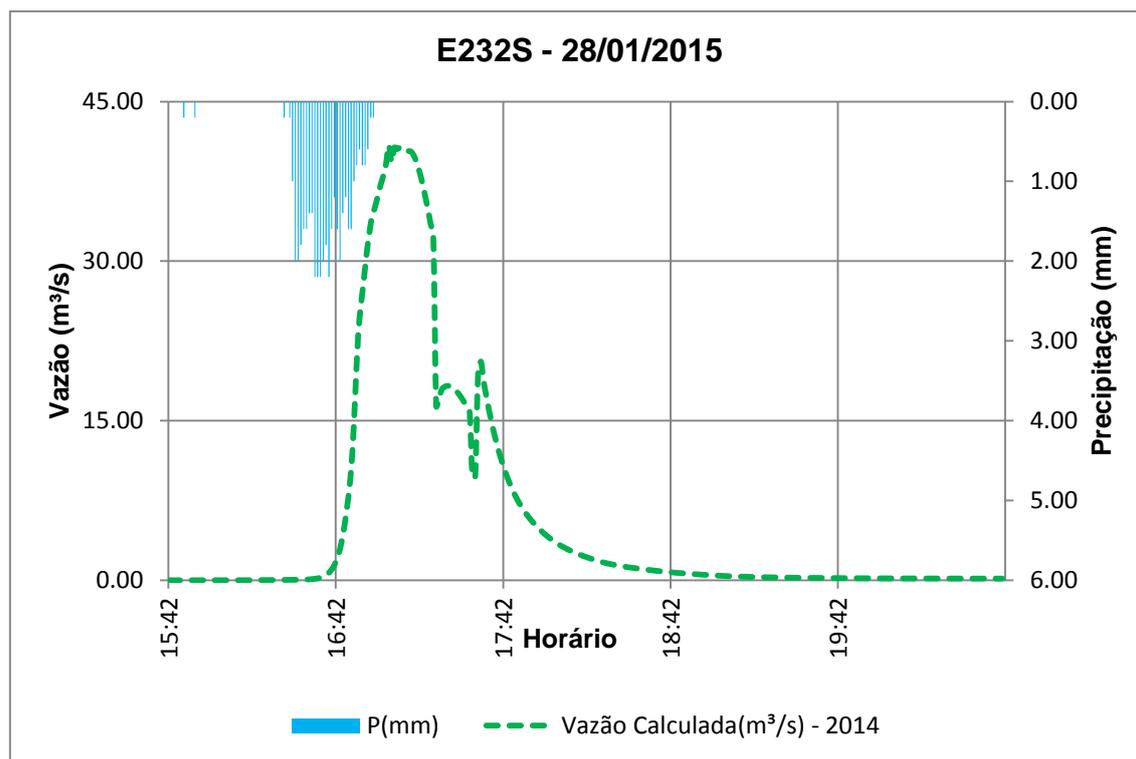


Figura 37.4 – E232 com uso do solo atualizado

Na discretização temporal de 1 minuto adotada para simulação, os hidrogramas dos eventos E261 (figura 36.1), E262 (figura 36.2) e E232 (figura 36.4) apresentaram descontinuidades na recessão dos mesmos, porém a vazão de pico não foi afetada pelas mesmas. Para eliminação dessas descontinuidades, os mesmos eventos foram simulados utilizando uma discretização temporal de 5 minutos, chegando aos hidrogramas das figuras 37.5 a 37.7, onde pode ser observado de uma maneira mais clara o efeito do aumento das áreas impermeáveis para os eventos E261 e E262.

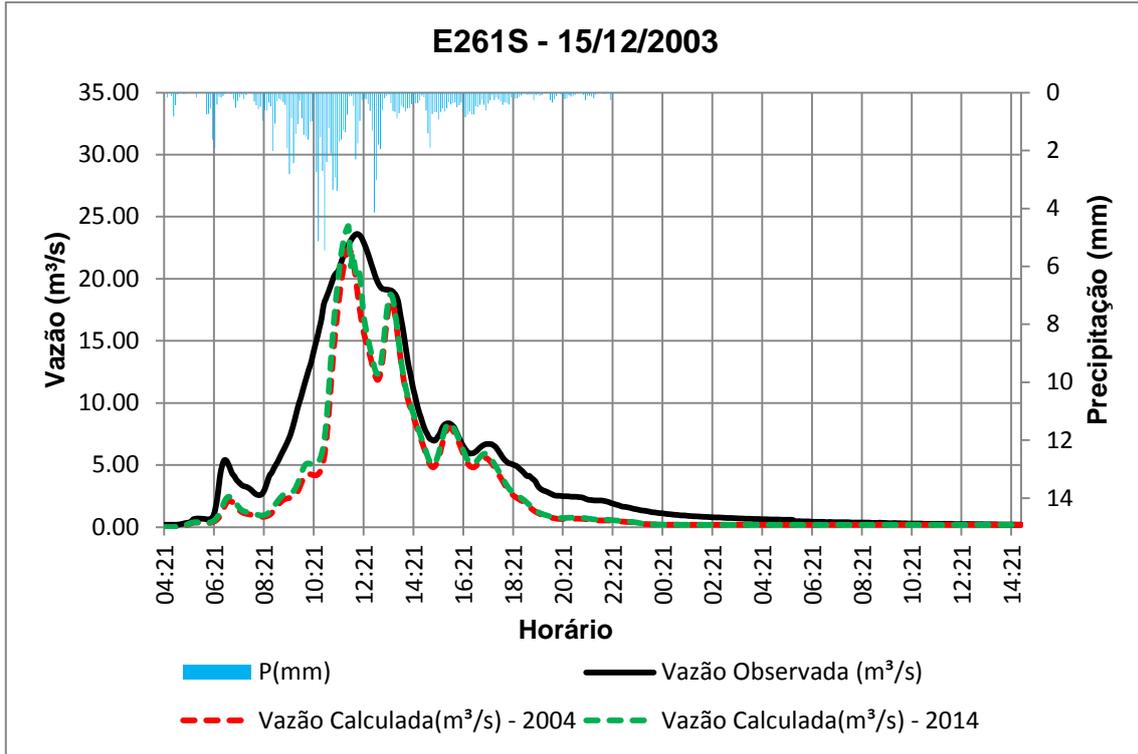


Figura 37.5 – E261 com uso do solo atualizado e discretização temporal de 5 minutos

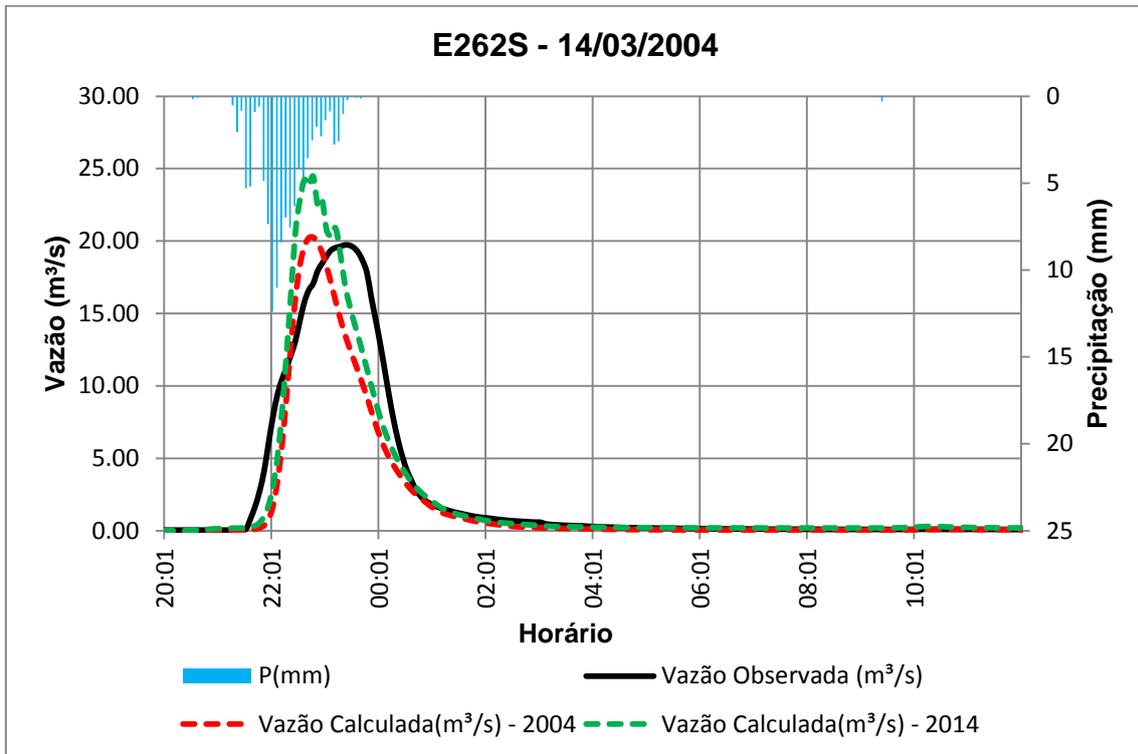


Figura 37.6 – E262 com uso do solo atualizado e discretização temporal de 5 minutos

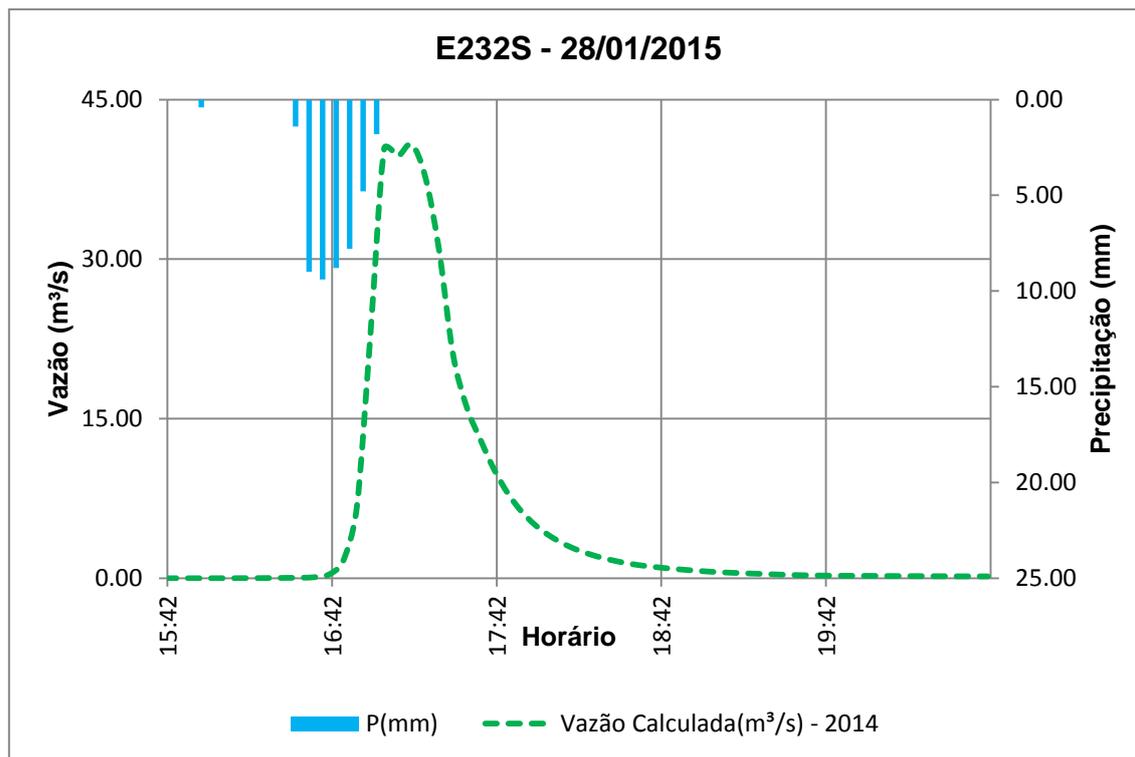


Figura 37.7 – E232 com uso do solo atualizado e discretização temporal de 5 minutos

5.3.6 Simulação: Curvas de remanso e áreas de inundação no período pós-obra e com uso do solo atualizado

Como no evento E232 foi atingida a cota mais crítica frente às inundações, o mesmo foi tomado como base para o dimensionamento e a análise do funcionamento dos reservatórios. Inicialmente, foi feita uma análise da cota atingida em cada trecho no evento, da curva de remanso no trecho 116, e das áreas de inundação. As figuras de 38.1 a 38.6 apresentam as cotas atingidas em cada trecho irregular da bacia. Importante ressaltar que nos trechos 101, 109, 111 e 116, com bueiros retangulares a jusante, a cota foi determinada pela metodologia explicada na seção 4.2.1, enquanto no trecho 105, com bueiro tubular a jusante, a cota foi determinada pela equação do orifício (equação (17)). Os resultados estão mostrados na tabela 46, nos demais trechos, foi adotado o valor fornecido pelo modelo SWMHMYMO.

Tabela 46 – Cotas atingidas nos trechos de entrada nos bueiros para o evento E232

| Trecho Montante | Trecho Jusante | Forma do Bueiro | Qnt. de Células | Profundidade limite (m) | Vazão (m ³ /s) | Profundidade simulada (m) | Cota atingida (m) |
|-----------------|----------------|-----------------|-----------------|-------------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------|
| 101 | 102 | Retangular | 1.00 | 4.18 | 20.13 | 2.88 | 91.81 |
| 105 | 106 | Circular | 2.00 | 5.71 | 41.07 | 3.70 | 91.54 |
| 109 | 110 | Retangular | 3.00 | 1.94 | 22.34 | 3.03 | 82.68 |
| 111 | 112 | Retangular | 3.00 | 1.54 | 15.79 | 3.02 | 81.52 |
| 116 | 116(2) | Retangular | 3.00 | 2.17 | 40.89 | 3.36 | 76.47 |

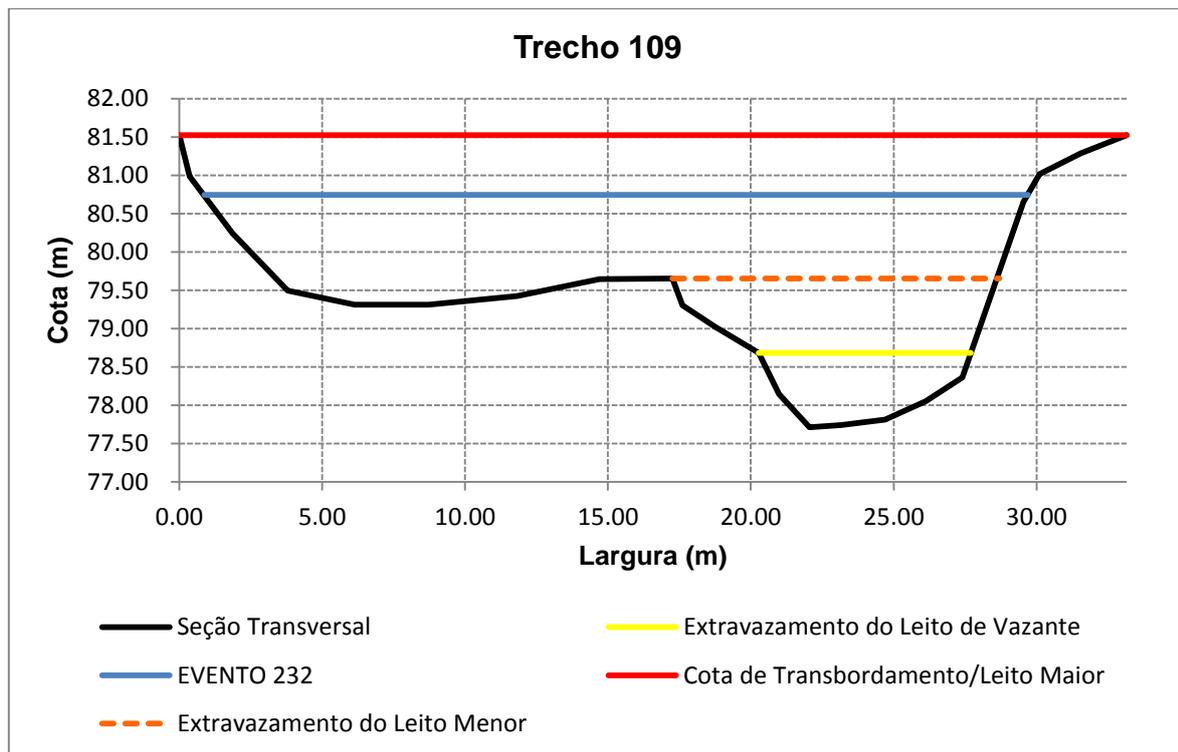


Figura 38.1 – Seção transversal do trecho 109, com indicação da cota atingida no evento E232

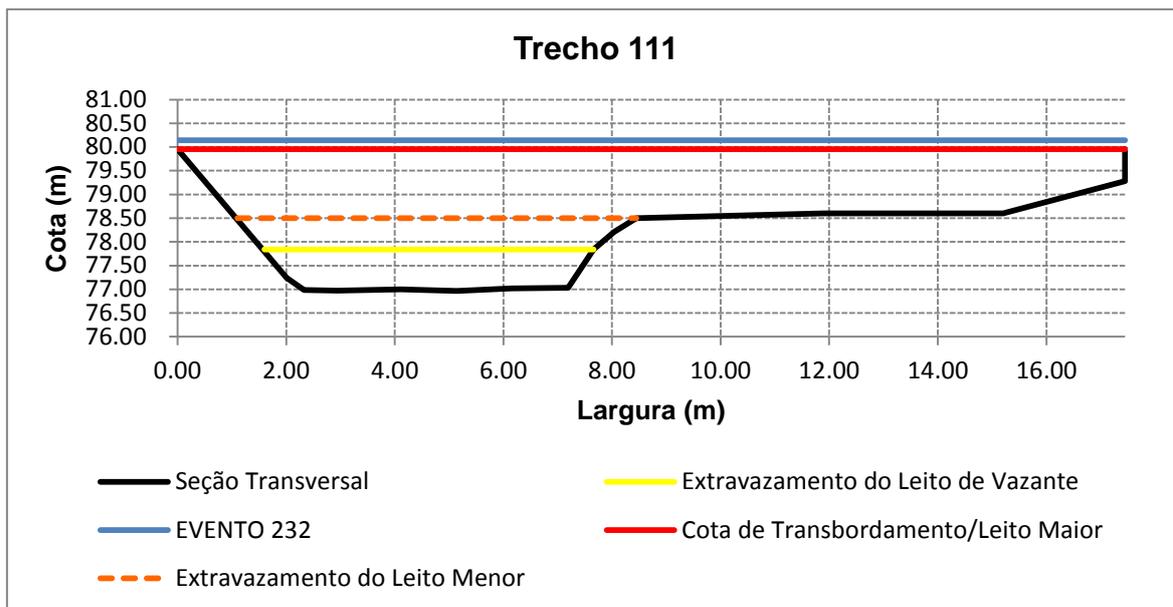


Figura 38.2 – Seção transversal do trecho 111, com indicação da cota atingida no evento E232

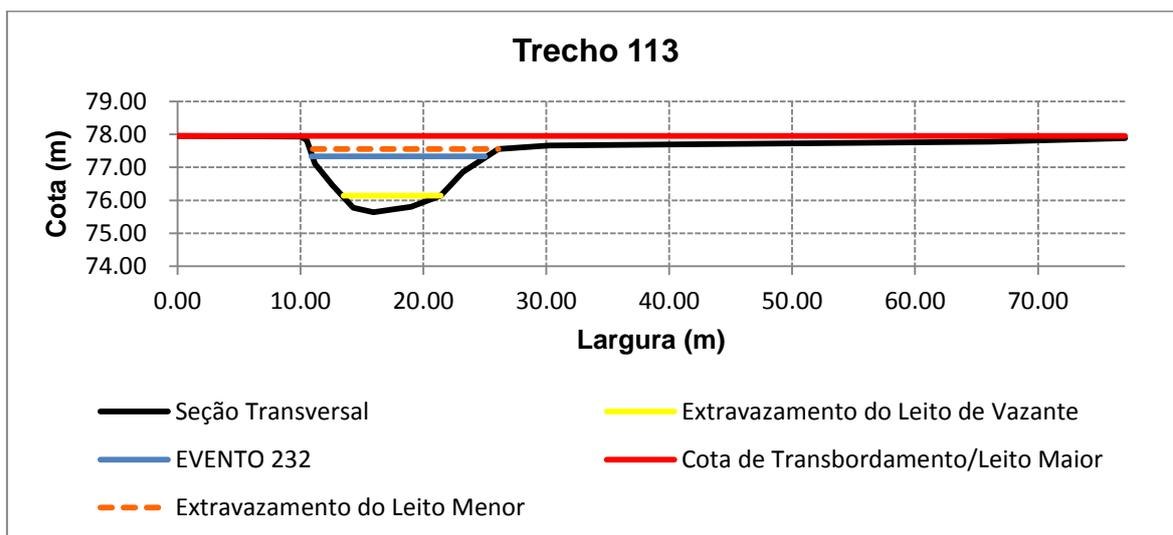


Figura 38.3 – Seção transversal do trecho 113, com indicação da cota atingida no evento E232

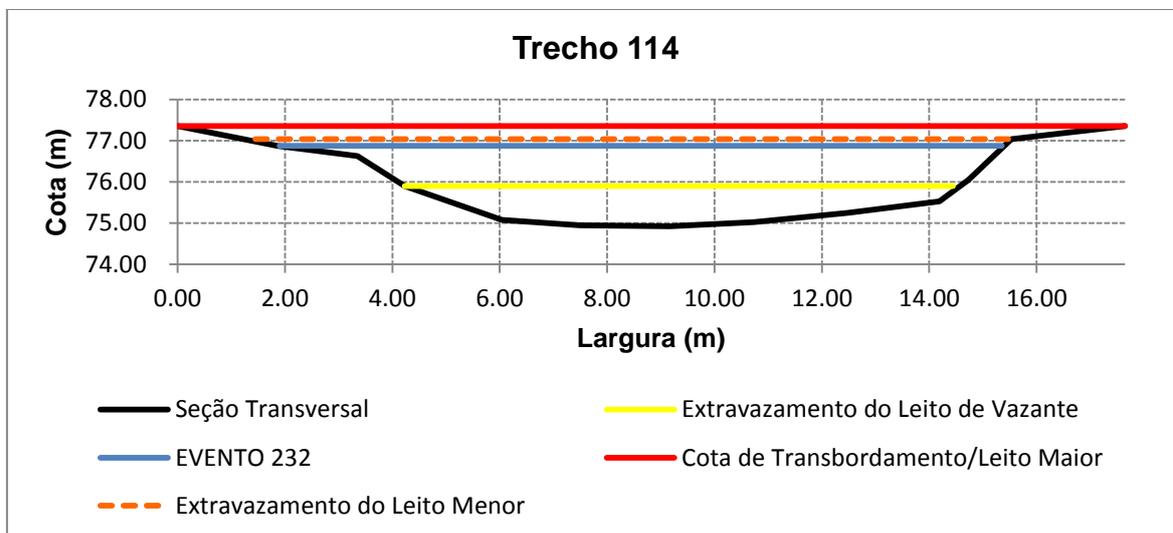


Figura 38.4 – Seção transversal do trecho 114, com indicação da cota atingida no evento E232

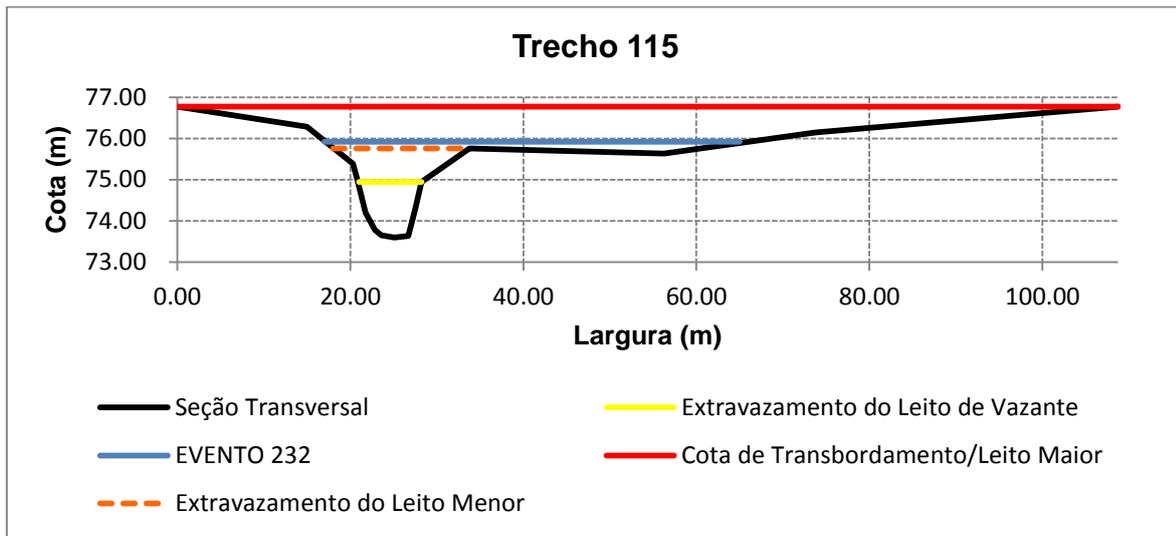


Figura 38.5 – Seção transversal do trecho 115, com indicação da cota atingida no evento E232

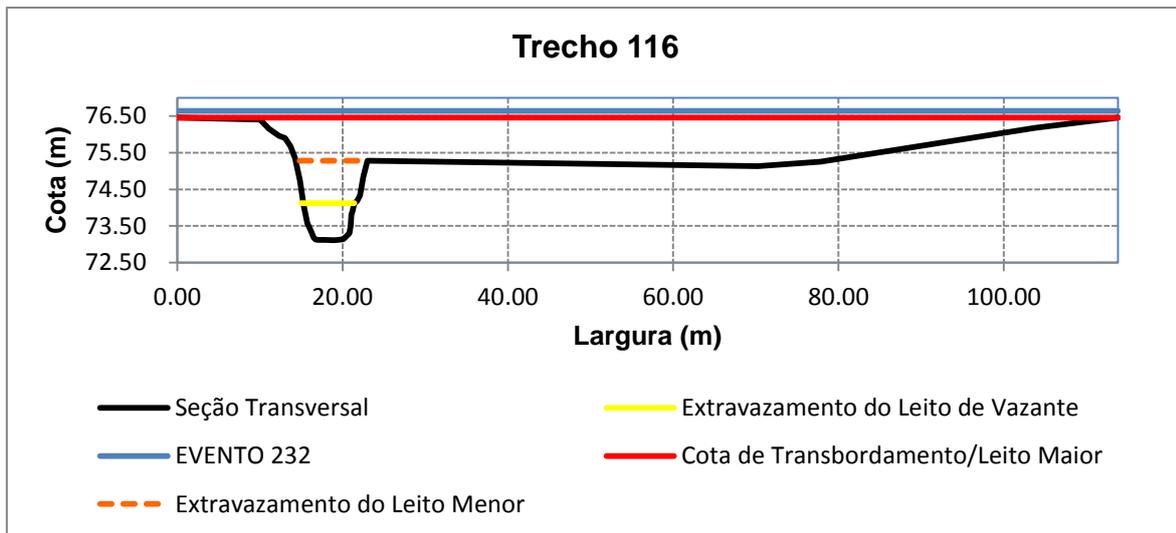


Figura 38.6 – Seção transversal do trecho 116, com indicação da cota atingida no evento E232

Como se percebe nas figuras, temos extravasamento da calha do arroio Cancela nos trechos 109, 111, 115 e 116. A partir das cotas obtidas ao longo dos trechos, pode ser caracterizada a área de inundação atingida, mostrada na figura 39:

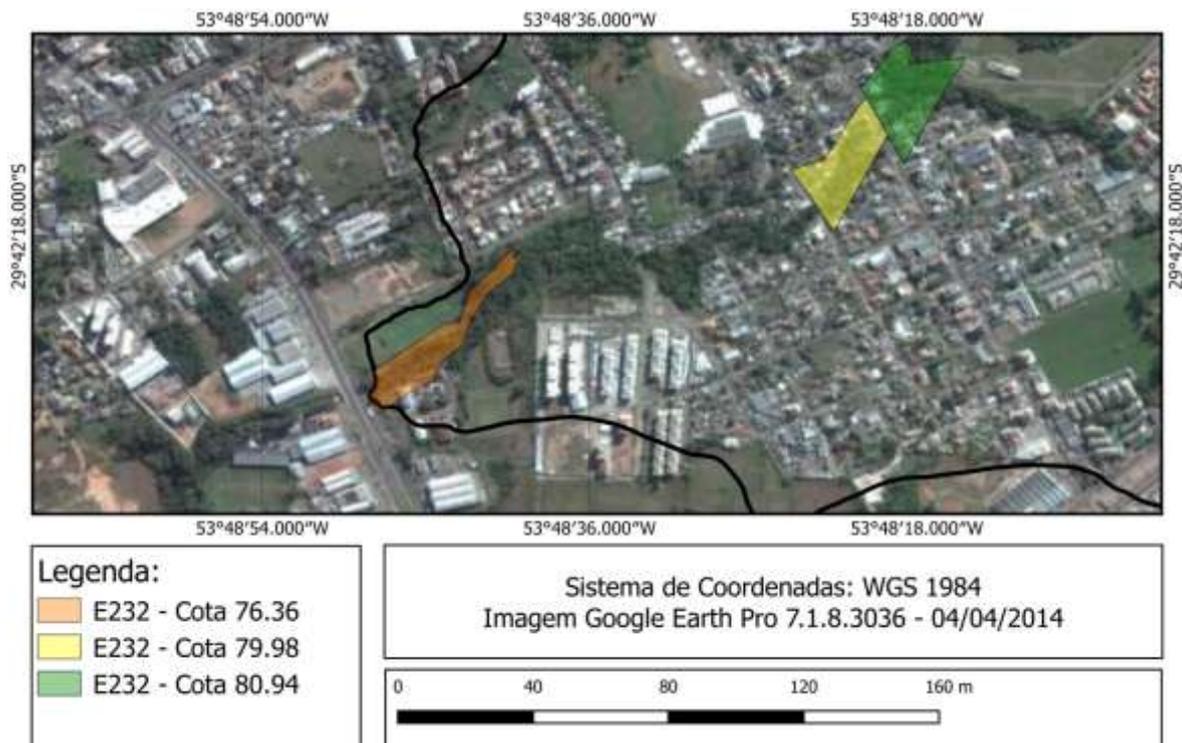


Figura 39 – Área de inundação para o evento E232

A área de inundação em marrom no exutório da bacia engloba os trechos 116 e 115, já a área em amarelo representa o trecho 111, e a área em verde o trecho 109.

Na análise do trecho 116 foi caracterizada ainda a curva de remanso para o evento, representada na figura 40. A planilha com o cálculo da mesma encontra-se no apêndice C.

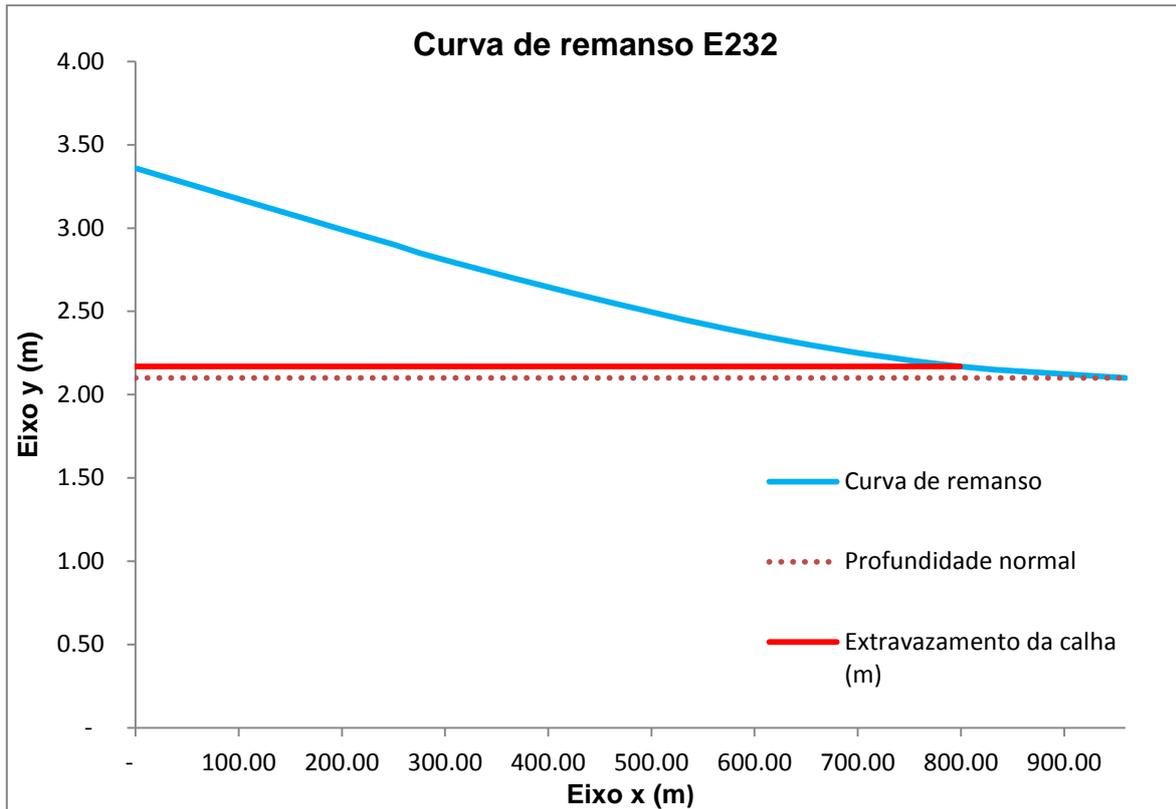


Figura 40 – Curva de remanso para o evento E232

5.3.7 Simulação: Reservatório em evento extremo

A partir das profundidades limite já apontadas na tabela 48, foram adotadas como limite as vazões equivalentes a cada profundidade, e foi feito o dimensionamento e a simulação do funcionamento dos reservatórios. Foi adotada a introdução de dois reservatórios, um no nó 9, a montante do trecho 109, e outro no nó 7, a montante do trecho 111, dessa maneira, a vazão de chegada nos trechos 115 e 116, que também apresentavam extravasamento, já se verificou diminuída, de maneira a evitar o extravasamento nos mesmos. A tabela 47 apresenta os valores de volume obtidos nos casos *on-line* e *off-line*, e as figura 41.1 e 41.2 apresentam os hidrogramas para cada situação, com discretizações temporais de 1 minuto e 5 minutos, respectivamente.

Tabela 47 – Volume de armazenamento necessário para evitar extravasamento da calha do Arroio Cancela

| Nó | Vazão de chegada (m ³ /s) | Vazão limite (m ³ /s) | Volume estimado (m ³) (<i>on-line</i>) | Volume estimado (m ³) (<i>off-line</i>) | Redução de volume |
|----|--------------------------------------|----------------------------------|--|---|-------------------|
| 9 | 39.29 | 22.34 | 31,665.00 | 24,595.00 | 22.33% |

| | | | | | |
|-------|-------|-------|-----------|-----------|--------|
| 7 | 23.97 | 15.79 | 24,470.00 | 20,600.00 | 15.82% |
| Média | | | | | 19.07% |

No dimensionamento dos reservatórios em funcionamento *off-line*, procedeu-se da mesma maneira descrita em 5.1.4. Nos dois casos observa-se uma diminuição percentual de volume muito menor pela introdução do dispositivo by-pass que a observada na situação anterior, para os trechos 101 e 108 (tabela 23). Nota-se também, uma discrepância maior entre as vazões de entrada tomadas como base para o dimensionamento, e as vazões limite para os trechos. Isso pode ser explicado pelo fato de que na metodologia utilizada, quanto maior a taxa de vazão estiver acima da taxa limite, maior o valor da vazão jogada para o reservatório em relação à vazão total de entrada (entrada no canal e entrada no reservatório), conseqüentemente resultando numa diminuição menor do volume do reservatório para conter a vazão na situação com o by-pass.

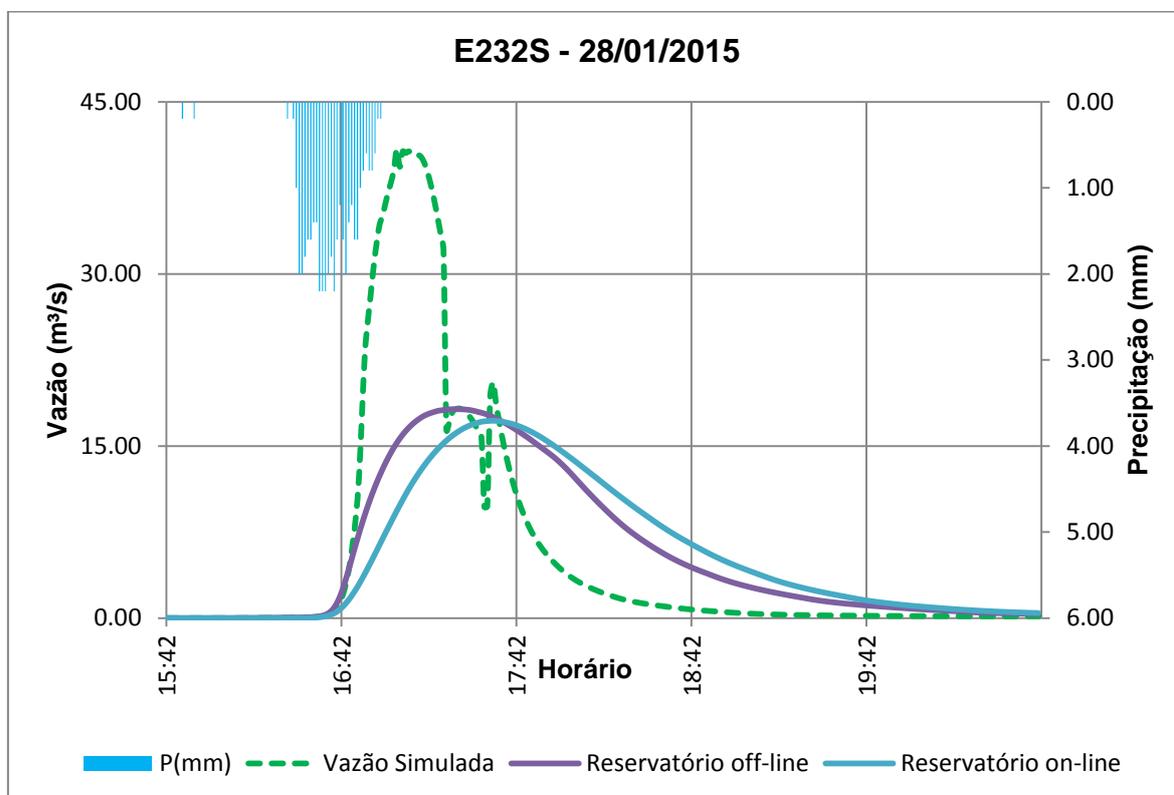


Figura 41.1 – Hidrogramas simulados com e sem reservatórios para o evento E232

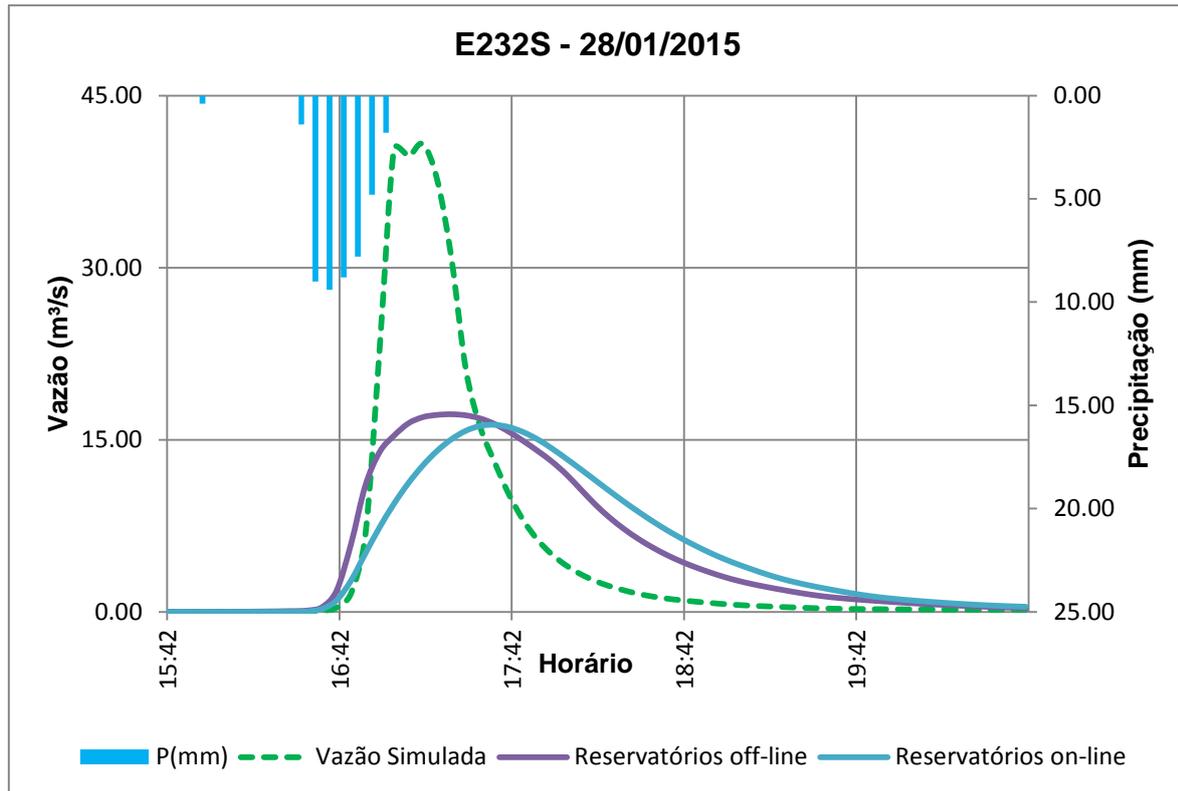


Figura 41.2 – Hidrogramas simulados com e sem reservatórios para o evento E232 com discretização temporal de 5 minutos

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A partir dos resultados levantados nos itens anteriores, conclui-se que o estudo cumpriu com os objetivos traçados para a pesquisa, tendo realizado todo processo de modelagem na bacia, utilizando o modelo SWMHYMO como ferramenta, que após as fases de análise de sensibilidade, calibração e validação, demonstrou um bom desempenho e possibilitou nas simulações a análise dos reservatórios como medida de controle compensatória de inundações e do potencial erosivo na bacia.

A faixa de dados disponíveis para a área abrangida pela estação fluviométrica CACISM, contando com quatro estações pluviométricas próximas, forneceu dados de entrada para uma análise aprofundada dos principais parâmetros do modelo. A grande influência dos parâmetros TIMP e XIMP demonstrou a importância de uma classificação detalhada do uso e cobertura solo, etapa que foi realizada tanto para a área abrangida pela estação CACISM como para a área abrangida pela estação Cancela com o auxílio do SCP (Semi-Automatic Classification Plugin), para esta, foi percebido um aumento de 34,67% para 41,33% nas áreas impermeáveis para o ano de 2014 em comparação ao ano de 2004, representando um aumento de 19,21%, ou 1,75% ao ano nas áreas impermeáveis.

Na calibração individual dos eventos, com variação dos parâmetros relativos à rugosidade, infiltração e abstrações iniciais, percebeu-se uma resposta similar na média nos resultados para as duas áreas, tendo apenas o parâmetro de capacidade de infiltração da equação de Horton (1939) para a área da estação Cancela dentro de uma faixa diferente da classificação proposta nas tabelas fornecidas pelo modelo. Os parâmetros relativos à infiltração do solo comprovam um caráter argiloso do solo na bacia, dos parâmetros relativos à rugosidade, MNI comprova a grande porção de asfalto na bacia, MNP comprova a vegetação média à densa presente em algumas áreas, e SEGROUGH está de acordo com o canal principal, de terra, relativamente uniforme. Por fim, para abstrações iniciais, se observou uma resposta mais elevada que a esperada pelas tabelas do modelo,

vale ressaltar que para a área de pesquisa relativa a estação Cancela esses parâmetros apresentaram valores similares aos valores médios levantados por Garcia (2005) e Beling (2013).

Quanto ao desempenho do modelo para a bacia em questão, localizada no sul do Brasil, com os dados da estação CACISM foi obtido um coeficiente de eficiência de Nash-Stucliffe (CNS) médio de 0,75 na calibração dos eventos, indicando um ajuste bom/adequado, de 0,50 na validação, indicando ajuste aceitável. Vale ressaltar que ao excluírem-se da análise eventos cujos dados indicavam estarem sujeitos a erros, o índice aumentou para 0,77 na calibração e 0,66 na validação. Já para na calibração da série contínua, foi obtido um coeficiente de 0,7374 na calibração, indicando ajuste aceitável, e de 0,7905 na validação, indicando ajuste bom/adequado.

Para a área abrangida pela estação Cancela, observou-se um melhor desempenho na calibração dos eventos, de 0,85 para o coeficiente de eficiência de Nash-Stucliffe para os eventos E261 a E267 e de 0,90 nos eventos de E268 a E271, indicando em todos os casos um ajuste bom/adequado. Na validação dos eventos, porém, o índice diminuiu para 0,46, apesar de relativamente baixo ainda indicando um ajuste aceitável, o valor, porém, foi muito influenciado pelo evento E262, com índice -2,56 na validação, devido ao fato de os parâmetros calibrados para o evento terem ficado muito fora da margem dos demais. Excluindo-se o evento E262 da análise tem-se um aumento na eficiência na validação para 0,76, indicando ajuste bom/adequado.

Para ambas as estações teve-se mais de 50% dos eventos calibrados com ajuste bom/adequado, com índices CNS superiores a 0,77 para a estação CACISM e superiores a 0,87 para a estação Cancela. Já na validação, 50% dos eventos apresentaram valores de CNS superiores a 0,61 na estação CACISM e superiores a 0,74 na estação Cancela. Expandindo a análise até a faixa percentual de 75% dos eventos, temos índices CNS superiores a 0,72 e 0,42 para calibração e validação, respectivamente, na estação CACISM, e superiores a 0,83 e 0,59 para calibração e validação, respectivamente, na estação Cancela, demonstrando que mais de 75% de todos os eventos, calibrados e validados,

apresentaram um ajuste de aceitável para bom/adequado. Conclui-se assim pelos resultados a aplicabilidade do modelo na região.

Os resultados da análise do potencial erosivo no córrego para a área abrangida pela estação CACISM, indicam que no período analisado, o córrego foi erodido em 1,68% do tempo, valor que aumentaria para 1,88% com a introdução dos reservatórios *on-line*, ou para 1,73% com a introdução dos reservatórios *off-line*

Quanto aos pontos críticos de inundação, ao analisarmos a resposta frente ao evento extremo da série (E232), com tempo de retorno de 64,6986 anos, equivalente a aproximadamente 64 anos, 8 meses e 11 dias, não foi identificado extravasamento da calha que gere problemas frente à inundação para a área abrangida pela estação CACISM, porém, no segundo momento, como já era indicado por Garcia (2005), a área abrangida pela estação Cancela conta com pontos críticos de inundação. Os dois pontos mais críticos identificados foram na chegada da Avenida Hélvio Basso (trecho 116), que mesmo com a ampliação dos bueiros continua sujeita a inundações, e na chegada da Rua Vereador Bolsson (trecho 111). Além dos dois trechos, também houve extravasamento da calha na chegada da Rua Duque de Caxias (trecho 109), todos estes ocasionados pela situação dos bueiros, porém, houve extravasamento também indicado no trecho 115, que não consta de bueiros ao seu final.

O quadro de áreas de inundação levantado para o evento E232 indica como melhor alternativa a instalação de dois reservatórios de retenção, sendo um a montante do trecho 109 e outro a montante do trecho 111. Buscou-se para o reservatório a montante do trecho 109 uma diminuição de 43,14% na vazão de pico, e de 34,14% para o reservatório a montante do trecho 111, resultando numa diminuição de final de 57,94% no exutório da bacia. Tais valores, pelas vazões elevadas, acabaram por resultar em volumes para os reservatórios, de 31.665,00m³ a montante do trecho 109, e 24.470,00m³ a montante do trecho 111 na situação *on-line*, porém, obteve-se uma redução para 24.595,00m³ e 20.600,00m³, respectivamente, para a situação *off-line*. Os valores de volume indicam a necessidade de um estudo detalhado da área para possibilidade de implantação de reservatórios nos locais.

Quanto aos hidrogramas de funcionamento dos reservatórios, no caso de reservatórios *on-line* tem-se uma redução constante na vazão enquanto que nos reservatórios *off-line* a vazão apenas é reduzida para eventos extremos, resultando em menos volume para os mesmos.

Além dos objetivos iniciais traçados nesta pesquisa, foi necessária a resolução de outras situações na busca pelos resultados esperados. Para a estação CACISM, foi necessária a extrapolação da curva-chave para valores acima da faixa medida em sua confecção, e o método de Stevens mostrou-se muito eficaz, como é indicado pelos erros de apenas -0,73 na cota máxima e -0,15 no erro médio.

Outra situação que surgiu foi frente à limitação do modelo SWMHYMO, que não simula a situação de bueiros afogados, apenas automaticamente os redimensiona quando não são suficientes para a vazão. A metodologia adotada para determinação da cota nessas questões, presente em Gaia (2014), porém, mostrou-se muito satisfatória, com erro médio em módulo de apenas 6,71% nas cotas simuladas em relação às observadas, os valores para os parâmetros C_b e C_c também se apresentaram numa faixa adequada frente a estudos similares. Outro ponto importante, é que com a calibração dos parâmetros pôde ser confeccionada uma nova curva chave para o local, visando a adequação com a situação pós-obra, onde foi obtido um índice de correlação de Pearson de 99,72% para a curva.

Ainda, no trecho 116 foi feita a construção da curva de remanso para análise do trecho inundado, apesar da metodologia ser limitada pelo cálculo considerar uma seção irregular constante, os resultados apontados aproximaram-se dos medidos no programa Quantum GIS para os eventos E261 e E262, distanciando-se para o caso do evento E264.

Conclui-se com esse trabalho a importância da modelagem como ferramenta na gestão dos recursos hídricos na bacia, e recomenda-se:

- Monitoramento pluviográfico constante na região, com vista a aumentar o banco de dados já existente;

- Reativação do monitoramento fluviográfico nas estações CACISM e Cancela, visando além do aumento no banco de dados existente, a verificação dos resultados obtidos na extrapolação da curva-chave da estação CACISM, e a verificação da nova curva-chave para a estação Cancela;
- Calibração individual dos parâmetros para demais eventos já apontados dentro da série;
- Consideração dos conceitos de desenvolvimento urbano de baixo impacto (LID) para simulação de diferentes cenários na bacia;
- Monitoramento pontual na entrada dos trechos com bueiros, podendo calibrar os parâmetros dos mesmos com a metodologia empregada, visto que são os trechos mais críticos para eventos extremos de precipitação;
- A avaliação do modelo SWMHYMO em demais bacias da região.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AHMAD, M. M.; GHUMMAN, A. R.; AHMAD, S. Estimation of Clark's Instantaneous Unit Hydrograph parameters and development of direct surface runoff hydrograph. **Water Resources Management**, v. 23, n. 12, p. 2417-2435, 2009.

ALI, S.; GHOSH, N. C.; SINGH, R.; **Rainfall-Runoff simulation using a normalized antecedent precipitation index**. Hydrological Sciences Journal, Reston, v. 55, n. 2, p. 266-274, 2010.

ÁLVARES, M. T. P; PIMENTA, M. T. **Erosão hídrica e transporte sólido em pequenas bacias hidrográficas**. Instituto da Água. 1998.

BAPTISTA, M. B.; NASCIMENTO, N. O.; BARRAUD, S.; **Técnicas compensatórias em drenagem urbana**. Porto Alegre: ABRH, 2011. 318 p.

BASSO, R. E. **Estimativa de chuvas intensas no Rio Grande do Sul a partir das relações genéricas de Bell e Chen**. 2015, 276 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2013.

BELING, F. A. **Análise de desempenho do modelo SWMM5 acoplado ao calibrador PEST na Bacia do Arroio Cancela/RS**. 2013, 157 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2013.

BEVEN, K. J.; **Rainfall-runoff modelling: the primer**. John Willey & Sons Ltd. West Sussex-England. 2001. 360 p.

BRAVO, J. M.; PICCILLI, D. G. A.; COLLISCHONN, W.; TASSI, R.; MELLER, A. e TUCCI, C. E. M.; **Avaliação visual e numérica da calibração do modelo hidrológico IPH II com fins educacionais**. In: XVII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2007, São Paulo. Porto Alegre: ABRH, 2007.

BUTLER, D. e DAVIES, J. W.; **Urban Drainage**. Taylor & Francis e-Library. 2000. 566 p.

CARVALHO, N. O. **Hidrossedimentologia prática**. Rio de Janeiro: Ed. Interciência, 2008. 599 p.

CANHOLI, A. P. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. São Paulo: Ed. Oficina de Textos, 2005. 383 p.

CHARBENEAU, R. J.; HENDERSON, A. D.; SHERMAN, L. C.; **Hydraulic Performance Curves for Highway Culverts**. Journal of Hydraulic Engineering, Reston, v. 132, n. 5, p. 474-481, 2006.

CLARK, C.O., 1945, **Storage and the unit hydrograph: Transactions**. American Society of Civil Engineers, vol. 110, p. 1419-1488.

CONCREMAT, **Plano Diretor de Drenagem Urbana de Manaus**, manual de projeto. Manaus, 2011.

CRHISTOFOLLETI, A. **Geomorfologia**. Rio Claro: Editora Egdard Blucher LTDA, 2ª edição. 1980. 189 p.

DALLA CORTE, A. C. **Balço hídrico em bacia urbana**. 2015, 101 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2015.

DARONCO, G. C. **Avaliação dos parâmetros do modelo Kineros 2 para simulação hidrossedimentológica em duas pequenas bacias hidrográficas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS. 2008.

DARONCO, G. C.; PAIVA, J. B. D. **Avaliação do modelo KINEROS2 para a simulação hidrossedimentológica em duas pequenas bacias hidrográficas no Sul do Brasil**. In: IX Encontro Nacional de Engenharia de Sedimentos, 2010, Brasília. Anais do IX Encontro Nacional de Engenharia de Sedimentos, 2010.

DE MACEDO, F. L. **Modelagem hidrossedimentológica na sub-bacia do Riacho Jacaré no Baixo São Francisco Sergipano**. 2010, 137 p. Dissertação (Mestrado em Agroecossistemas) – Universidade Federal de Sergipe, Santa Maria, 2010.

DOS SANTOS, S. A. **Carga poluidora difusa na água e nos sedimentos de sub-bacia do Arroio Cadena - Santa Maria-RS**. 2014, 176 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, São Cristóvão, 2014.

FENVES, S. J.; **Computer Methods in Civil Engineering**. Prentice-Hall. Englewood Cliffs, Nova Jérsei-EUA, 1967. Cap. 10 p. 207-238

GAIA, M. N. **Modelação Matemática de Bueiros**. 2014, 61 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, São Paulo, 2014.

GARCIA, J. I. B. **Monitoramento hidrológico e modelagem da drenagem urbana da bacia hidrográfica do Arroio Cancela**. 2005, 169 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2005.

GOLDENFUM, J. A.. Pequenas bacias hidrológicas: conceitos básicos. In: PAIVA, J. B. D. et al. **Hidrologia aplicada à gestão de pequenas bacias hidrográficas**. Porto Alegre: ABRH, 2001. 625 p.

GOOGLE INC. **Google Earth Pro**. 2017, Versão 7.1.8.3036.

GOTTSCHALK, L. e MOTOVILOV, Y. **Macro-scale Hydrological Modelling – A Scandinavian Experience**. International Symposium on: Can Science and

Society Save the Water Crisis in the 21th Century – Reports from the World' Japan Society of Hydrology and Water Resources. Tokyo, 2000. p. 38-45

HERNANI, L. C.; FREITAS, P. L.; PRUSKI, F. F.; De MARIA, I. C.; CASTRO FILHO, C. e LANDERS, J. C. A erosão e seu impacto. In: MANZATTO, C. V.; FREITAS JÚNIOR, E. e PERES, J. R. R., eds. **Uso agrícola dos solos brasileiros**. Rio de Janeiro, Embrapa, 2002, p47-60.

HORTON R. E. **Analysis of runoff-plat experiments with varying infiltration capacity**. Transactions, American Geophysical Union, 1939, vol. 20 pg. 693– 711.

INSTITUTO NACIONAL DE PESQUISAS ESPACIAIS – IPNE, disponível em <http://www.dsr.inpe.br/topodata/>.

JAMES, W. **Rules for responsible modeling**. Compilado e publicado por CHI, Guelph, Ontario, Canada. 2005. 303 p.

JHA, A. K.; BLOCH, R. e LAMOND, J.; **Cities and flooding: A guide to integrated urban flood riks management for the 21st century**. International Bank for Reconstruction and Developmant/International Development Associatoin or The Wolrd Bank. Wasuington DC, 2012. 638 p.

J. F. SABOURIN AND ASSOCIATES INC. **SWMHYMO**. v4.02. Storm Water Management Hydrologic Model. 1995.

J. F. SABOURIN AND ASSOCIATES INC. **SWMHYMO - Stormwater management hydrological model: User's Manual**. 2000.

J. F. SABOURIN AND ASSOCIATES INC. **Floodplain Mapping Report for the Van Gaal and Arbuckle Municipal Drains in the Village ok Richmond**. Water Resources and Environmental Consultants. Ottawa 2009.

J. F. SABOURIN AND ASSOCIATES INC. **Pinecrest Creek/Westwood Stormwater Management Retrofit Study**. Infrastructure Services and Community Sustainability. Ottawa 2011.

JUBILEE ENGINEERING CONSULTANTS. **Stormwater management study Westridge Acres Development**. Radler Construction Service Inc. Calgari, 2006.

KIPPER, A. **Drenagem urbana: comparativo de custos no dimensionamento utilizando sistemas de drenagem tradicional (higienista), e compensatória com microrreservatórios**. 2015, 79 p. Trabalho de conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2015.

Koehler, M. A. e Linsley, R. K.; **Predicting the runoff from storm rainfall**. Weather Bureau, US Dept of Commerce, Washington, USA, no. 34, 1951.

LANE, E. W.; **Stable channel design**, Trans., Am. Soc. Civil Eng. v. 102, p. 1234–1260, 1955.

MACHIWAL, D. e JHA, M. K.; **Hydrologic time series analysis: theory and practice**. Springer, Germany and Capital Publishing Company, Nova Délhi, 303 p

MARINHO FILHO, G. M.; ANDRADE, R. S.; ZUKOWSKI JÚNIOR, J. C.; MAGALHÃES FILHO, L. N. L. **Modelos Hidrológicos: Conceitos e Aplicabilidades**. Revista de Ciências Ambientais. Canos-RS.V 6, n.2, p 35 - 47. 2012.

MATIAS, M. G. B. **Bacias de retenção: estudo de métodos de dimensionamento**. Dissertação (Mestrado Engenharia Civil). Universidade do Porto, Porto. 2006.

MAZA, J.; FORNERO, L.; LITWIN, C. e FERNANDÉZ, P.; **ARHYMO. Manual del Usuario**. INCyTH-CRA. Mendoza , 1993

Mockus, V. **National Engineering Handbook**. NEH Notice 4-102, 1972.

MORAES, M. R B.; **Modelagem da vazão na Bacia Hidrográfica do Rio Araguari, em Minas Gerais**. 2016, 117 p. Dissertação (Mestrado em Qualidade Ambiental) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2016.

NUNES, G. S. **Aplicabilidade de modelos de hidrograma unitário em bacias hidrográficas hidrológicamente distintas**. 2015, 190 p. Dissertação (Mestrado em Hídricos) – Universidade Federal de Pelotas, Pelotas-RS, 2015.

PAÇO, N. M. S. **Estabelecimento de hidrogramas unitários**. 2008, 123 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Superior Técnico – Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2008.

PAIVA, J. B. D. et al. **Hidrologia aplicada à gestão de pequenas bacias hidrográficas**. Porto Alegre: ABRH, 2001. 625 p.

PORTO, R. L. L. Escoamento superficial direto In: TUCCI, C. E. M., PORTO, R. L. L. e BARROS, M. T. **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: ABRH, 1995. 428 p.

PEDRON, F. A.; DALMOLIN, R. S. D.; AZEVEDO, A. C. **Solos do Perímetro Urbano de Santa Maria Características, Classificação e Potencial de Uso**. Santa Maria, RS :Ed Orium, 2008,143p.

PROSAB: PROGRAMA DE PESQUISA EM SANEAMENTO BÁSICO; **Manejo de águas pluviais urbanas**. ABES-RJ, 2009.

PONCE, V. M. **Engineering Hydrology: principles and practice**. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, p. 640. 1989.

PORTO, R. M.; **Hidráulica Básica**. São Carlos: EESC-USP, Projeto REENGE, 2006. 540 p.

QUANTUM GIS. **Quantum GIS**. 2016, Versão 2.18.2

RENNÓ, C. D. e SOARES, J. V. **Modelos hidrológicos para gestão ambiental**. INPE: Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais. 2000. 65 p.

RIZZARDI, A. S; BELING, F. A.; DULAC, V.; PAIVA, J. B. e TASSI, R. **Comparação de métodos de extrapolação da curva-chve para estação fluviométrica de Restinga Seca-RS**. 3º Congresso Internacional de tecnologias para o Meio Ambiente, Bento Gonçalves, 25 a 27 de abril de 2012.

SANTOS, R. L.; SANTOS, R. L.; BARBOSA, R. S. **Caracterização da bacia hidrográfica do riacho açazal em Senador La Rocque – Brasil**. Revista Eletrônica Geoaraguaia. Barra do Garças-MT.V 3, n.2, p 159 - 181. 2013.

SCAPIN, J. **Caracterização do Transporte de Sedimentos em um pequeno Rio Urbano na Cidade de Santa Maria – RS**. Dissertação (Mestrado Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Maria - UFSM, Santa Maria. 2005.

SEFIONE, A. L. **Estudo Comparativo de Métodos de Extrapolação Superior de Curvas-Chave**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS, Porto Alegre, 2002.

SCHUELER, T. R. **Controlling Urban Runnof: a Practical Manual for Planning and Designing Urban BMPs**. Metropolitan Washington Council of Governments, Washington D. C., USA, 1987.

SEFIONE, A. L. **Estudo Comparativo de Métodos de Extrapolação Superior de Curvas-Chave**. 2002, 240 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

SIMÕES, S. J. C.; COIADO, E. M. Processos Erosivos. **Hidrologia Aplicada a Gestão de Pequenas Bacias Hidrográficas**. Porto Alegre. ABRH, 2001. cap. 10, p. 283-293.

SMITH, A. A.; **A generalized approach to kinematic flood routing**. Journal of Hydrology, 45. Hamilton,Ontario-CAN, 1980. p. 71-89

STANTEC CONSULTING LTD.**Total Energy Services Inc. Industrial Park SW-29-39-27-W.4 Stormwater Management Plan** Total Energy Services Inc. Red Derr, 2012.

SOIL CONSERVATION SERVICE. **Urban hidrology from small watersheds**. Nota Técnica-55, Junho, 1986. 117 p.

SWINDON, L. B. e BRISTOL, M. G. A. **Ungauged catchment modelling: I. Assessment of flood plain flow model enhancements**. Catena. Vol 19, p. 17-31. Cremlingen, 1992.

TUCCI, C. E. M. **Gerenciamento da Drenagem Urbana**. RBRH — Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Vol. 7, n.1, 5-27. Jan/Mar, 2002.

TUCCI, C. E. M. **Plano Diretor de Drenagem Urbana: Princípios e Concepção**. RBRH — Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Vol. 2, n.2, 5-12. Jul/Dez, 1997.

TUCCI, C. E. M. **Modelos Hidrológicos**. Porto Alegre: ABRH, 1998. 625 p.

TUCCI, C. E. M. et al **Hidrologia: ciência e aplicação**. Porto Alegre: Ed Universidade UFRGS: ABRH, 1993.

TUCCI, C. e COLLINSCHONN, W. **Drenagem urbana e controle de erosão**. VI Simpósio Nacional de Controle da Erosão. Presidente Prudente. 29 de março a 1 de abril de 1998.

TUCCI, C. E. M. **Hidrologia Ciência e Aplicação**. Associação Brasileira de Recursos Hídricos (ABRH). Porto Alegre: Editora da UFRGS, 3ªed., p. 943. 2004.

TUCCI, C.E.M. **Inundações Urbanas. Drenagem Urbana**. Porto Alegre: Ed. da Universidade, ABRH. v.5, p.15-31, 1995.

TUCCI, C. E. M **Drenagem Urbana** disponível no site http://cienciaecultura.bvs.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0009-67252003000400020, 2003.

UNITED STATES DEPARTMENT OF AGRICULTURE – USDA – NATURAL RESOURCES CONSERVATION SERVICES. **Part 630 Hydrology National Engineering Handbook**. Washington, 2014.

U.S Army Corps of Engineers. **HEC-RAS**. v3.1.3. Storm Water Management Hydrologic Model. 2005.

WILLIAMS, J. R.; **Flood routing with variable travel time or variable storage coefficient**. Transnational American Society of Agricultural and Engineering, Vol 12 (1), p. 100-103, 1969.

WILLIAMS, J. R. e HANN, R. W.; **Hymo, a problem-oriented computer language for building hydrologic models**. Water Resources Research , vol. 8 n.1. Riesel,Texas-EUA, 1972.

WILLIAMS, J. R.; **Hymo flood routing**. Journal of Hydrology, 26. Temple,Texas-EUA, 1975. p. 17-27

Williams, J. R., E R. C. Izaurralde. **The APEX model**. BREC Report No. 02. Temple, Tex.: Texas A&M University, Texas 740 TRANSACTIONS OF THE ASABE Agricultural Experiment Station, Blackland Research and Extension Center, 2005.

ANEXOS

ANEXO A – COMANDOS DISPONÍVEIS NO MODELO

Todos os comandos foram retirados do Manual do Usuário, desenvolvido por J. F. Sabourin and Associates Inc. (2000).

A.1 Comandos executivos

Fazem parte da engenharia do modelo, processando os dados de entrada:

- **START:** Deve estar no começo de cada arquivo de entrada. Também é utilizado para configurar o modelo para execuções múltiplas;
- **DEFAULT VALUES:** Utilizado para leitura de valores padrão de um disco. Os Parâmetros encontrados no comando são pelos comandos DESIGN NASHYD e DESIGN STANDHYD;
- **FINISH:** Utilizado para indicar o final da execução, geralmente no final do arquivo de entrada.

A.2 Comandos para eventos de chuva (STORM)

Esses comandos introduzem os dados de precipitação (observados ou sintéticos) na simulação do modelo. Alguns comandos podem ser utilizados para computar parâmetros da chuva gerada ou modificar o arranjo dos dados de chuva:

- **READ STORM:** Usado para ler os arquivos de eventos de chuva. O último arquivo lido ou digitado manualmente será a precipitação de entrada para os comandos de hidrogramas subsequentes;
- **READ (AES) DATA:** Pode ser usado para ler arquivos de dados (AES) de chuva horária ou contínua. O comando também fornece índices estatísticos sobre os dados de precipitação carregados;

- COMPUTE API: Pode ser utilizado para calcular o Índice de Precipitação Antecedente (API); de um registro de chuvas contínuas. O API é então utilizado para atualizar vários parâmetros hidrológicos durante uma simulação de série contínua. O comando conta com os seguintes parâmetros:
 - APII: O índice de precipitação antecedente inicial que será usado no cômputo do arranjo dos índices;
 - APIK: O coeficiente de depleção do índice de precipitação antecedente. (valores usuais vão de 0,80/dia a 0,95/dia).
- MODIFY STORM: Utilizado para modificar dados antecedentes de chuva. Pode ser usado para contabilizar os efeitos da distribuição aérea de intensidades de precipitação e o movimento das nuvens de tempestade. Pode ser deslocado no tempo em um número específico de intervalos. As intensidades também podem ser ajustadas de acordo com um fator de redução;
- CHICAGO STORM: Utilizado para derivar um evento de chuva do tipo Chicago, que são baseados em curvas IDF;
- MASS STORM: Pode ser usado para gerar os eventos sintéticos de chuva (como AES ou SCS), ou a distribuição do escoamento do degelo usando curvas de massa.

A.3 Comandos para hidrogramas

São os comandos utilizados para projetar ou calibrar os vários hidrogramas que podem ser rodados ao longo das simulações.

- DESIGN STANHYD: Utilizado para simular o escoamento superficial para uma bacia urbana com índices de impermeabilidade usualmente maiores a 0.20, sendo indicado para a bacia em questão. O comando utiliza dois hidrogramas unitários instantâneos padrões paralelos para proceder na simulação do escoamento superficial. As perdas de precipitação podem ser determinadas por três métodos: Equações de infiltração de Horton (1939), método do SCS modificado ou ainda por um coeficiente proporcional de perdas;
- DESING NASHYD: Simula o escoamento superficial para áreas rurais ou grandes áreas urbanas e os efeitos de afluentes, infiltração e redes de

esgoto. Baseado no hidrograma unitário instantâneo sintético de Nash que considera sub-bacias como séries de N reservatórios lineares. As perdas de precipitação podem ser simuladas pelo método do SCS modificado ou por um coeficiente proporcional de perdas;

- DESIGN SCSHYD: Similar ao DESIGN NASHYD, porém utiliza parâmetros padrões de acordo com o método do SCS. As perdas iniciais (Ia) são função da curva número (CN) e o número de reservatórios lineares é estabelecido como 5;

- CALIB STANHYD: Similar ao DESIGN STANHYD, porém neste comando, o usuário entra com os valores dos parâmetros. O comando conta com os seguintes parâmetros:

- ID: Identificação interna do modelo para observar os hidrogramas. Varia de 1 a 10;

- NHYD: O nome do hidrogramas dado pelo usuário;

- DT: Intervalo de tempo dos dados utilizados, lido em minutos;

- XIMP: Área impermeável diretamente conectada. Entre 0 e 1, e sempre menor que TIMP;

- TIMP: Total de área impermeável. Entre 0 e 1;

- AREA: Área de drenagem;

- DWF: Componente de carga de fluxo de tempo seco da do escoamento de base;

- LOSS: Determina o método de cálculo das perdas na superfície permeável, sendo 1 = Horton, 2 = SCS e 3 = coeficiente de perda proporcional;

- Fo: Infiltração inicial no método de Horton;

- Fc: Infiltração final no método de Horton;

- DCAY: constante de decaimento do método de Horton;

- F: Umidade acumulada no solo ao início da chuva. Quando $F > 0$, a infiltração inicial dada por Horton é reduzida;

- CN: Valor da curva número pelo método do SCS. Varia de 0 a 100;

- PLC: Coeficiente de perda proporcional. Pode ser aplicado para chuva efetiva sobre superfícies permeáveis e impermeáveis;

- Iaper: Abstração inicial para as superfícies permeáveis;
- SLPP: A média de declividade da parte permeável pela qual passa o escoamento. Geralmente representa a declividade de um lote;
- LGP: A profundidade média de um lote sob o qual a superfície de água tem de passar antes de atingir a rua ou o sistema de esgoto;
- MNP: Coeficiente de rugosidade representativo da parte superfície permeável sob a qual a água viaja antes de chegar nas ruas ou sistemas de esgoto. Usualmente valores alto como 0.25 para simular os efeitos das camadas do escoamento ao longo do comprimento de um lote típico residencial;
- SCP: É o coeficiente de armazenamento de reservatório linear da porção permeável da área, em minutos. Quando dado como 0, o modelo irá simular o SCP de acordo com os valores de LGP, MNP, SLPP e a intensidade máxima de chuva efetiva sob a área permeável;
- IAimp: Abstração inicial para a superfície impermeável;
- SLPI: A média de declividade da parte impermeável pela qual passa o escoamento. O valor também deve levar em conta a declividade das tubulações ou do sistema de transporte;
- LGI: É a média da área de drenagem representativa do comprimento de transbordamento do sistema de transporte principal que geralmente inclui tubulações de esgoto e valas na estrada. Uma estimativa pode ser feita por $(AREA/CLI)^{0.5}$, onde CLI é um parâmetro de forma representativo da relação entre largura e comprimento da área;
- MNI: Coeficiente de rugosidade representativo da parte impermeável sob a qual a água escoá. Para estradas o valor pode ser de 0.013. Para levar em conta os efeitos das valas laterais na estrada, podem ser utilizados valores mais altos como 0.025;
- SCI: É o coeficiente de armazenamento de reservatório linear da porção impermeável da área, em minutos. Quando dado como 0, o modelo irá simular o SCP de acordo com os valores de LGI, MNI, SLPI e a intensidade máxima de chuva efetiva sob a área permeável;
- RAINFALL: Uma série opcional de até 40 intensidades de chuva, separadas por espaços ou vírgulas. Se a chuva não é digitada, o modelo

utiliza a última chuva digitada, gerada (CHICAGO STORM ou MASS STORM) ou lida (READ STORM);

- END: Indica o fim do bloqueio dos dados de entrada para o comando. Um valor de -1 é requerido.

- CALIB NASHYD: Similar ao comando DESING NASHYD, porém neste comando, o usuário entra com o valor dos parâmetros;

- CALIB WILHYD: Simula hidrogramas de escoamento superficial para grandes áreas rurais com longos períodos de recessão. Utiliza o método do hidrogramas unitário desenvolvido por Williams e Hann. As perdas da precipitação podem ser simuladas pelo método do SCS modificado;

- COMPUTE DWF + WWF: Simula cargas de fluxo de tempo seco (*Dry Weather Flow – DWF*) constante ou variável e de tempo úmido (*Wet Weather Flow – WWF*) nas redes de esgoto. O DWF é simulado baseado na população ou área com fluxos diários per capita ou por área. As contribuições para WWF diretamente de conexões, calhas de telhas e tubos com fuga podem ser simuladas e adicionadas na simulação DWF;

- CONTINUOUS STANHYD: Similar ao CALIB STANDHYD, porém são adicionados parâmetros dependentes do tempo requeridos para atualizar os dados de variáveis hidrológicas ao longo das simulações contínuas. Os seguintes parâmetros são adicionados:

- laRECper: O tempo de recuperação, dado em horas, das abstrações iniciais das áreas permeáveis. Ou seja, nos intervalos sem precipitação o valor inicial de IA é reestabelecido linearmente ao seu valor original sobre o período dado de laRECper;

- laRECimp: O tempo de recuperação, dado em horas, das abstrações iniciais das áreas permeáveis. Ou seja, nos intervalos sem precipitação o valor inicial de IA é reestabelecido linearmente ao seu valor original sobre o período dado de laRECimp;

- InterEventTime: O intervalo de tempo sem precipitação necessário para distinguir um evento do evento seguinte. Quando o intervalo de tempo sem precipitação exceder o valor dado a InterEventTime, o cômputo do escoamento superficial irá tratar o próximo registro de precipitação como um novo evento.

- CONTINUOUS NASHYD: Similar ao CALIB NASHYD, porém são adicionados parâmetros dependentes do tempo requeridos para atualizar os dados de variáveis hidrológicas ao longo das simulações contínuas;
- CONTINUOUS WILHYD: Similar ao CALIB WILHYD, porém são adicionados parâmetros dependentes do tempo requeridos para atualizar os dados de variáveis hidrológicas ao longo das simulações contínuas.

A.4 Comandos de transporte

Usados para simular o fluxo em tubulações, canais e reservatórios.

- ROUTE PIPE: Utilizado para simular os efeitos do escoamento nas tubulações e o dimensionamento das mesmas, pode ser utilizado para tubulações circulares e retangulares. Usa o mesmo algoritmo que o ROUTE CHANNEL. O comando conta com os seguintes parâmetros:
 - PTYPE: Usado para indicar se a tubulação é circular (PTYPE=1) ou retangular (PTYPE=2);
 - IDout: Número de identificação (ID) que será atribuído ao hidrograma de saída;
 - NHYD: O nome do hidrogramas dado pelo usuário;
 - RNUMBER: Número do trecho, utilizado apenas para identificação;
 - PDIAM: Diâmetro do tubo, dado em in ou mm (para PTYPE =1);
 - PWIDHT: Largura do tubo retangular, dado em in ou mm (para PTYPE =2);
 - PHEIGHT: Altura do tubo retangular, dado em in ou mm (para PTYPE =2);
 - LNGTH: Comprimento do tubo, dado em in ou mm;
 - PROUGH: Valor do coeficiente de rugosidade de Manning para a tubulação;
 - PSLOPE: A declividade da tubulação, parâmetro adimensional;

- IDin: Número de identificação (ID) do hidrograma de entrada;
- RDT: Intervalo de tempo para cada rodagem. Deve ser menor ou igual ao DT do hidrograma de entrada.

- ROUTE CHANNEL: Utilizado para simular os efeitos do escoamento em canais. O comando requer dados geométricos de uma seção transversal típica do canal, incluindo declividade e coeficiente de rugosidade. Utiliza o método do coeficiente variável de armazenamento (VSC), similar ao modelo HYMO original. O comando conta com os seguintes parâmetros:

- IDout: Número de identificação (ID) que será atribuído ao hidrograma de saída;

- NHYD: O nome do hidrogramas dado pelo usuário;
- IDin: Número de identificação (ID) do hidrograma de entrada;
- RDT: Intervalo de tempo para cada rodagem. Deve ser menor ou igual ao DT do hidrograma de entrada;

- CHLGTH: Comprimento do canal em ft ou m;
- CHSLOPE: Declividade média do canal, em percentual (%);
- FPSLOPE: Declividade média da área de inundação.

Usualmente é adotado o mesmo valor de CHSLOPE;

- SECNUM: O número da seção do trecho do canal. Apenas utilizado para identificação;

- NSEG: O número de segmentos que serão utilizados para atribuição dos valores do coeficiente de rugosidade de Manning ao longo da seção transversal do canal;

- SEGROUGH, SEGDIST: Pares com o valor do coeficiente de rugosidade de Manning de cada ponto, de acordo com a distância do ponto em relação à margem esquerda. O número de pares a serem representados é definido pelo valor atribuído a NSEG. Um sinal de negativo à frente de SEGROUGH indica um valor atribuído a seção principal do canal, o leito.

- DISTANCE, ELEVATION: Uma matriz de pares X e Y que definem a geometria do canal. Os valores podem ser atribuídos em ft ou m, e cada par define um painel de fluxo distinto.

- SHIFT HYD: altera o hidrograma de acordo com uma atenuação do tempo de pico;

- **ROUTE RESERVOIR:** Utilizado para simular os efeitos de armazenamento. Utiliza o método de armazenamento-indicação, baseado na conservação de massa, para encaminhar o fluxo através de lagoas e reservatórios com base em uma relação ao armazenamento de saída. Para utilizar o comando, o usuário deve fornecer uma relação vazão de saída versus armazenamento, obtida de outra simulação hidráulica (como o comando COMPUTE VOLUME). O comando foi recentemente melhorado para permitir que uma quantia maior do fluxo possa ser desviada para outro local. O comando conta com os seguintes parâmetros:

- **IDout:** Número de identificação (ID) que será atribuído ao hidrograma de saída;
- **NHYD:** O nome do hidrogramas dado pelo usuário;
- **IDin:** Número de identificação (ID) do hidrograma de entrada;
- **RDT:** Intervalo de tempo para cada rodagem. Deve ser menor ou igual ao DT do hidrograma de entrada;

- **OUTFLOW-STORAGE:** Uma série de dados de pontos que definem as características do fluxo de saída da estrutura do reservatório. Os pontos são dados na seguinte ordem: Fluxo de saída (o fluxo esperado pelo reservatório, em ft^3/s ou m^3/s) e correspondente ao armazenamento (o volume do reservatório em Acre-ft ou ha-m). Um máximo de vinte pares pode ser definido. “-1” indica o fim da relação fluxo de saída-armazenamento do comando.

A combinação fluxo de saída-armazenamento deve ser dada de maneira crescente. Apenas pode ser atribuído um valor de fluxo de saída para cada valor de armazenamento. O modelo interpola linearmente os valores de fluxo de saída para valores de armazenamento entre os pontos.

- **IDofv:** Número de identificação atribuído ao hidrograma de transbordamento do reservatório. Quando acionado, os fluxos de saída que excederem a última ordenada dos fluxos de saída dados em OUTFLOW-STORAGE são utilizados para gerar o hidrograma de transbordamento. Esse hidrograma pode então ser processado separadamente em outro dispositivo de reservação, em uma série de tubulações, ou adicionado ao hidrograma de saída. O usuário pode optar por deixar essa opção em branco, desativando a função.

- NHYDofv: Nome dado pelo usuário ao hidrograma de transbordamento. O usuário pode optar por deixar essa opção em branco, desativando a função;

Quando os parâmetros IDofv e NHYDofv são deixados em branco e os valores da combinação fluxo de saída-armazenamento (OUTFLOW-STORAGE) são excedidos, o modelo extrapola a tabela de valores atribuídos à combinação até o último fluxo de saída ser atingido.

A.5 Comandos operacionais

Comandos para simulação interna do modelo.

- ADD HYD: Pode ser utilizado para adicionar as áreas e coordenadas de até nove hidrogramas juntos para simulação. Anteriormente, esse comando só permitia adicionar dois hidrogramas. O comando conta com os seguintes parâmetros:

- IDsum: Número de identificação (ID) atribuído ao hidrograma de saída relativo à soma dos hidrogramas;

- NHYD: Nome dado pelo usuário ao hidrograma de saída;

- IDs to add: Uma lista dos IDs dos hidrogramas a serem somados, podem ser separados por vírgulas, espaços em branco, ou o sinal positivo (+);

- COMPUTE DUALHYD: Pode ser usado para dividir o fluxo de um hidrogramas entre componentes referidos como macrodrenagem e microdrenagem. No comando, a microdrenagem representa o sistema de drenagem abaixo do solo (tubulações) e macrodrenagem representa as áreas de captação acima da microdrenagem (ruas). O comando também pode considerar os efeitos dos pontos baixos da rua no armazenamento na superfície. O comando conta com os seguintes parâmetros:

- IDin: Número de identificação (ID) do hidrograma de entrada;

- CINLET: A vazão máxima de absorção de entrada de uma rua;

- NINLET: Número de entradas de todas as ruas;
- MAJID: Número de identificação (ID) do hidrograma da macrodrenagem (parte do fluxo não capturada pela entrada das ruas);
- MajNHYD: Nome dado pelo usuário ao hidrograma da macrodrenagem;
- MINID: Número de identificação (ID) do hidrograma da microdrenagem (parte do fluxo capturada pela entrada das ruas);
- MinNHYD: Nome dado pelo usuário ao hidrograma da microdrenagem;
- TMJSTO: O armazenamento total do sistema de macrodrenagem disponível na captação, em ft^3 ou m^3 . O sistema de macrodrenagem pode ser fornecido por pontos de menores cotas nas ruas. Se o armazenamento na macrodrenagem não é excedido, não haverá vazão no hidrograma da macrodrenagem, e a quantidade de armazenamento é fornecida no arquivo de saída.

- COMPUTE VOLUME: Pode ser utilizada para fornecer uma estimativa do volume de armazenamento que pode ser necessário a um reservatório ou lagoa de reservação para reduzir o pico de fluxo de um determinado hidrograma. Os resultados desse comando podem ser utilizados para derivar uma curva de Vazão de saída x Armazenamento para o comando ROUTE RESERVOIR. O comando conta com os seguintes parâmetros:

- ID: Identificação interna do modelo para observar os hidrogramas. Varia de 1 a 10;

- STRATE: usado para definir em que ponto a água deve começar a ser acumulado no armazenamento. Se o valor de entrada for positivo a razão inicial é definida como este valor (em ft^3/s ou m^3/s). Se o valor de entrada for negativo e entre 0 e -100 ele representa um percentual e STRATE definido como esse percentual do pico do fluxo de entrada. Quando é dado um valor de -100 o modelo determina o máximo volume de armazenamento necessário baseado em uma iteração utilizando valores de STRATE entre 0 e pico do fluxo de entrada, com incrementos equivalentes a 1/100 do intervalo entre o valor inicial e final;

- RELRATE: Usado para definir a razão máxima de esvaziamento do armazenamento. Se o valor de entrada for positivo a razão é definida como este valor (em ft^3/s ou m^3/s). Se o valor de entrada for negativo e entre 0 e -100 ele representa um percentual e RELRATE definido como esse percentual do pico do fluxo de entrada.

- DIVERT HYD: Utilizado para dividir um hidrogramas em dois ou mais hidrogramas. Útil quando a modelagem compreende a aplicação de diversas estruturas. A relação entre hidrogramas de entrada e de saída deve ser conhecida para fazer uso deste comando. O comando conta com os seguintes parâmetros:

- IDin: Número de identificação (ID) do hidrograma de entrada;
- NIDout: Número de hidrogramas de saída;
- Outflow Hydrographs (ID, NHYD): O número de identificação (ID) e NHYD (nome atribuído pelo usuário) aos hidrogramas de saída. O número de pares deve ser condizentes com o número de hidrogramas informado em NIDout;

- QIDi, QIDii, QIDiii, etc, QTOTAL: Tabela com a distribuição de vazões, que instrui o programa sobre como dividir o fluxo de saída baseado no fluxo de entrada. Esta relação pode ser única para cada aplicação, e vai depender de como os reservatórios ou outras estruturas hidráulicas estão posicionadas no sistema de drenagem modelado.

A primeira linha da tabela deve ter um QTOTAL igual a 0. As linhas subsequentes devem ser fornecidas com incrementos na QTOTAL. Só uma combinação de distribuições nas vazões de saída é permitida para cada QTOTAL. Quanto o valor de uma vazão de entrada fica entre os valores de QTOTAL tabelados, SWMHYMO interpola linearmente os valores para determinar as vazões de saída. A última linha da tabela deve terminar com "end". O número de colunas na tabela deve ser igual ao valor atribuído para NIDout (número total de hidrogramas de saída) somado a 1, para a coluna QTOTAL.

- EROSION INDEX: Pode ser utilizado para quantificar o potencial erosivo em um córrego. Baseado na simulação de um ou mais hidrogramas, os resultados do comando fornecerão o número de horas nas quais o fluxo se mantém acima de um valor crítico (QCE). Podem ser quantificados de um a nove hidrogramas. O comando conta com os seguintes parâmetros:

- INDEX METHOD: Usado para selecionar o método de índice de erosão na análise. Contudo, o único método disponível no modelo permite uma comparação baseada no número de horas que o fluxo excede um valor crítico (QCE). Por padrão, o valor de INDEX METHOD é definido como 1;
- QCE: O fluxo crítico acima do qual a erosão começa a ocorrer. Dado em ft^3/s ou m^3/s ;
- IDS: Uma lista de 1 a 9 IDs de hidrogramas a serem analisados. Esses IDs são os valores internos definidos para hidrogramas já carregados na memória.

A.6 Utilitários

Servem para impressão interna e manipulação de arquivos de hidrogramas.

- PRINT HYD: Utilizado para imprimir um hidrogramas para um arquivo de saída em formato tabela;
- READ HYD: Utilizado para retomar um hidrogramas salvo anteriormente. Conta com os seguintes parâmetros:
 - ID: Identificação interna do modelo para observar os hidrogramas. Varia de 1 a 10;
 - NHYD: Nome dado pelo usuário ao hidrograma;
 - HYD_FILENAME: o nome do arquivo com o hidrograma a ser lido, deve ser digitado entre aspas. Caso o arquivo do hidrograma não se encontre na mesma pasta que o arquivo com os dados da simulação, o diretório deve ser incluído no campo em questão.
- SAVE HYD: Salva um hidrogramas em um arquivo formato ASCII, podendo ser aplicado a ele os comandos utilitários anteriores;
- STORE HYD: Cria e armazena um arquivo de hidrogramas na memória do computador.

ANEXO B – PARÂMETROS PARA EQUAÇÃO DE INFILTRAÇÃO DE HORTON BASEADOS NO TIPO DE SOLO

Table A7: Typical Values for Initial Abstraction, Depression Storage and Wetting Losses

| Type of Surfaces | Range of values (mm) |
|--|---------------------------------|
| very smooth impervious surfaces | 0.2 to 0.4 |
| smooth impervious surfaces | 0.5 to 0.7 |
| bare soil, sparse vegetation, grass fields | 0.6 to 2.5 |
| soil with abundant vegetation | 2.5 to 4.0 |

From Pecher (1969)

Note: To convert sizes from mm/hr to inches/hr, divide by 25.4.

* Extraído de Pecher (1969) apud J. F. Sabourin and Associates INC (2000)

ANEXO C – VALORES TÍPICOS PARA ABSTRAÇÃO INICIAL, ARMAZENAMENTO EM DEPRESSÕES E PERDAS POR UMIDADE

Table A5: Parameters for Horton's Infiltration Equation based on Soil Type

| Soil Type | f_o (mm/hr) | f_c (mm/hr) | K (1/hr) |
|--|----------------------------------|----------------------------------|---------------------|
| Low runoff potential, high infiltration rates (consists of sand and gravel) | 253.8 | 25.2 | 2 |
| Moderate infiltration rates and moderately well drained | 197.4 | 12.6 | 2 |
| Slow infiltration rates (may have a layer of soil that impedes downward movement of water) | 127.2 | 6.6 | 2 |
| High runoff potential, very slow infiltration rates, (consists of clays with a permanent high water table and high swelling potential) | 76.2 | 2.4 | 2 |

From Terestrip and Stall (1974)

Note: To convert sizes from mm/hr to inches/hr, divide by 25.4.

* Extraído de Terestrip e Stall (1974) apud J. F. Sabourin and Associates INC (2000)

ANEXO D – COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DE MANNING PARA VÁRIAS SUPERFÍCIES

Table A11: Manning Roughness Coefficients for Various Surfaces

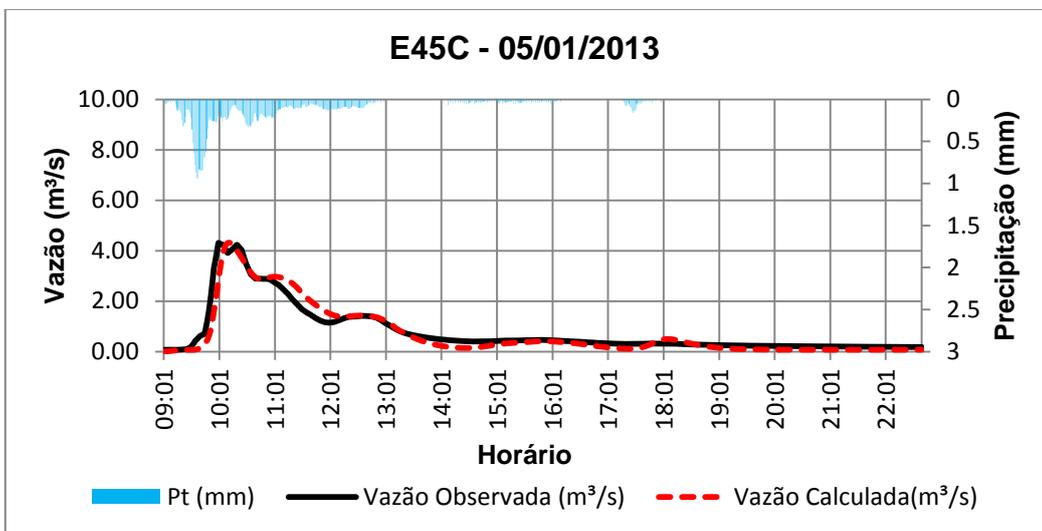
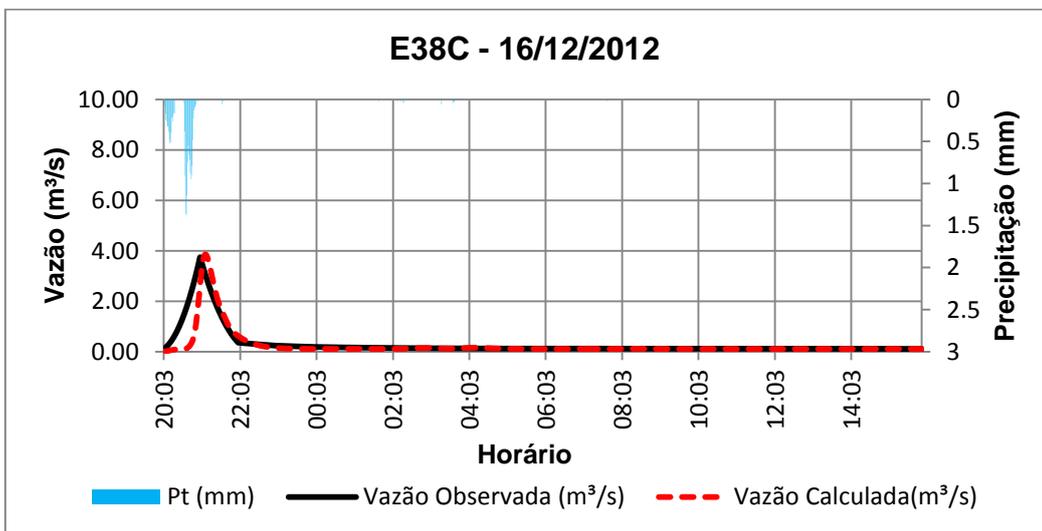
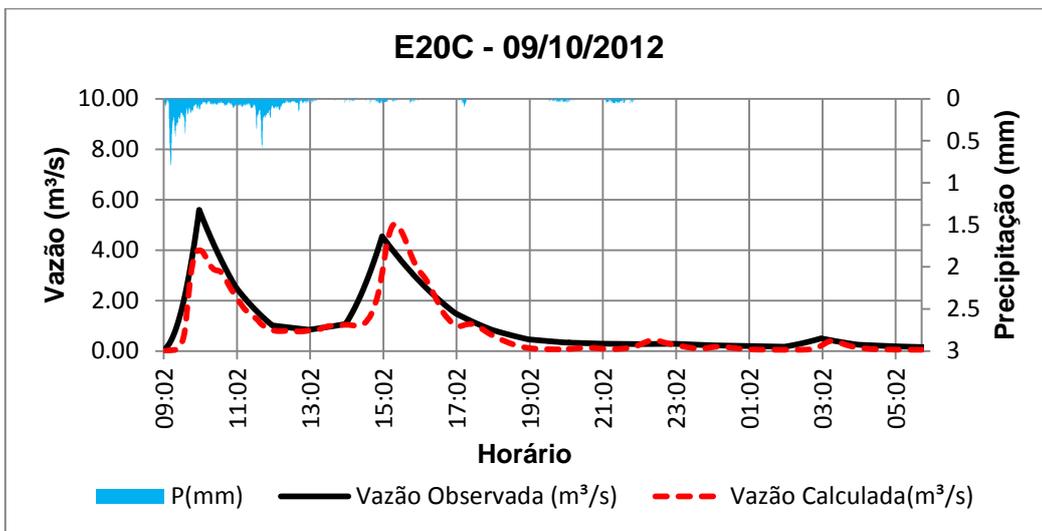
| Category | Manning's Roughness Coefficient |
|--|---------------------------------------|
| Lined Open Channels | |
| Concrete | 0.013 - 0.022 |
| Asphalt | 0.013 - 0.016 |
| Riprap | 0.035 - 0.040 |
| Rock cut | 0.025 - 0.045 |
| Unlined Open Channels | |
| Earth, uniform section | 0.016 - 0.025 |
| Earth, fairly uniform section | 0.022 - 0.040 |
| Dragline Excavated or Dredged | |
| No vegetatio | 0.028 - 0.033 |
| Light brush on banks | 0.035 - 0.050 |
| Channels not maintained, vegetantio uncut | |
| Dense weeds, high as flow depth | 0.080 - 0.120 |
| Clean bottom, brush on sides | 0.050 - 0.080 |
| Flood Plains | |
| Pasture, no brush | |
| Short Grass | 0.030 - 0.035 |
| High Grass | 0.035 - 0.050 |
| Light brush and trees | |
| Winter | 0.050 - 0.060 |
| Summer | 0.060 - 0.080 |
| Medium to dense vegetation | |
| Winter | 0.070 - 0.110 |
| Summer | 0.110 - 0.160 |
| Dense willows, summer not bent over by current | 0.150 - 0.200 |

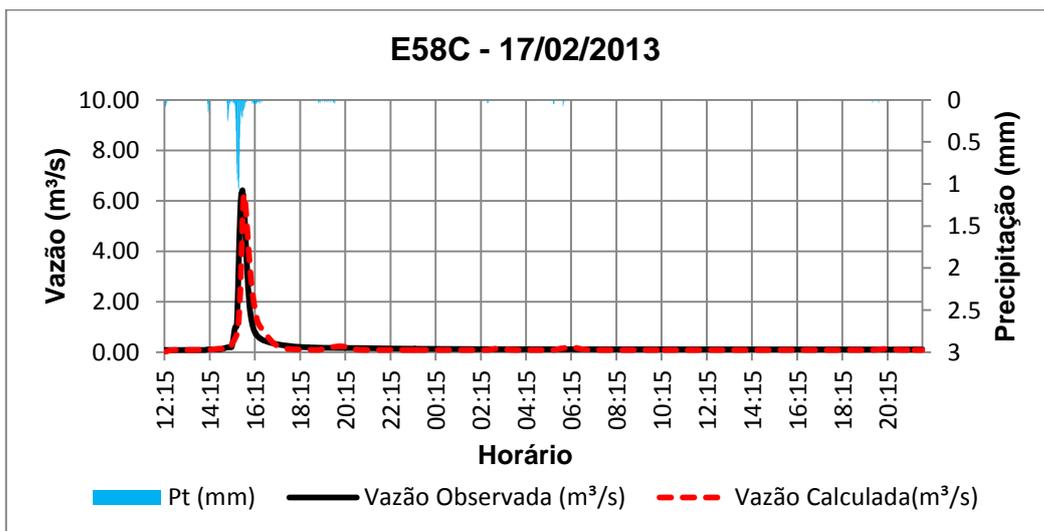
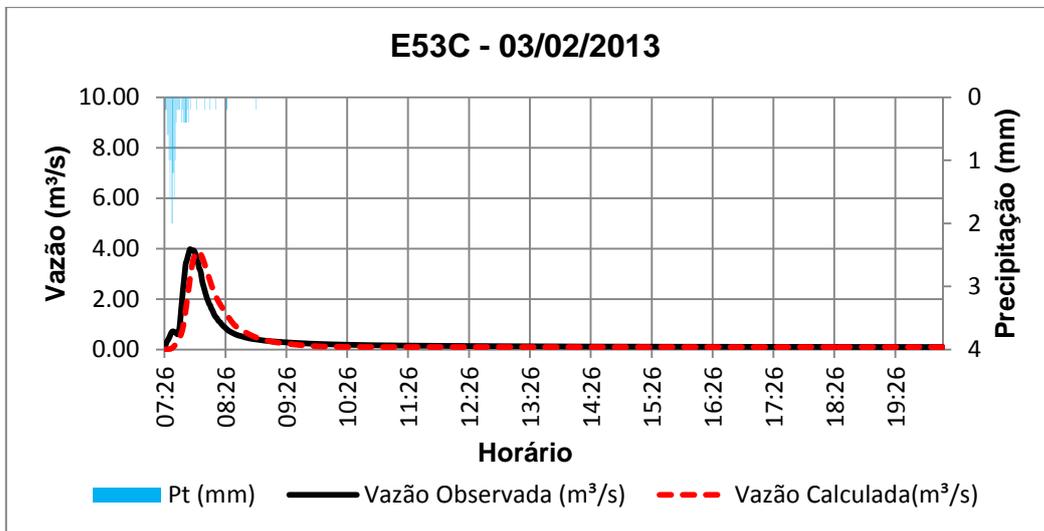
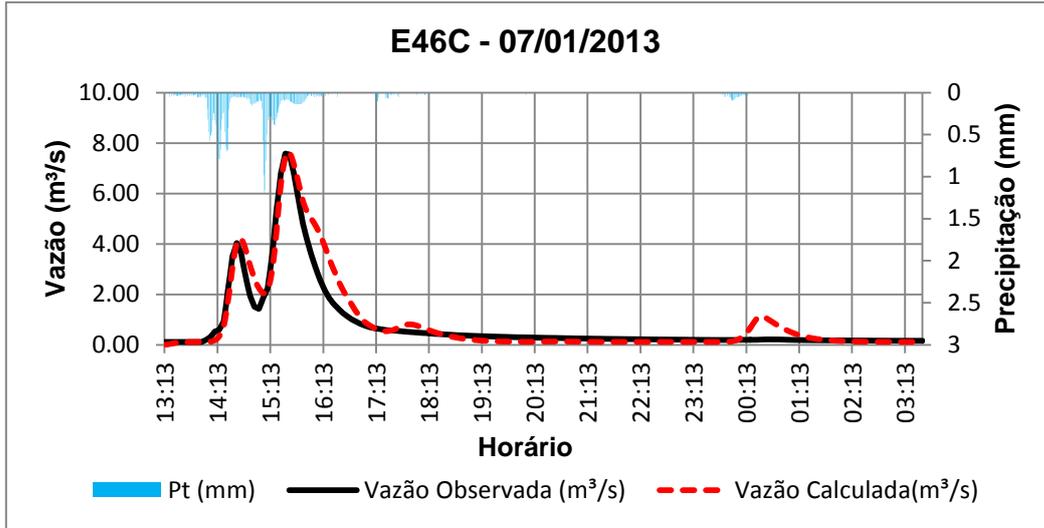
Source: MTO Drainage Manual, Section C

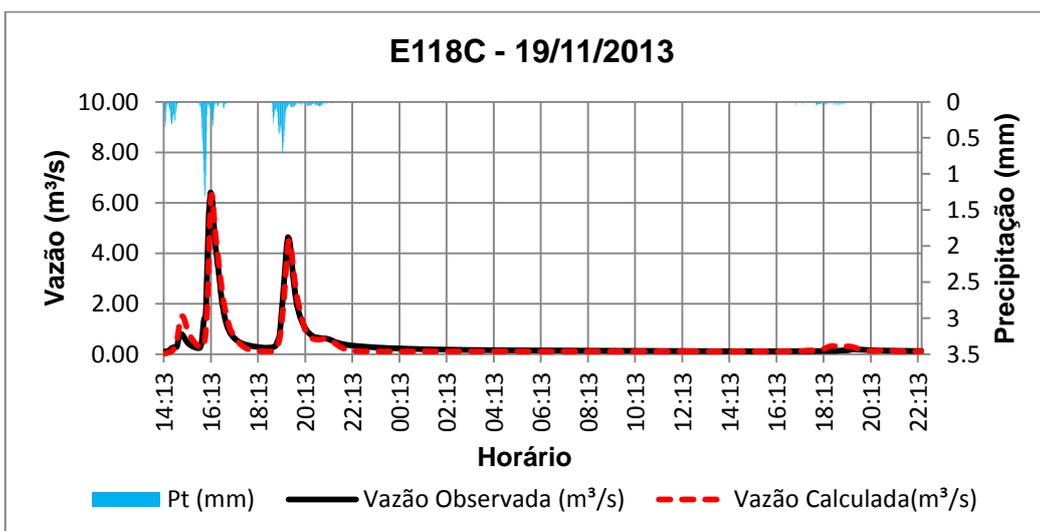
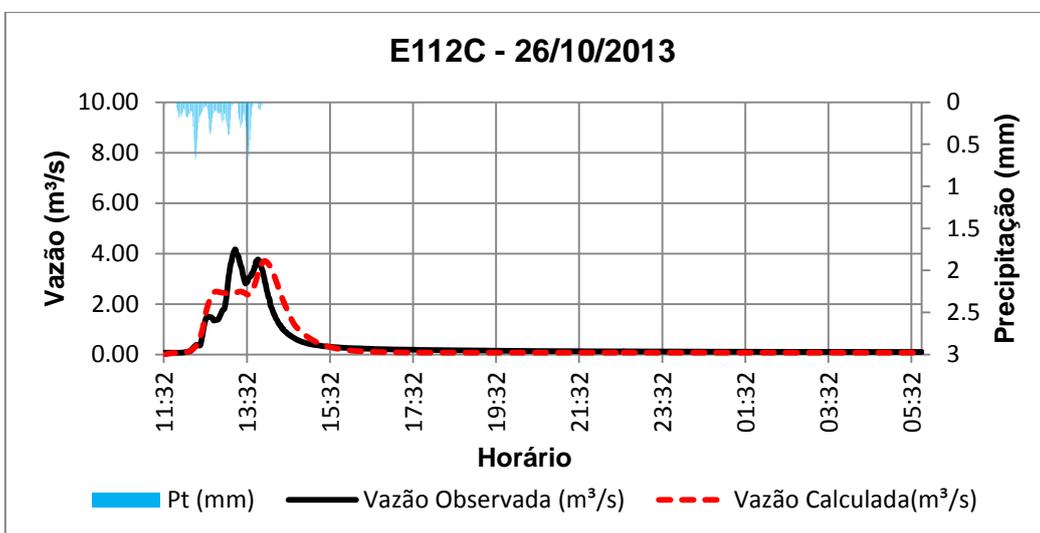
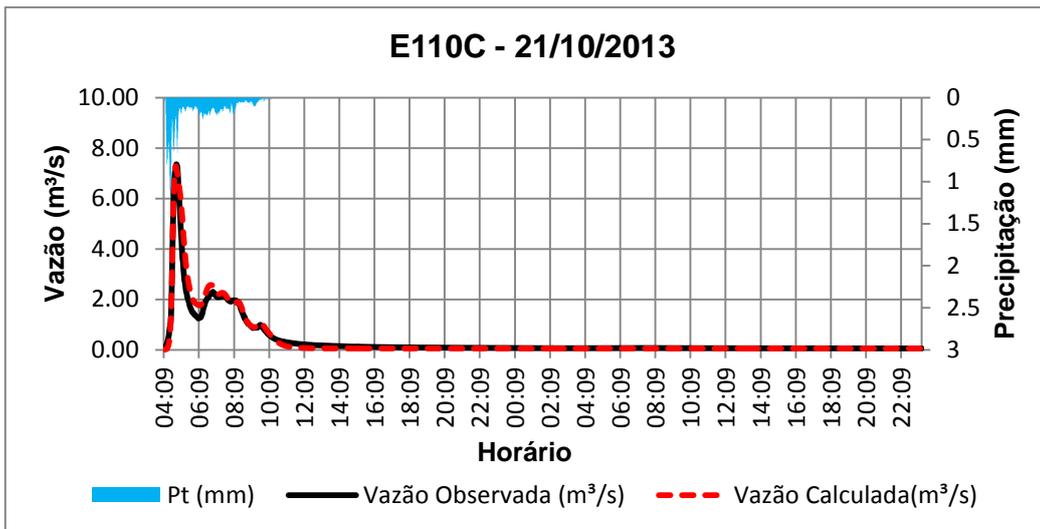
* Extraído de Minister os Trasportation (1997) apud J. F. Sabourin and Associates INC (2000)

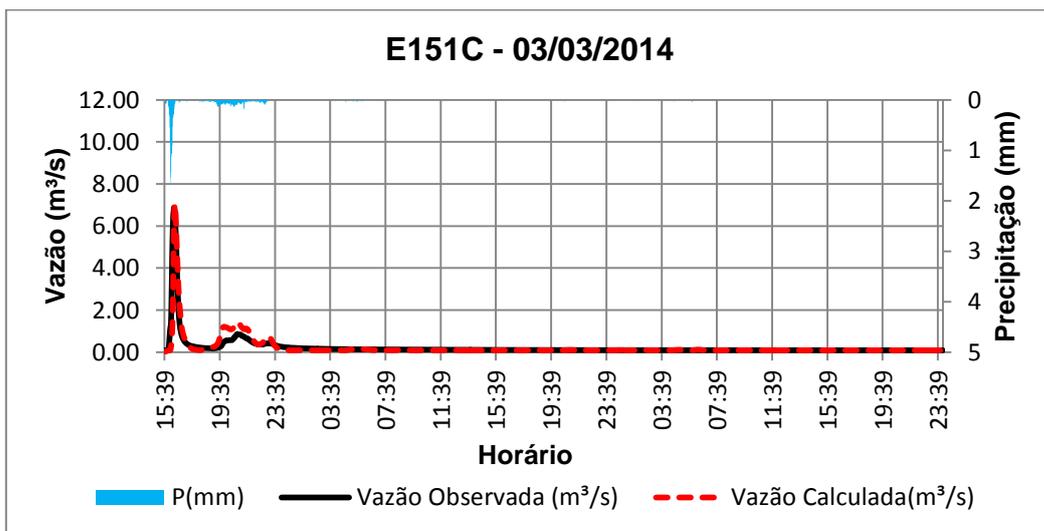
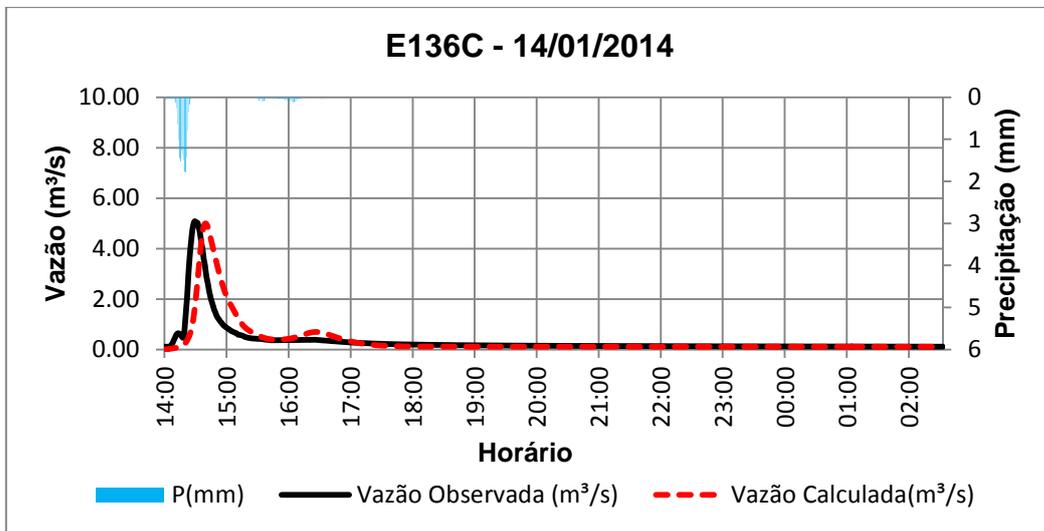
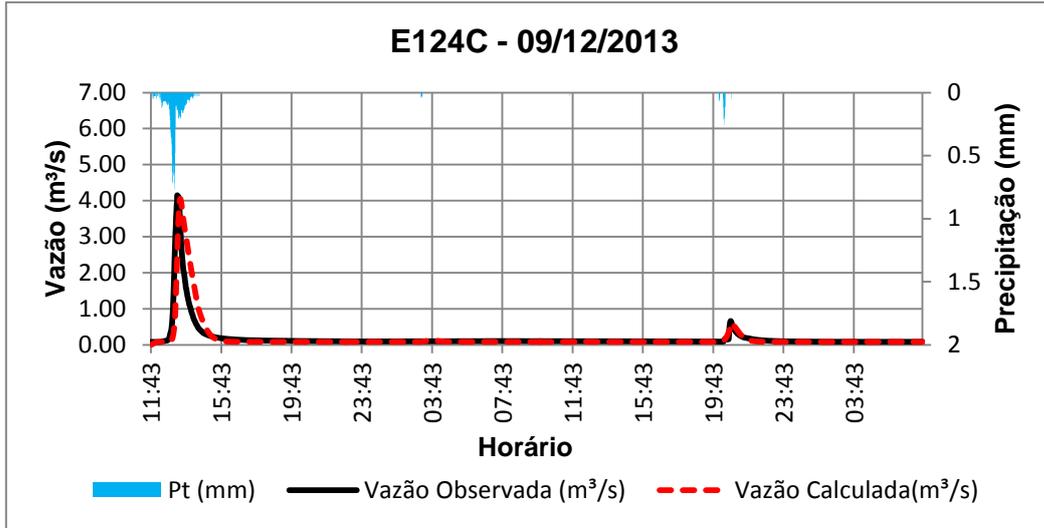
APÊNDICES

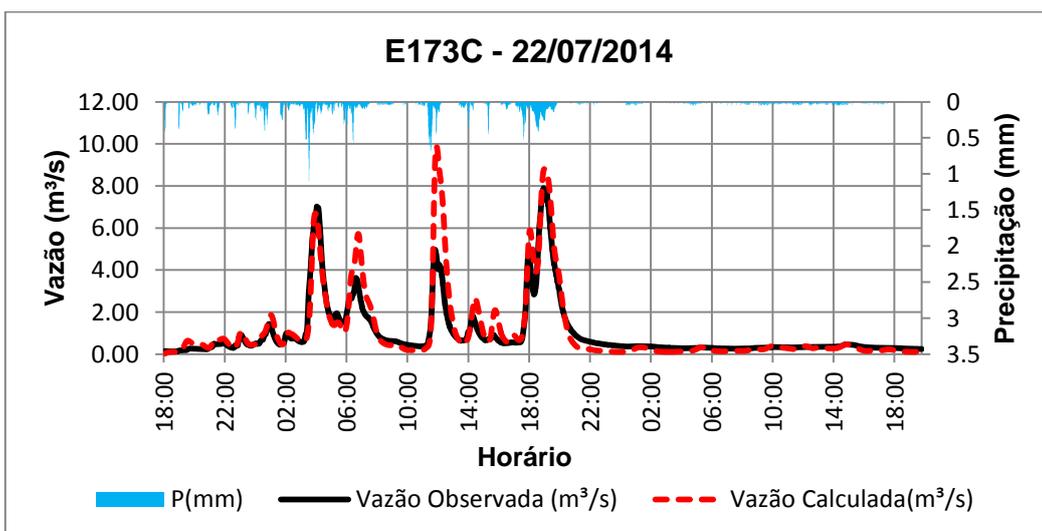
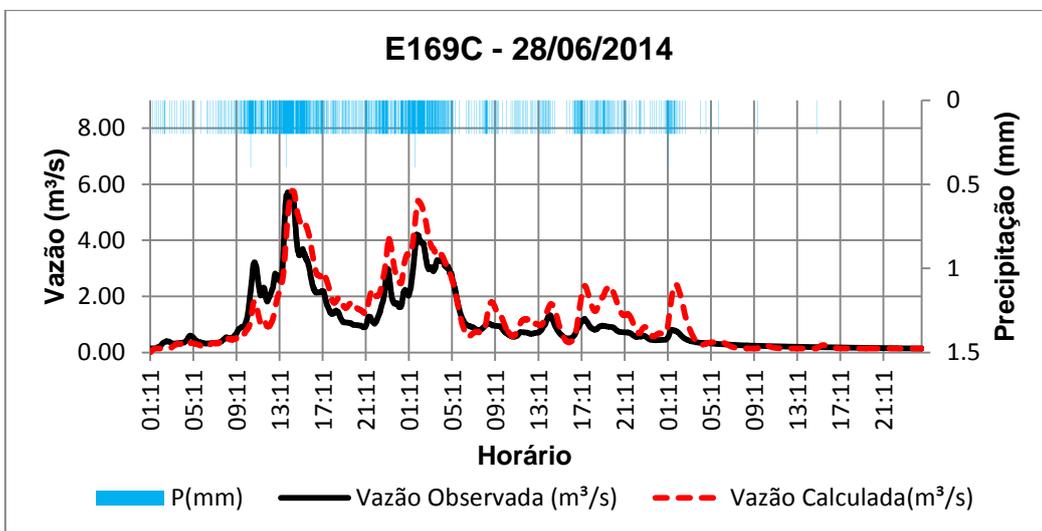
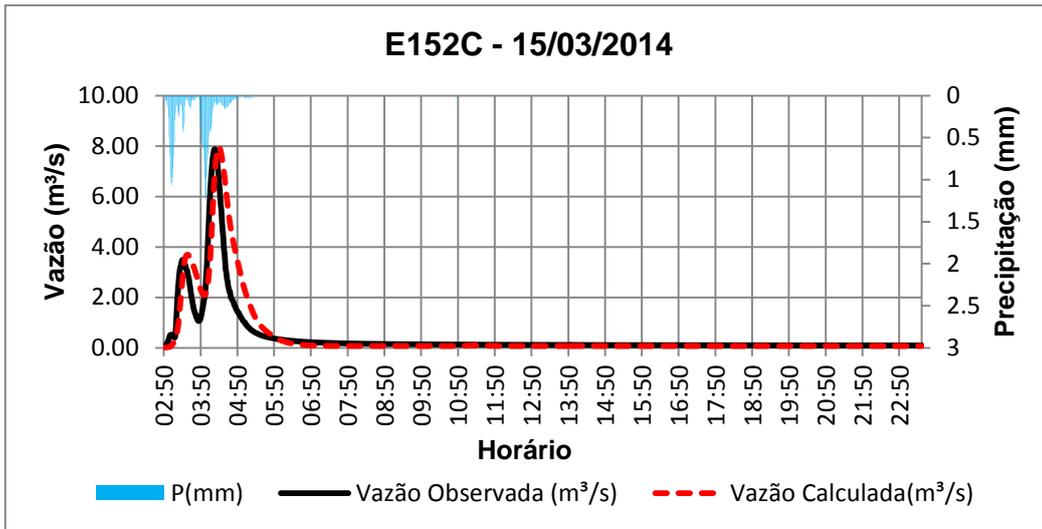
APÊNDICE A – HIDROGRAMAS DOS EVENTOS CALIBRADOS

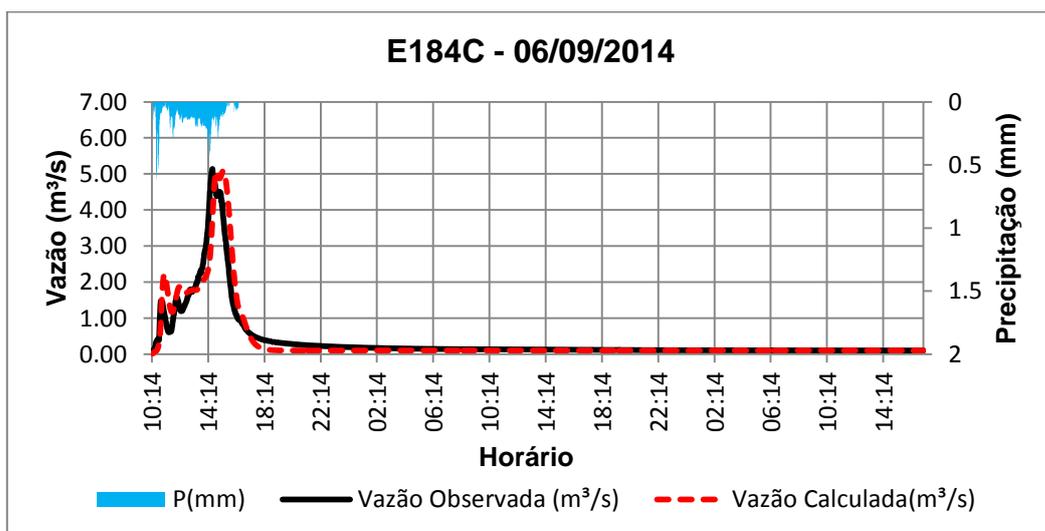
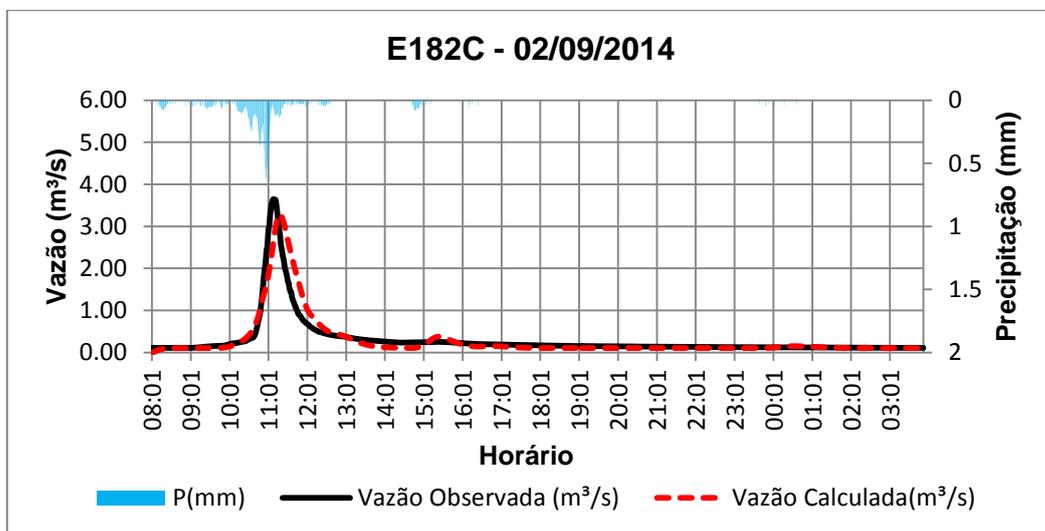
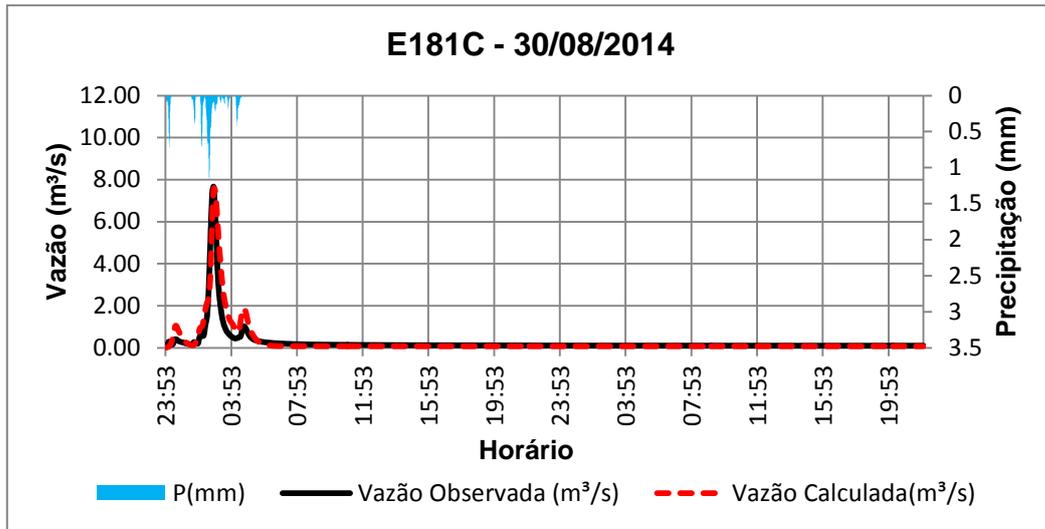


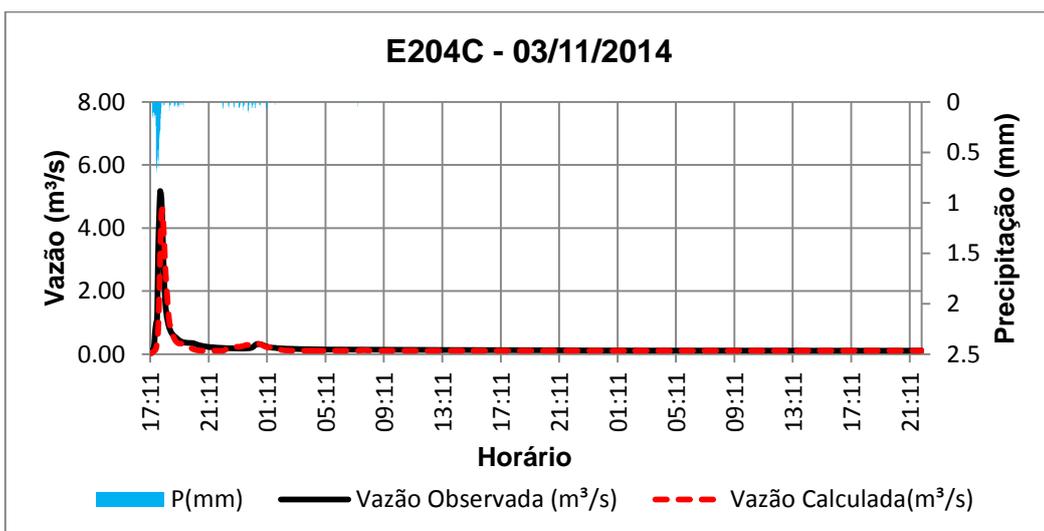
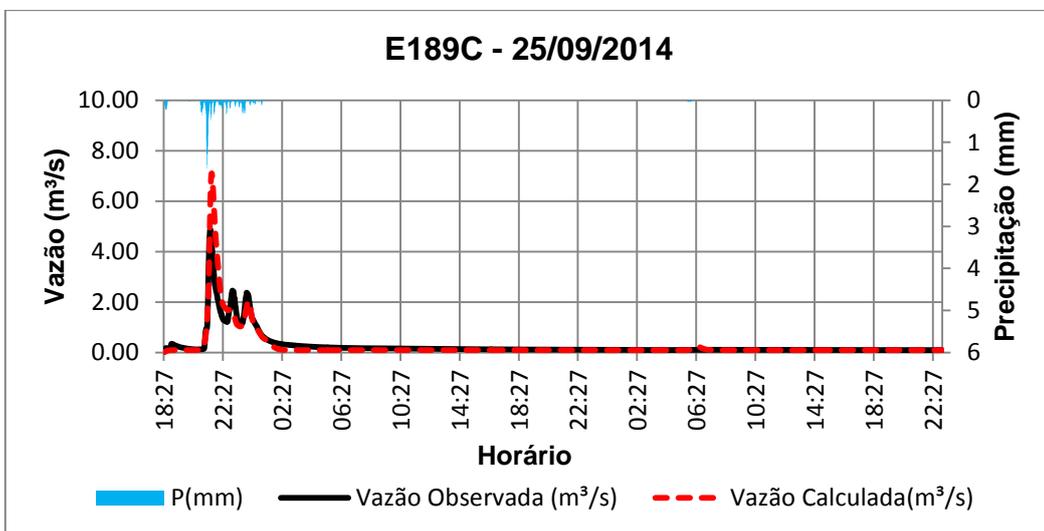
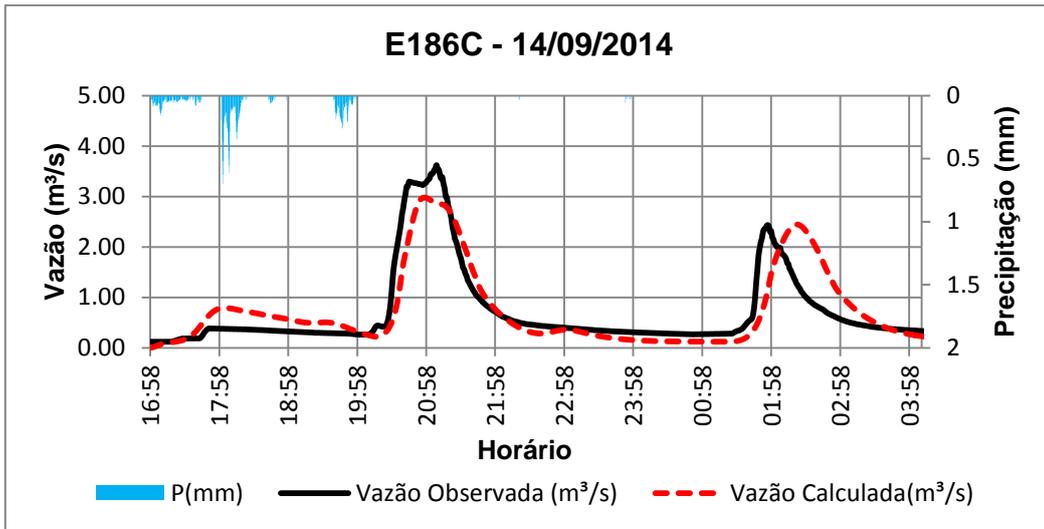


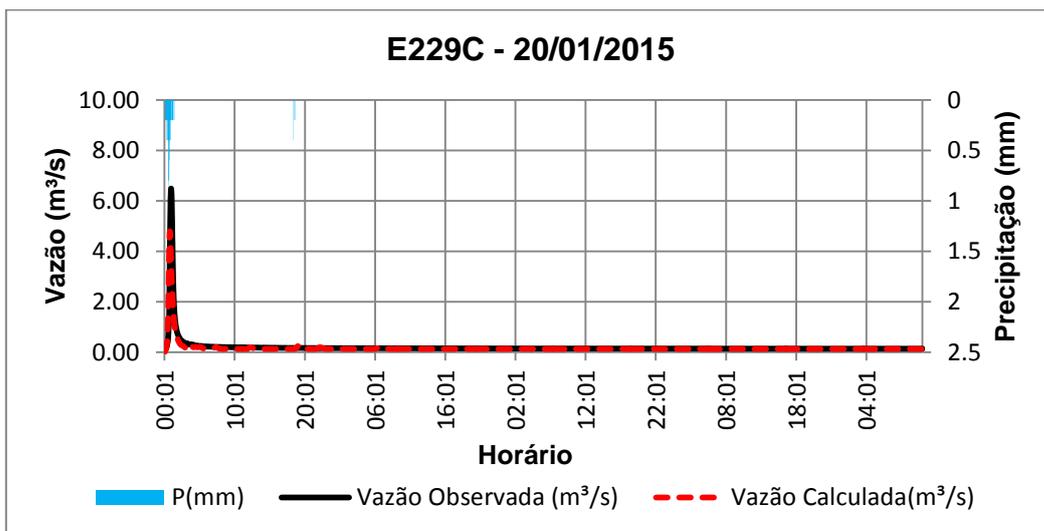
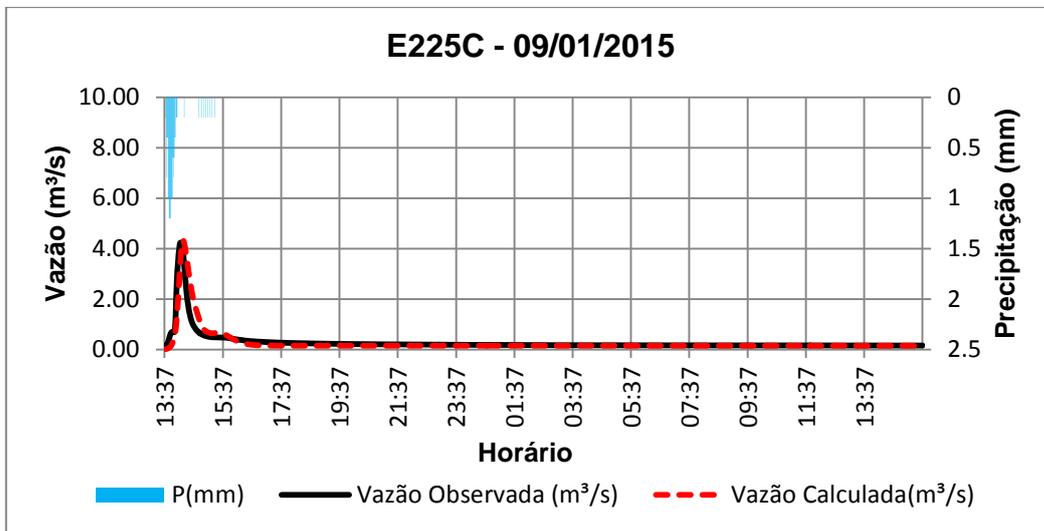
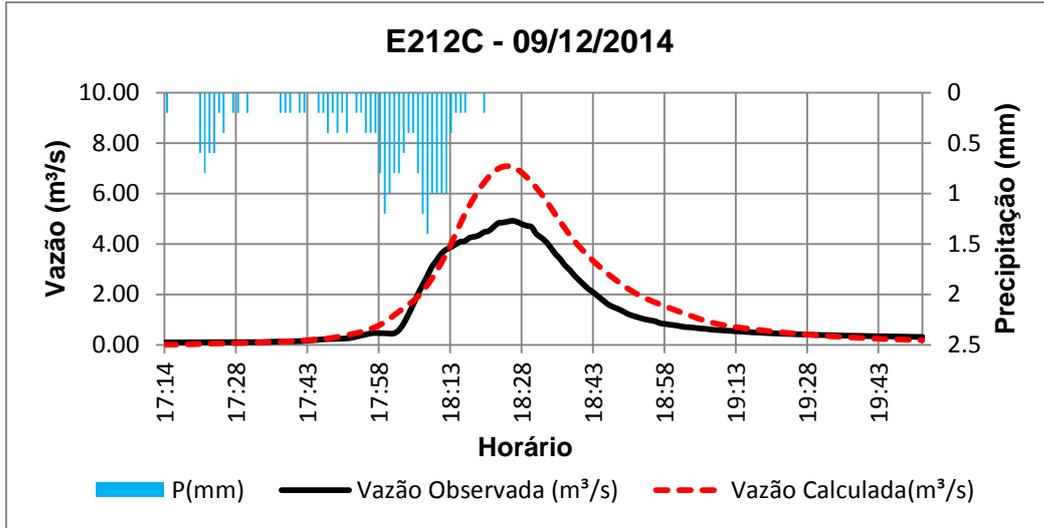


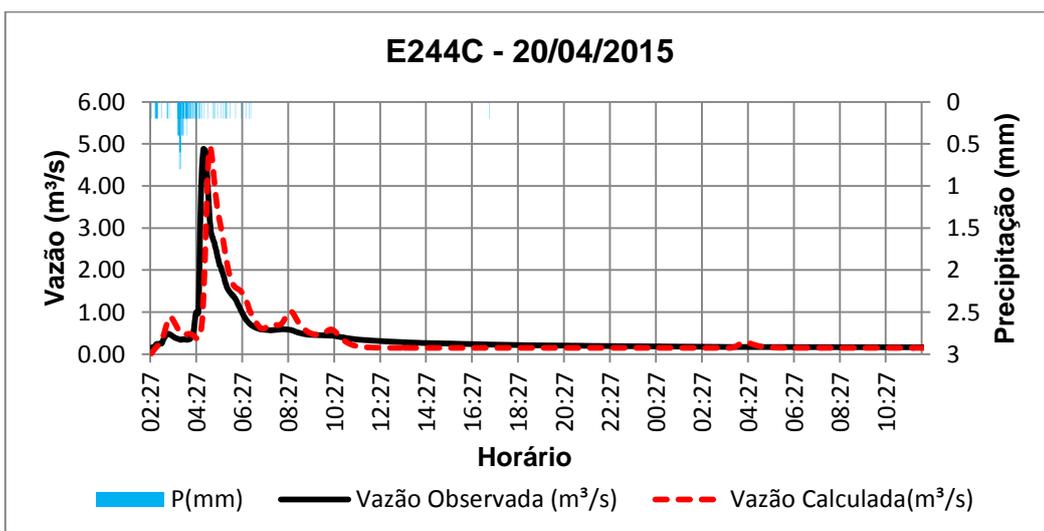
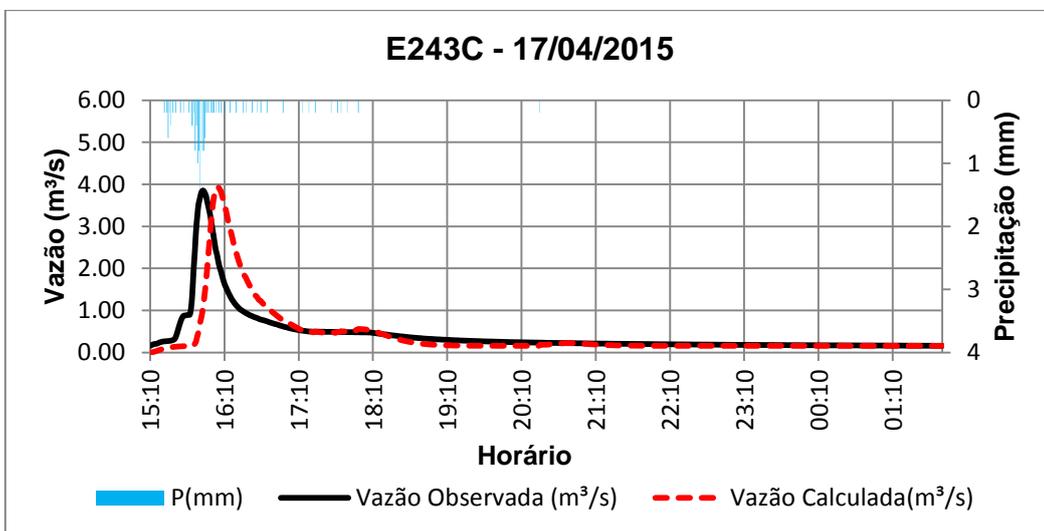
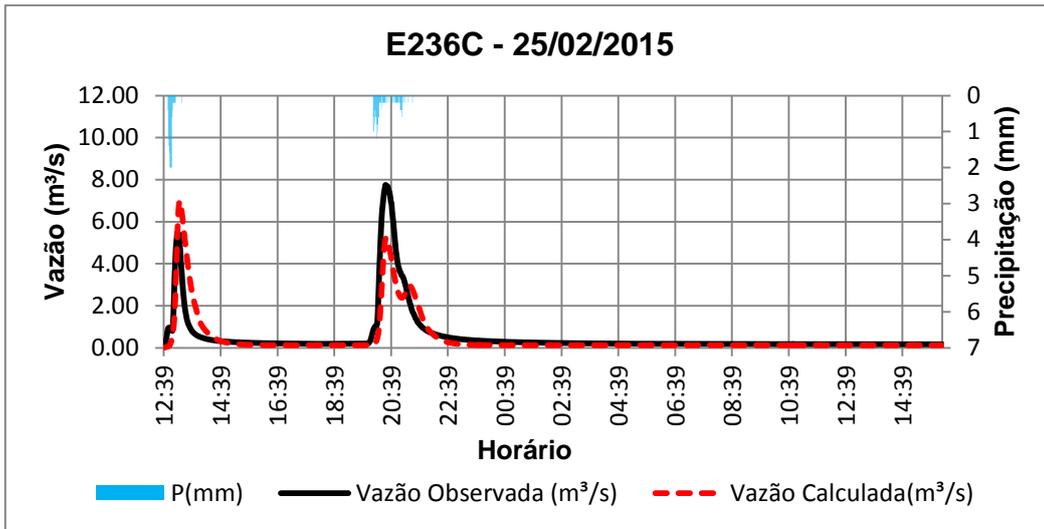


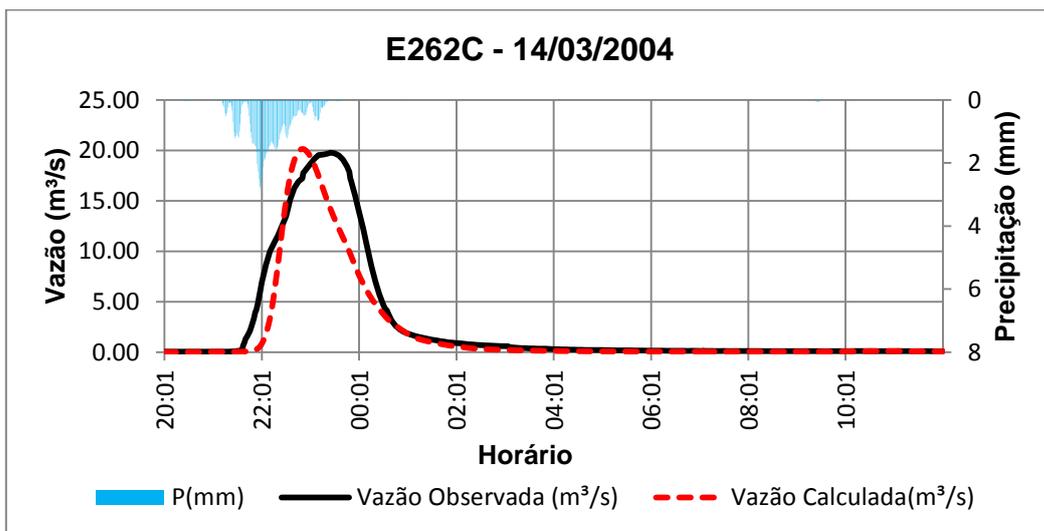
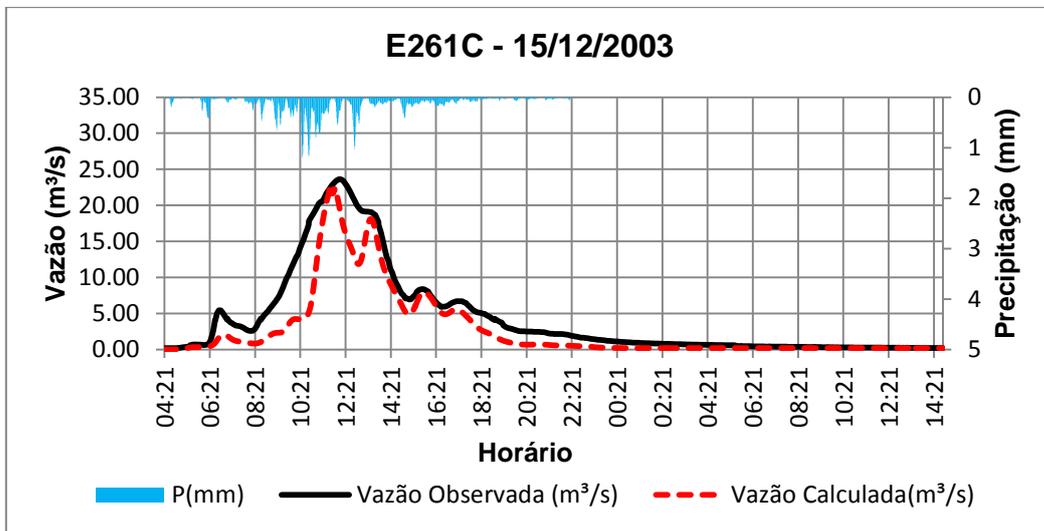
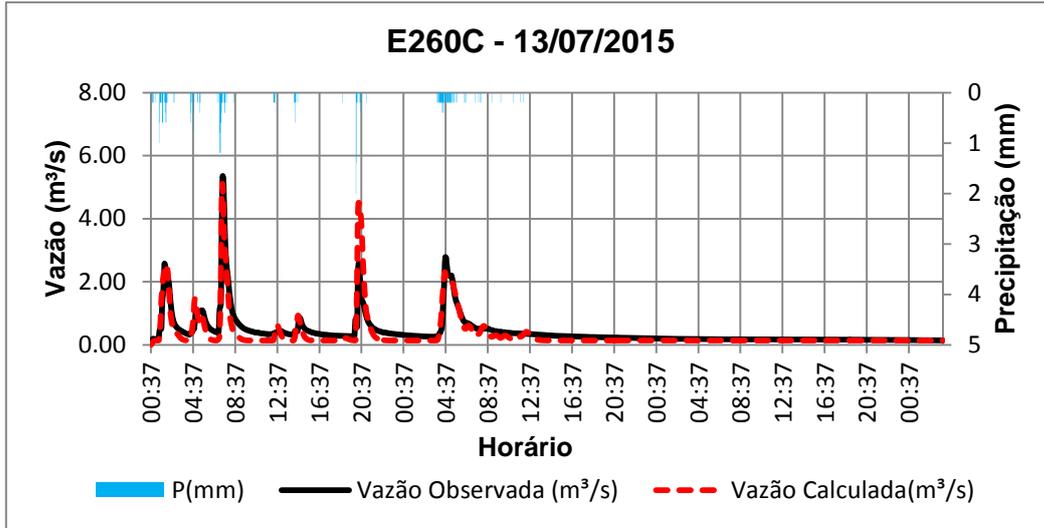


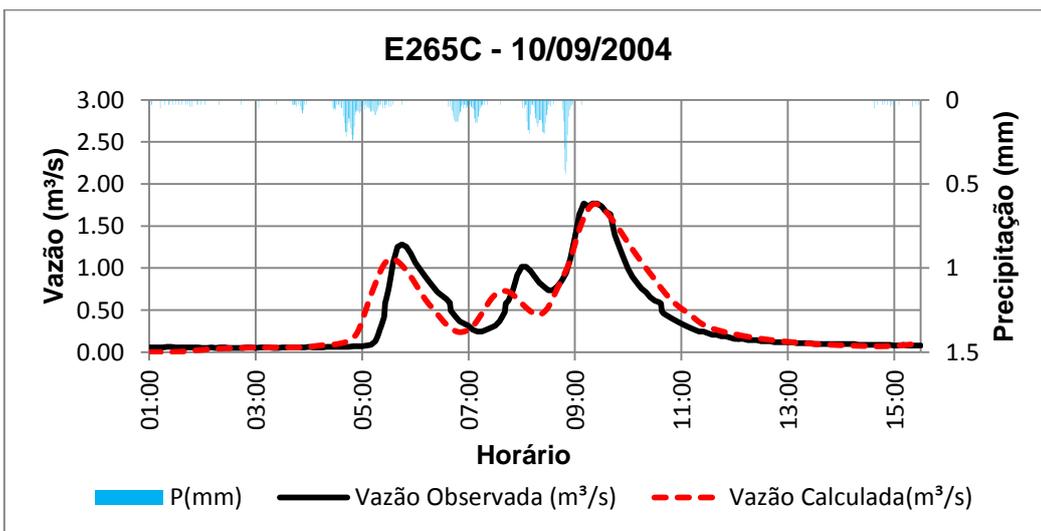
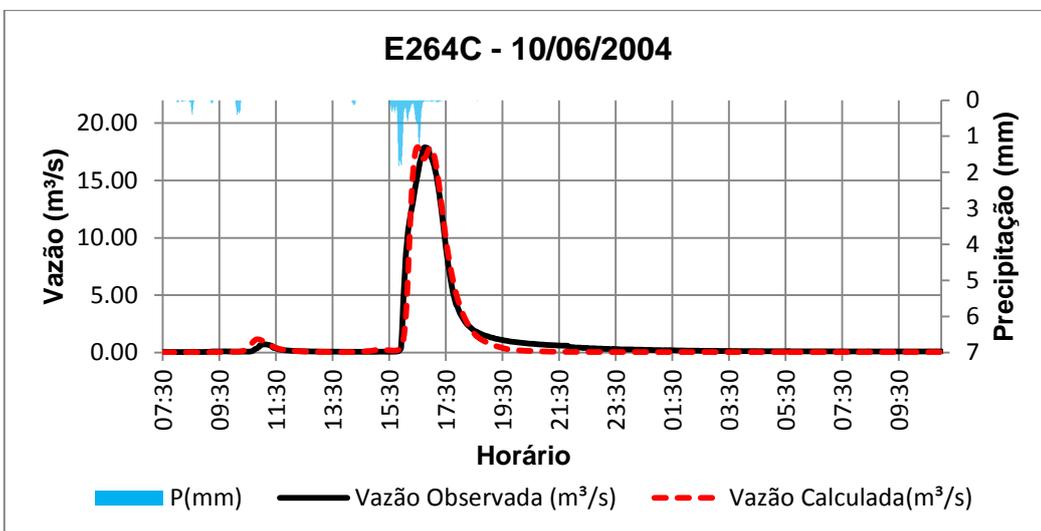
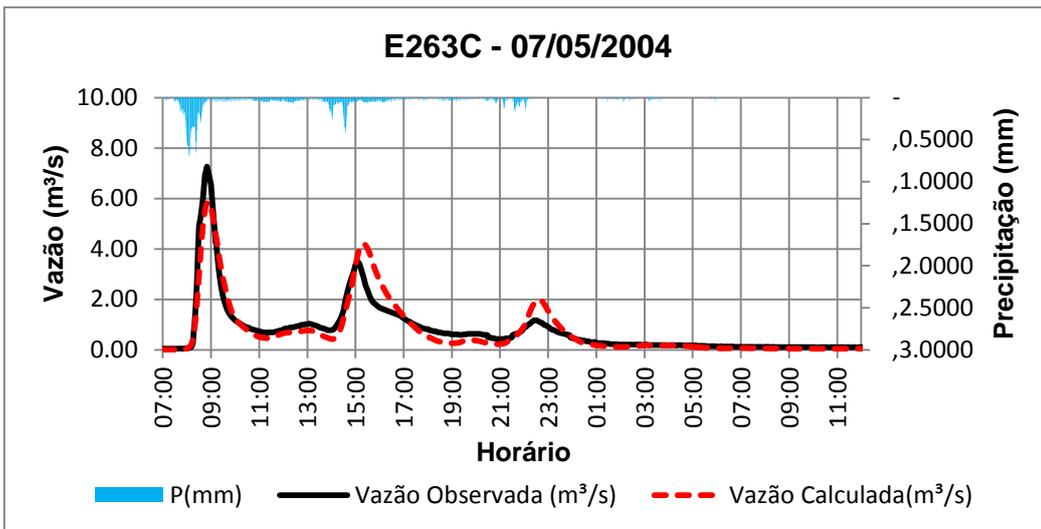


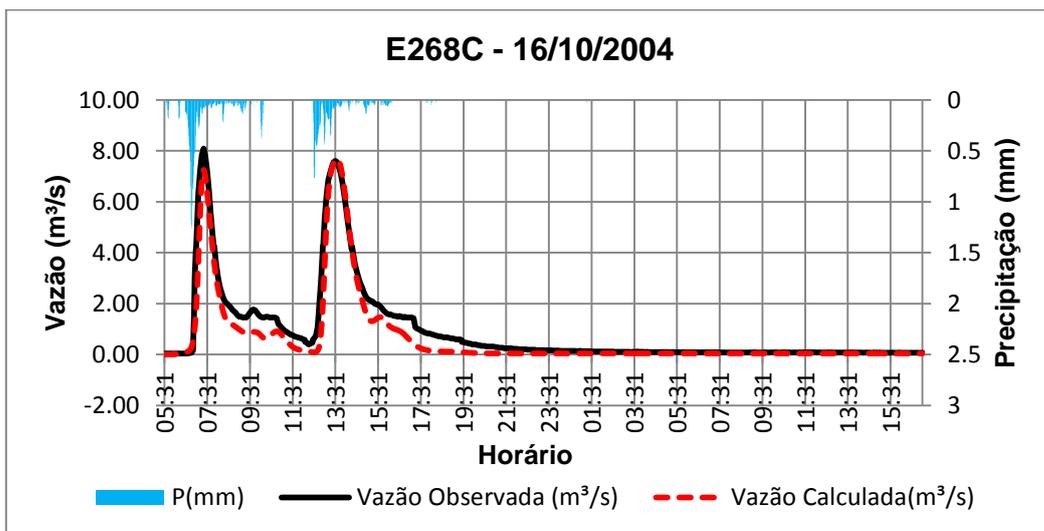
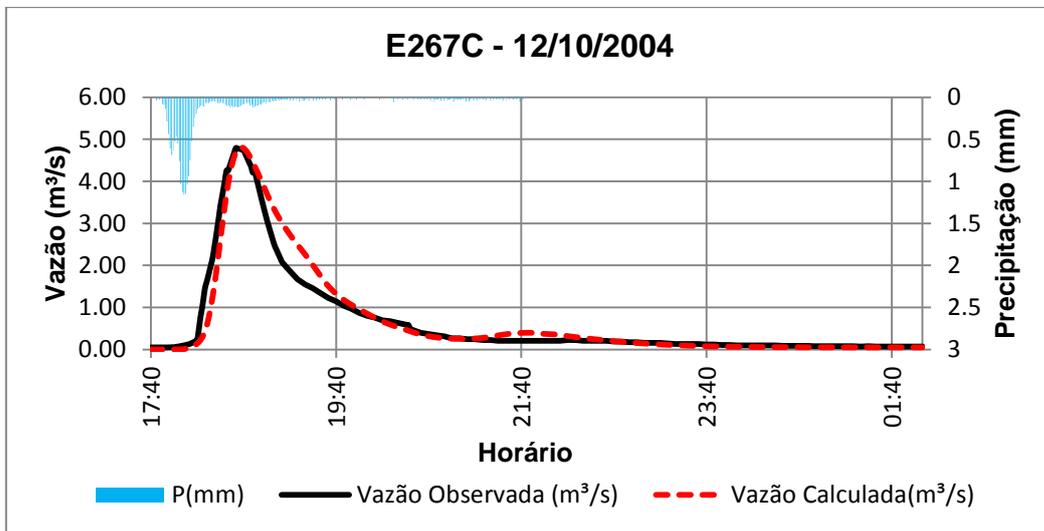
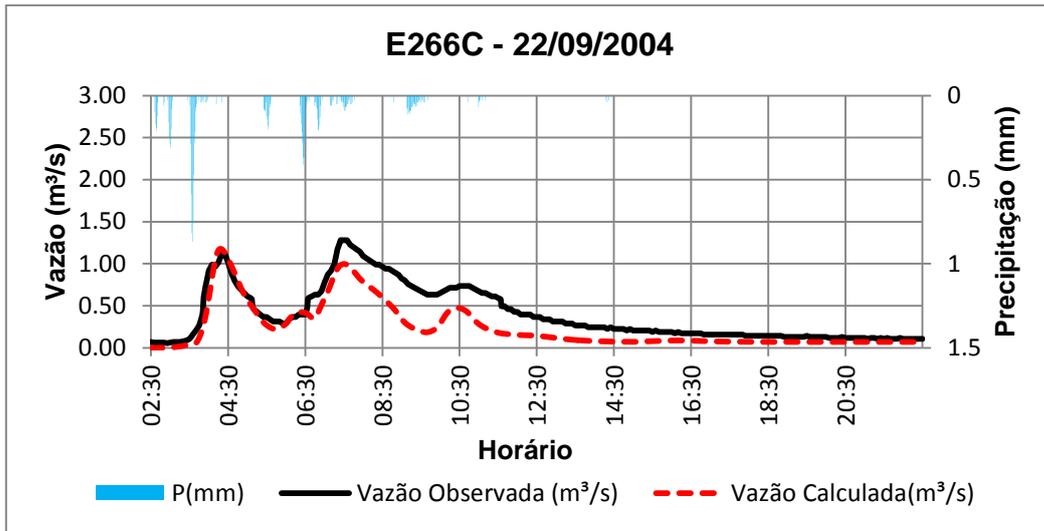


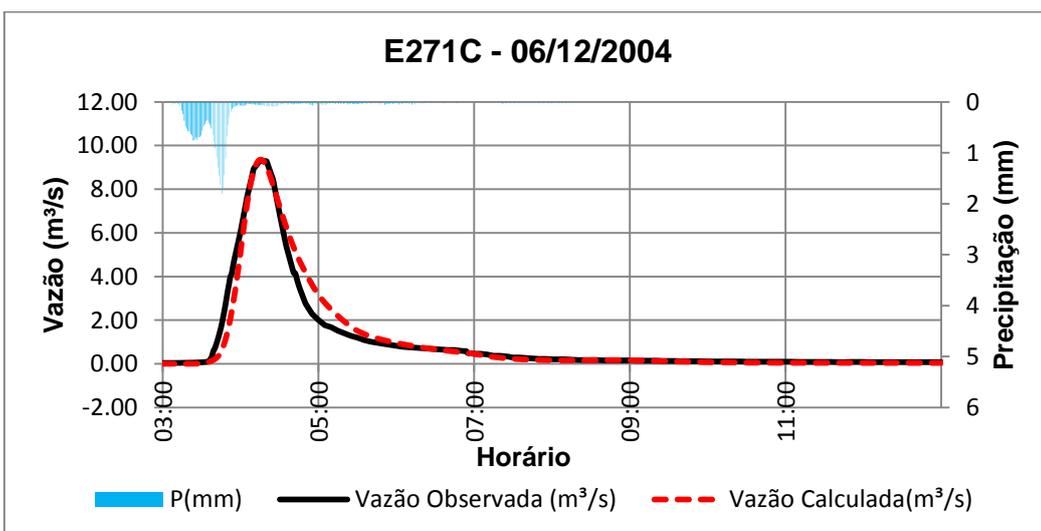
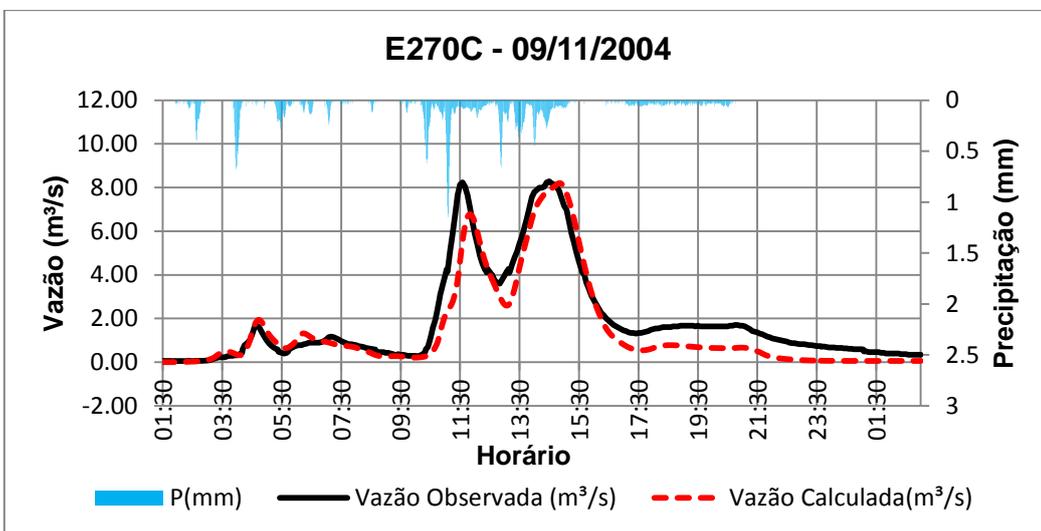
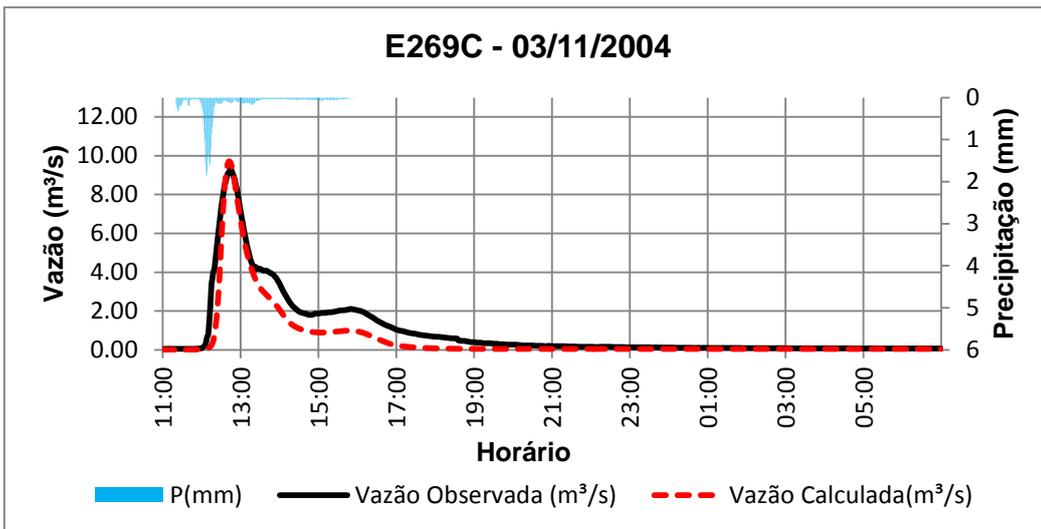




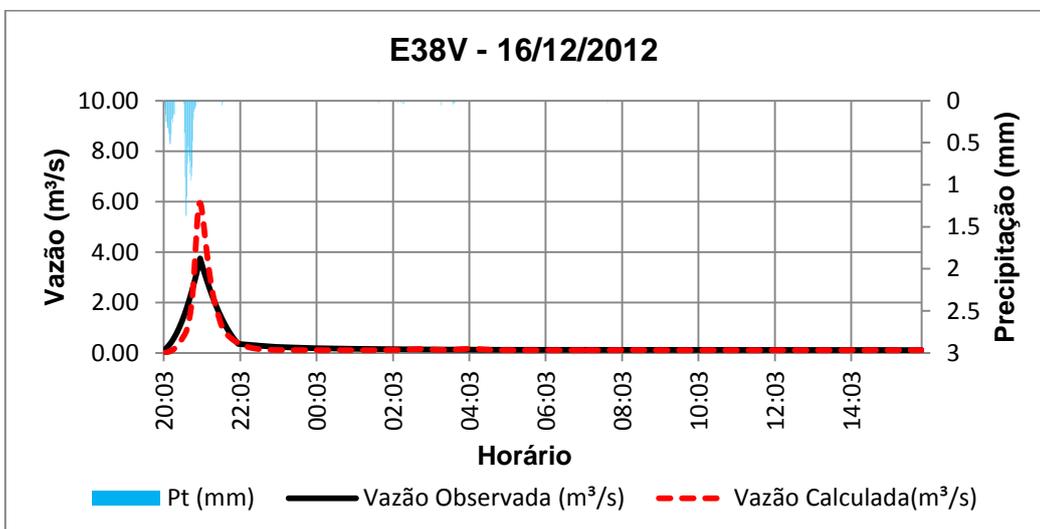
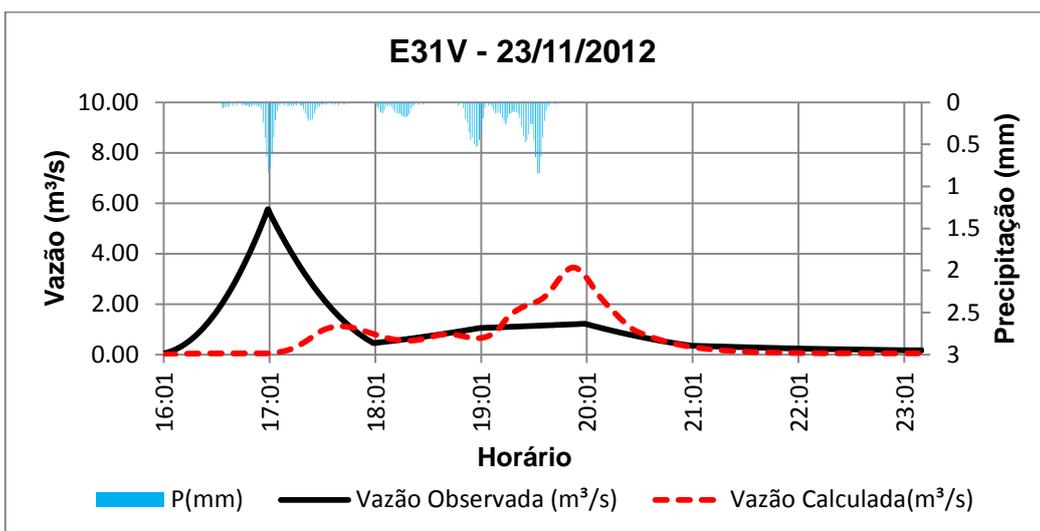
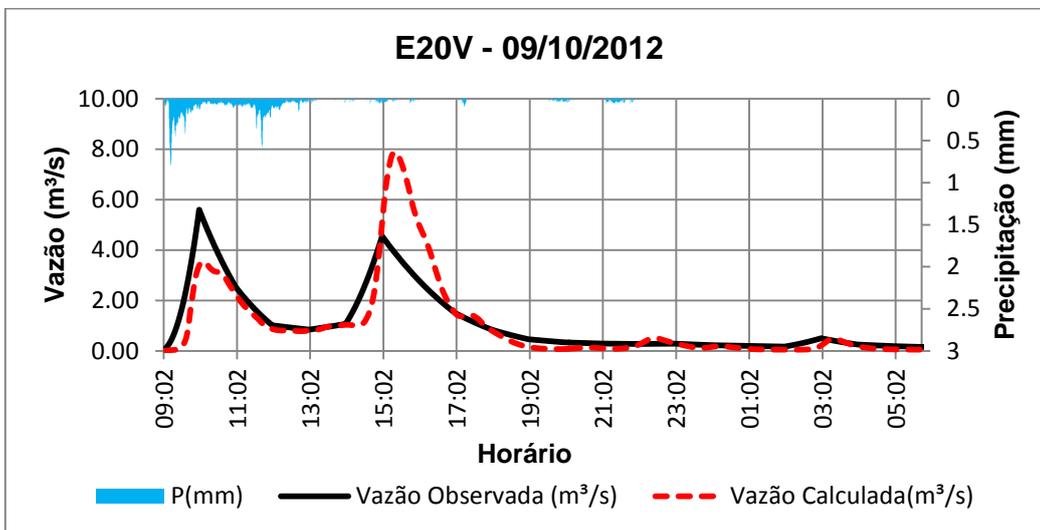


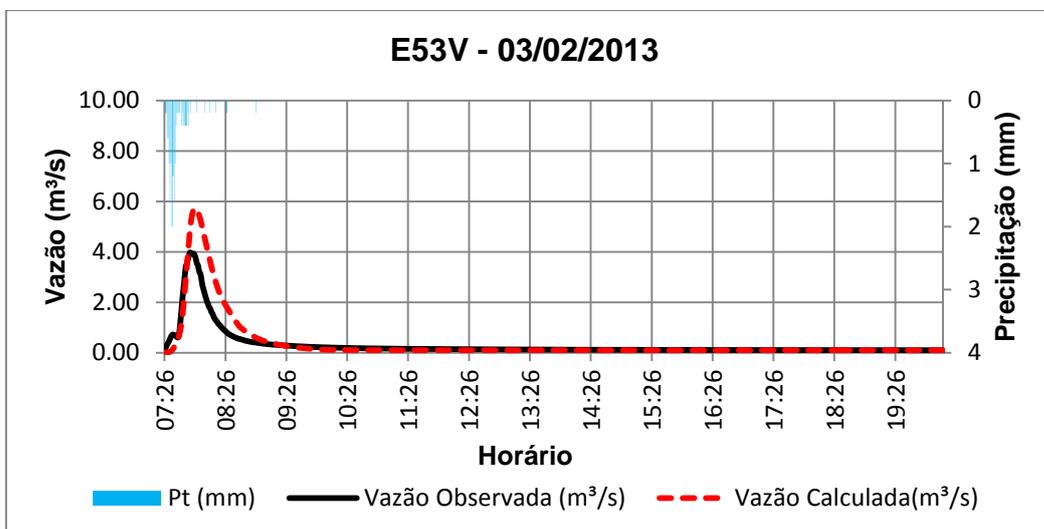
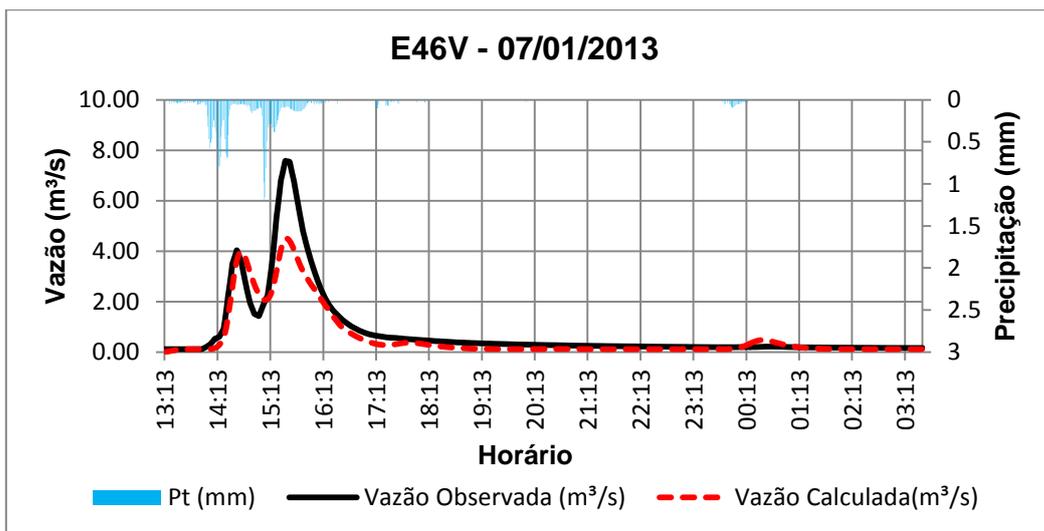
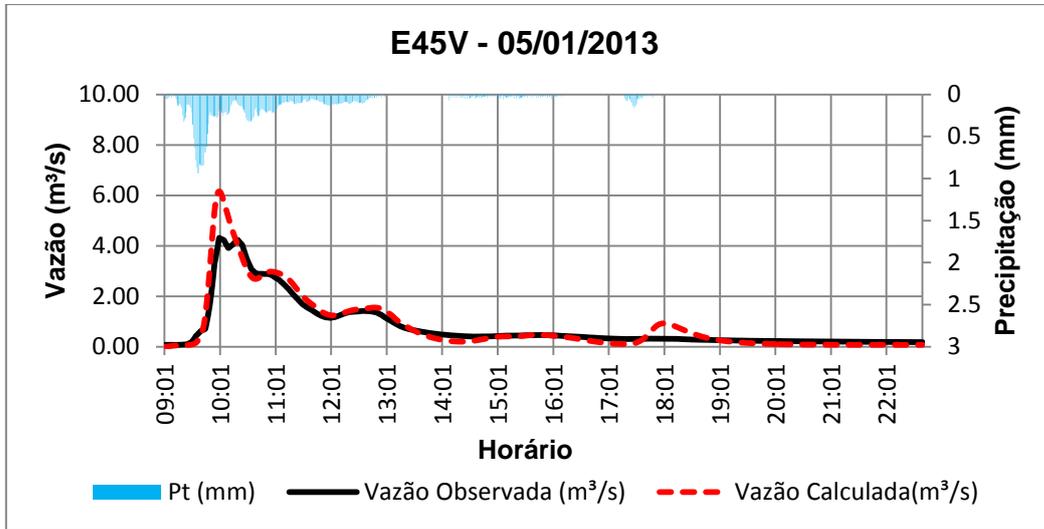


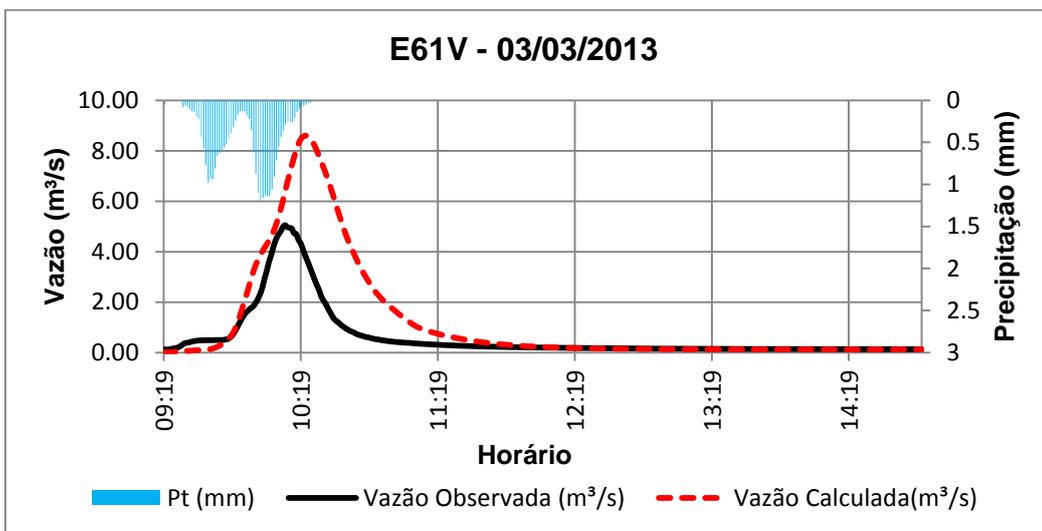
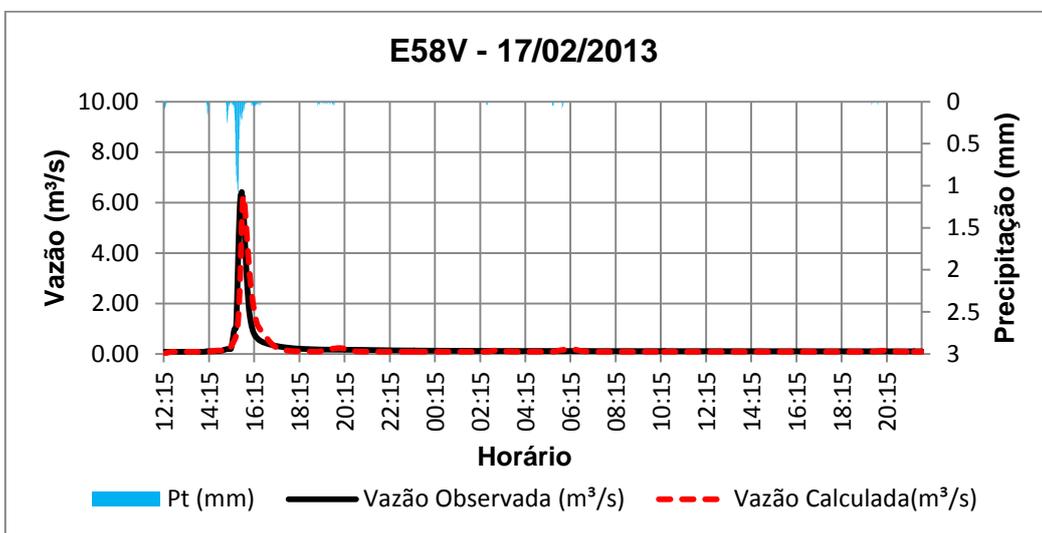
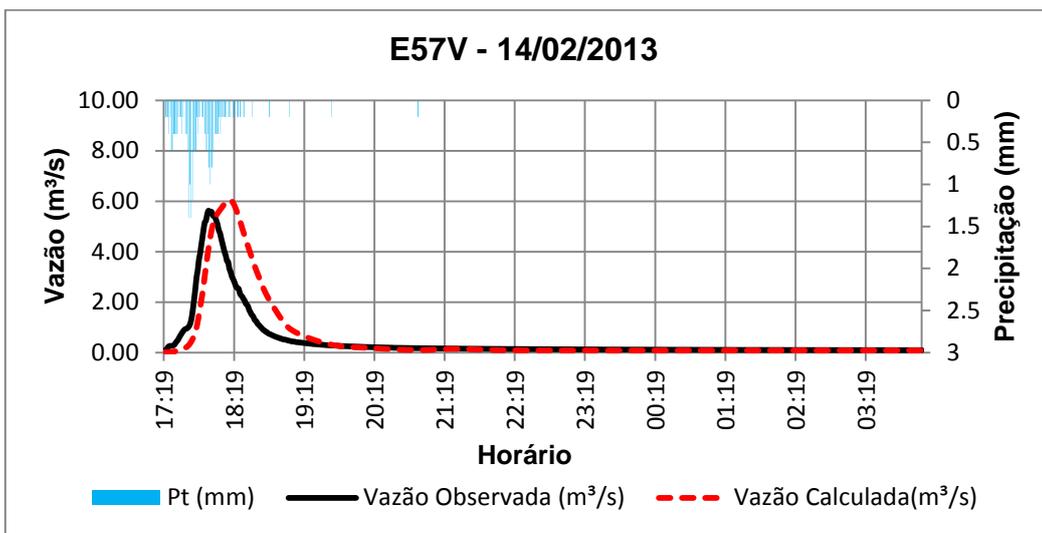


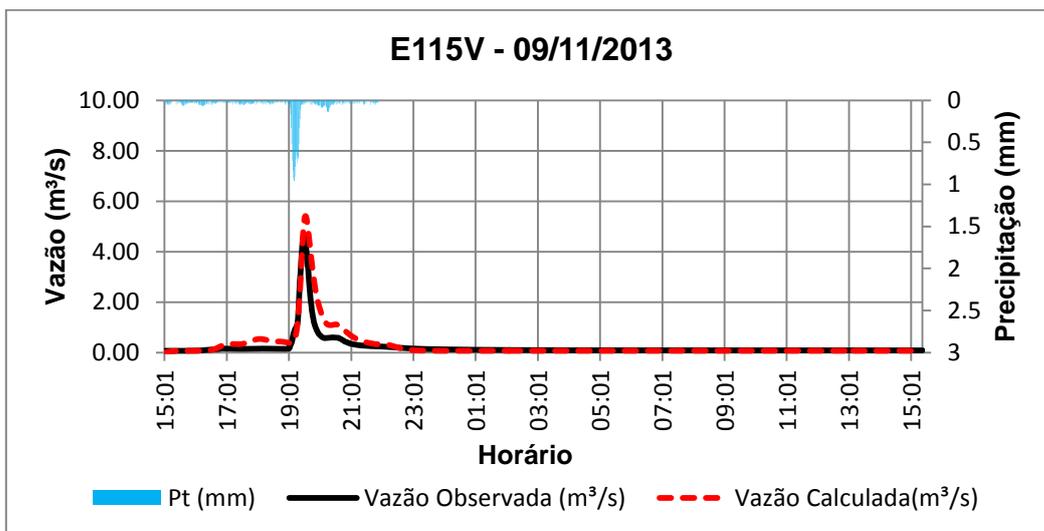
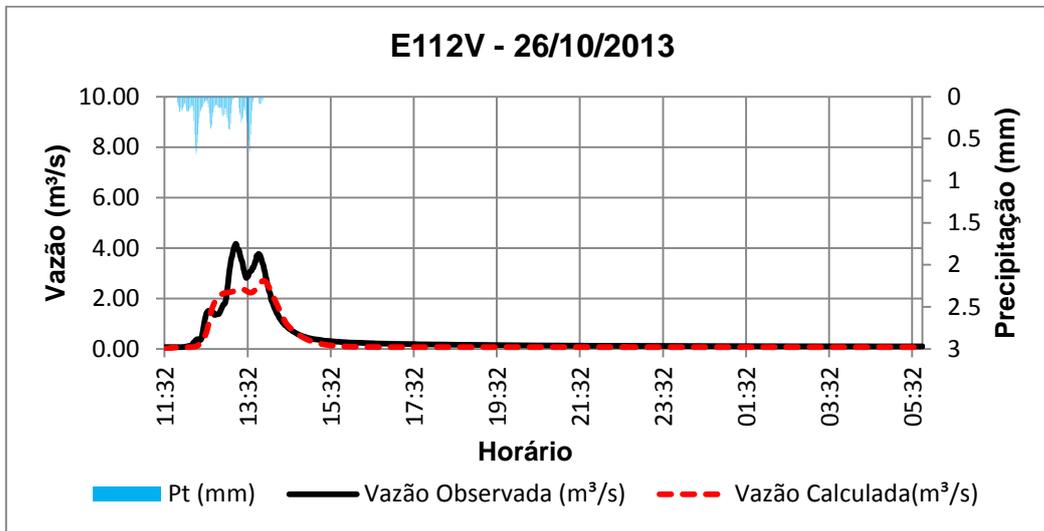
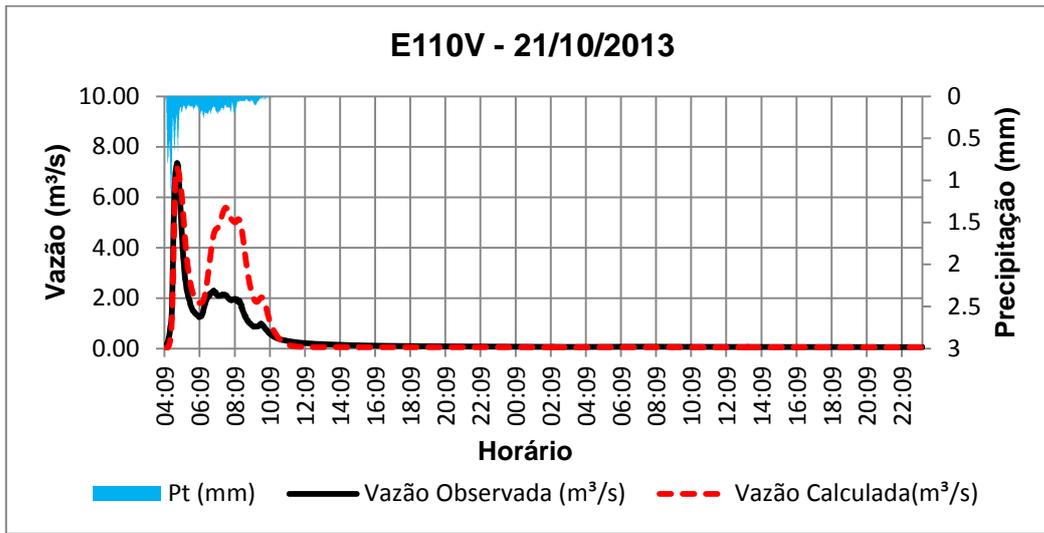


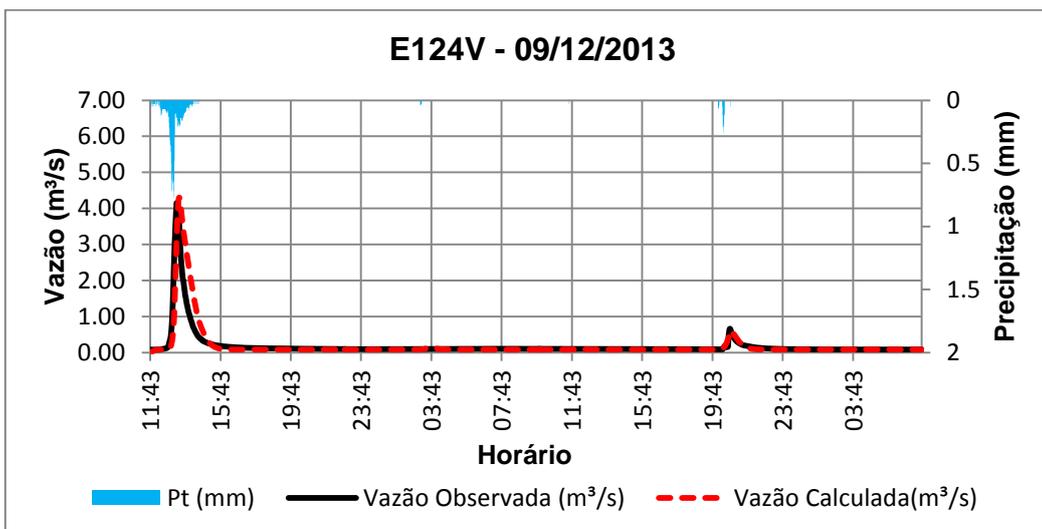
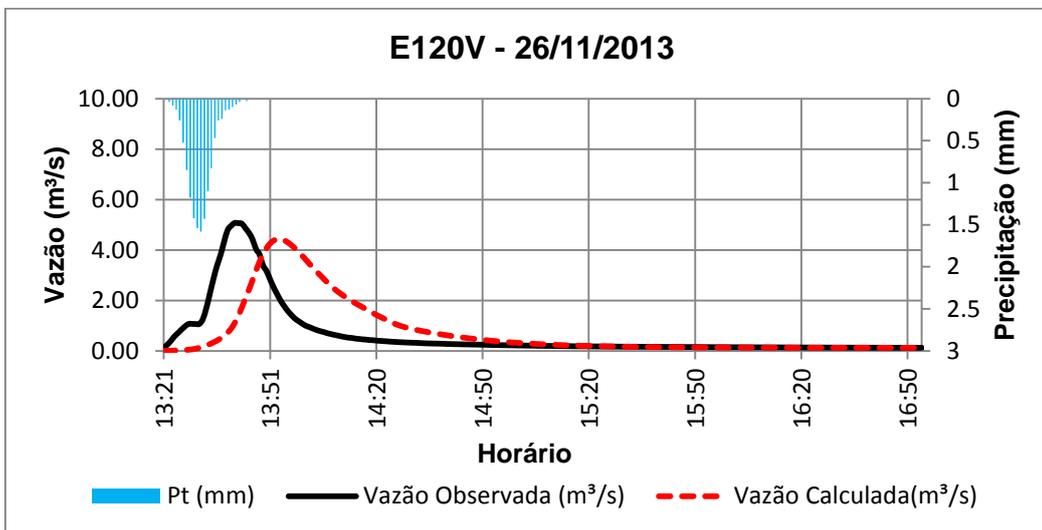
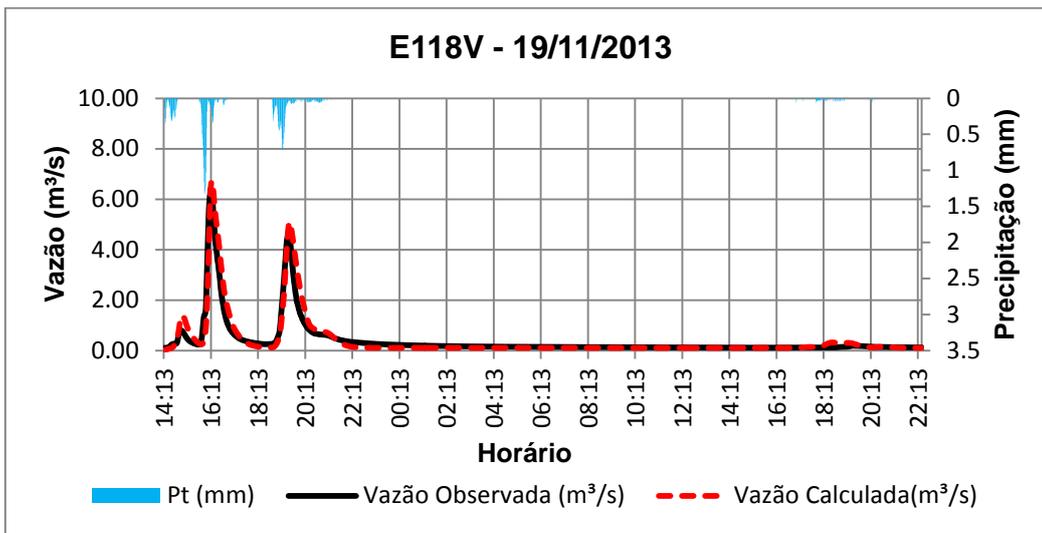
APÊNDICE B – HIDROGRAMAS DOS EVENTOS VALIDADOS

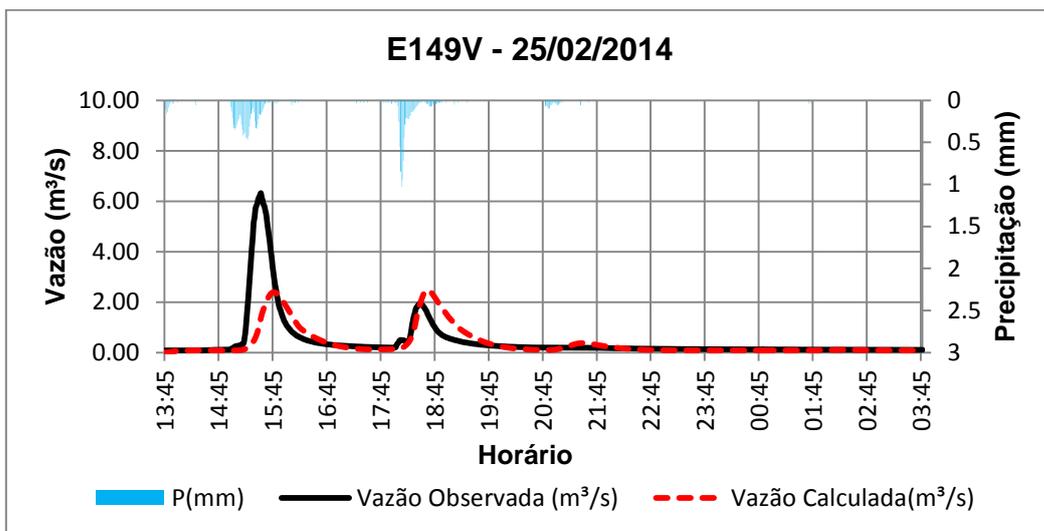
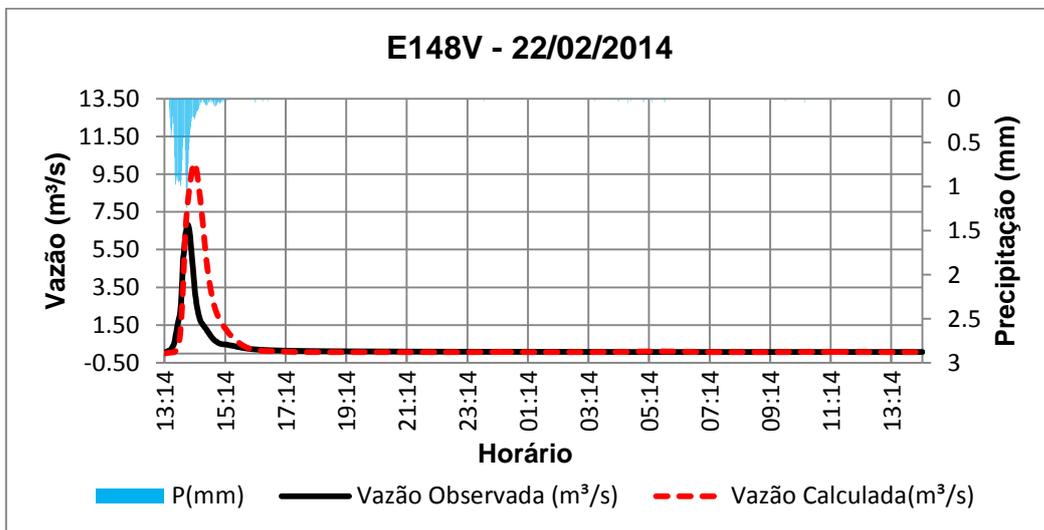
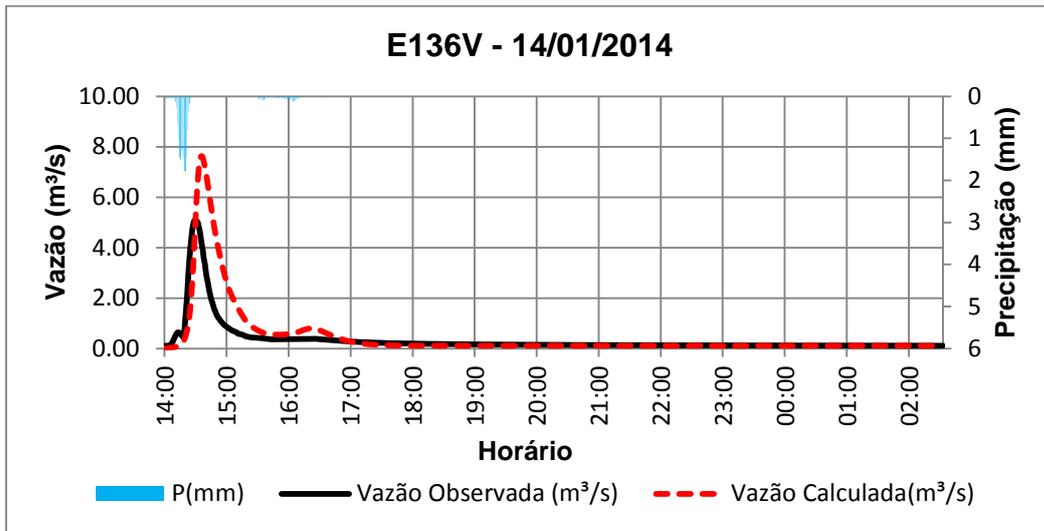


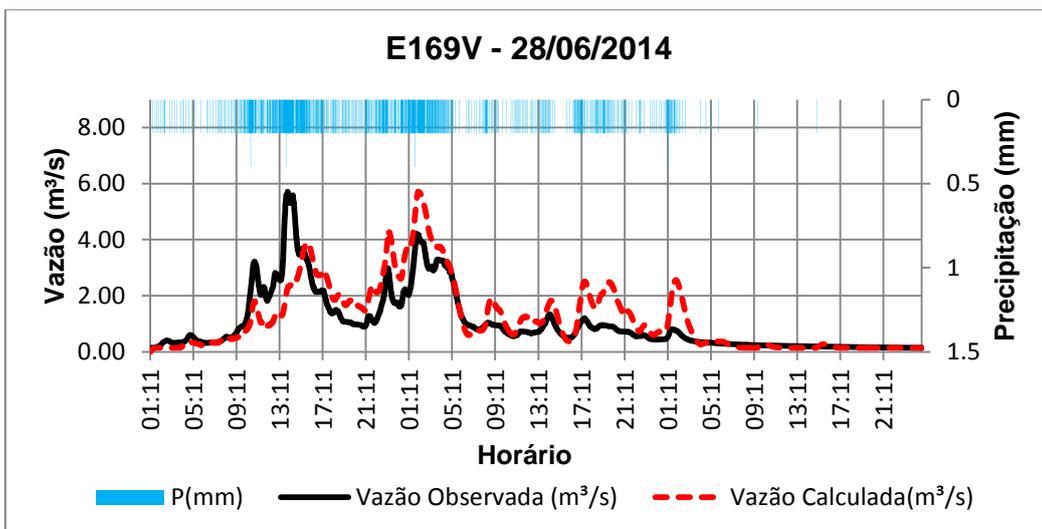
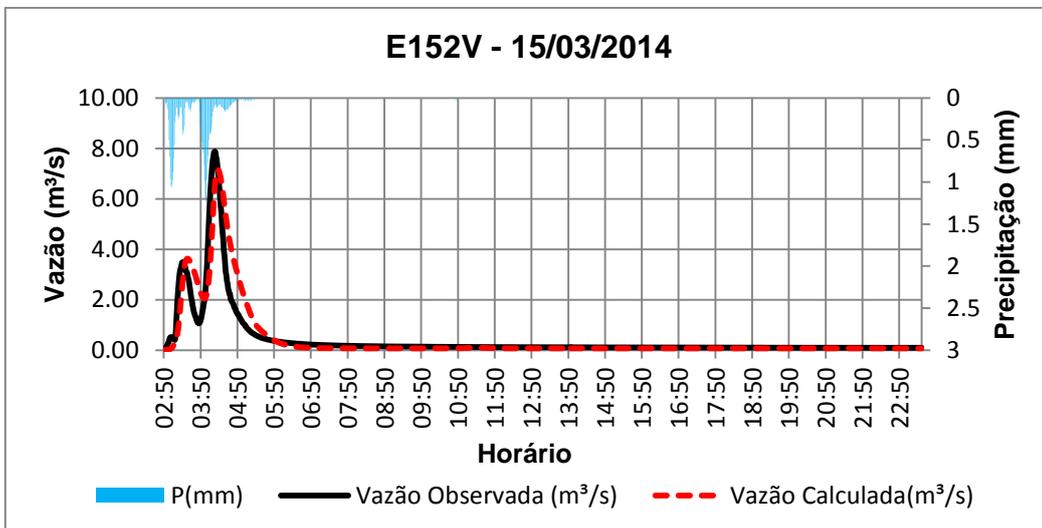
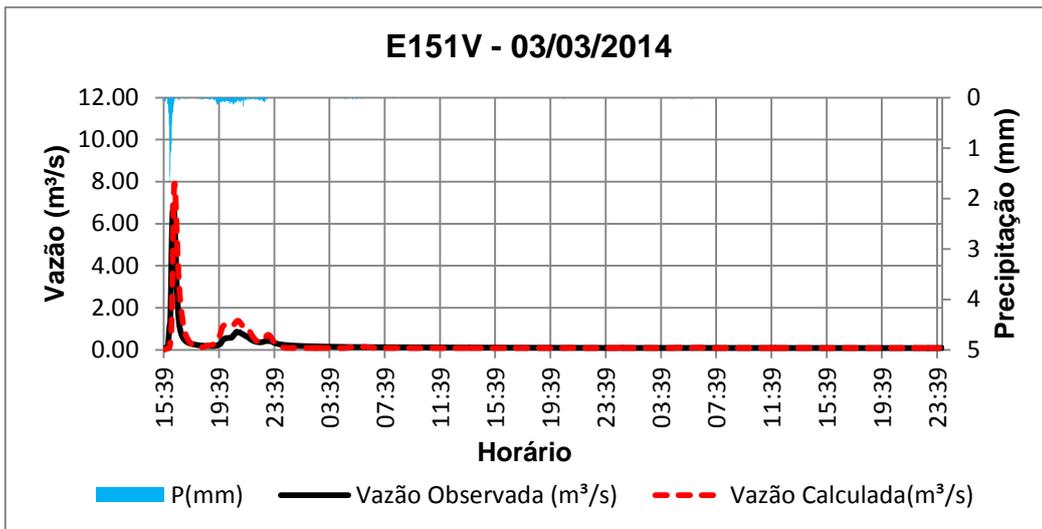


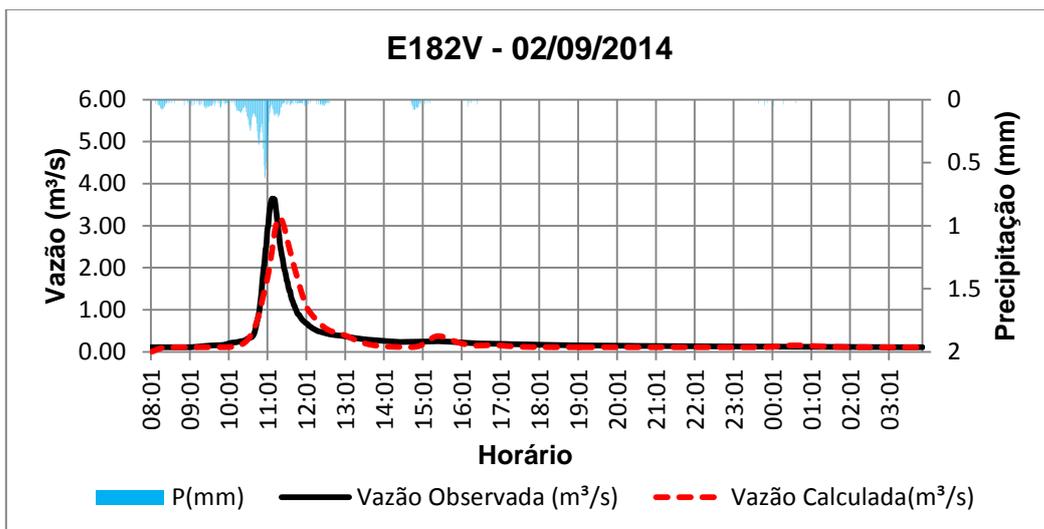
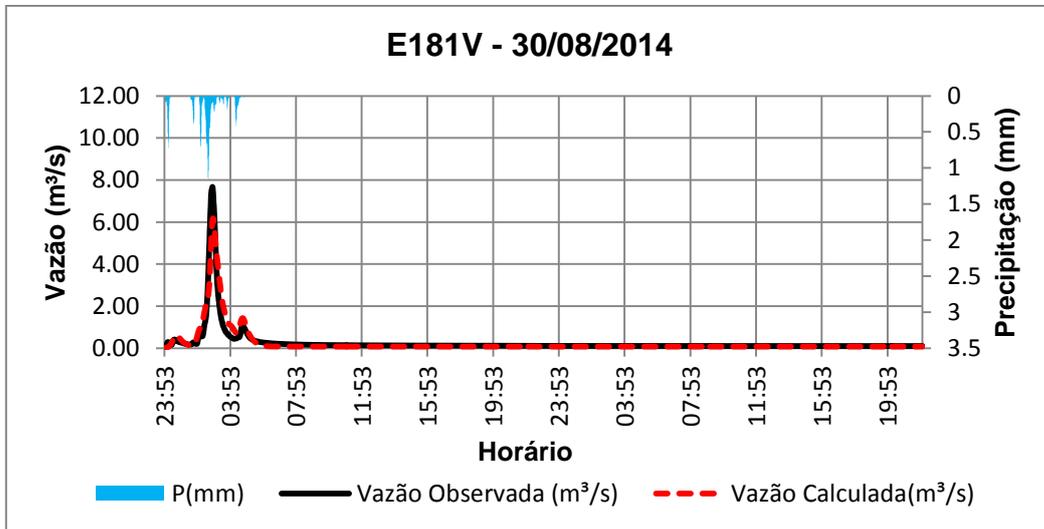
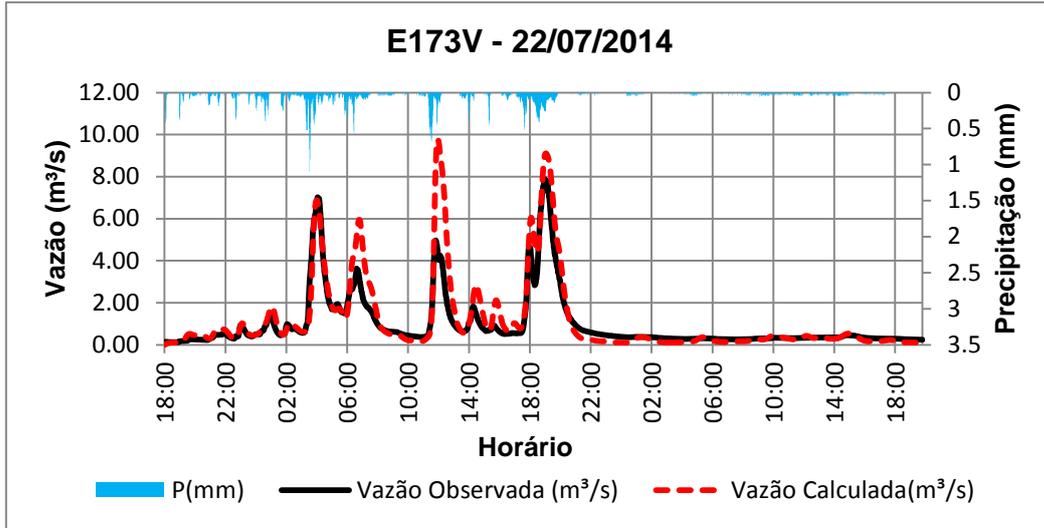


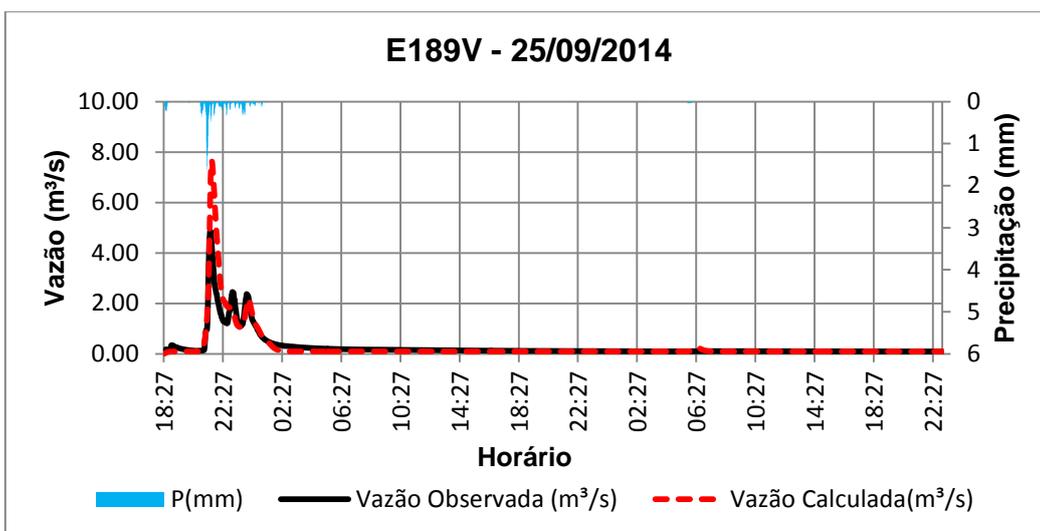
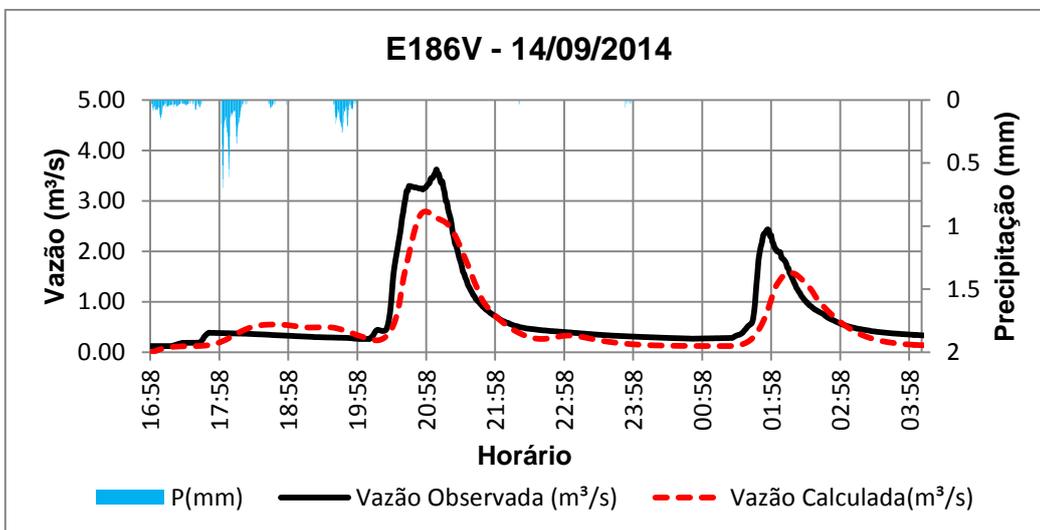
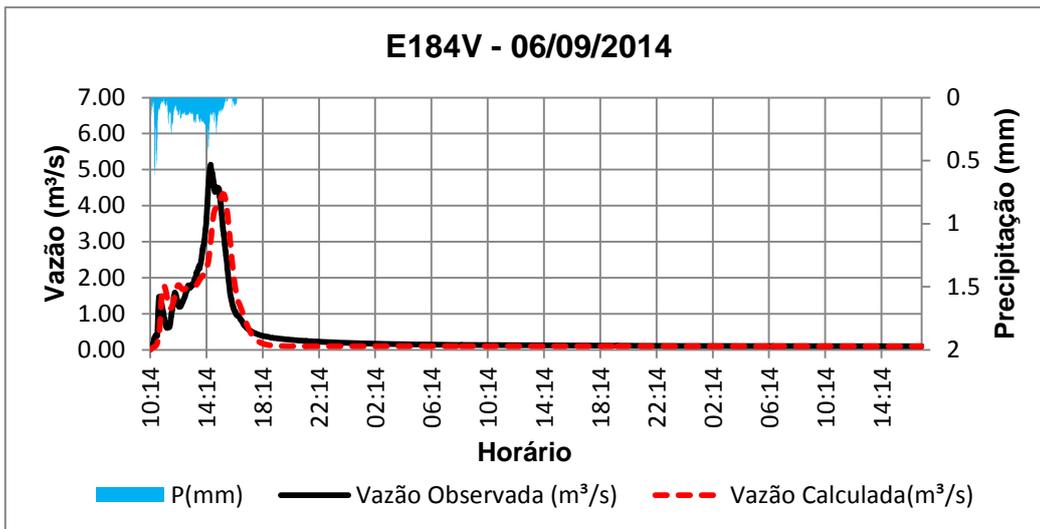


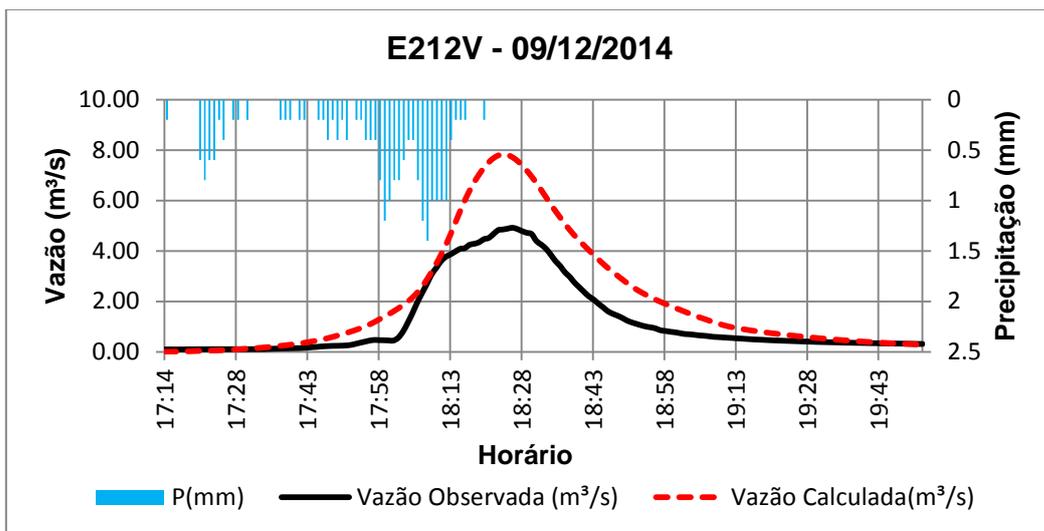
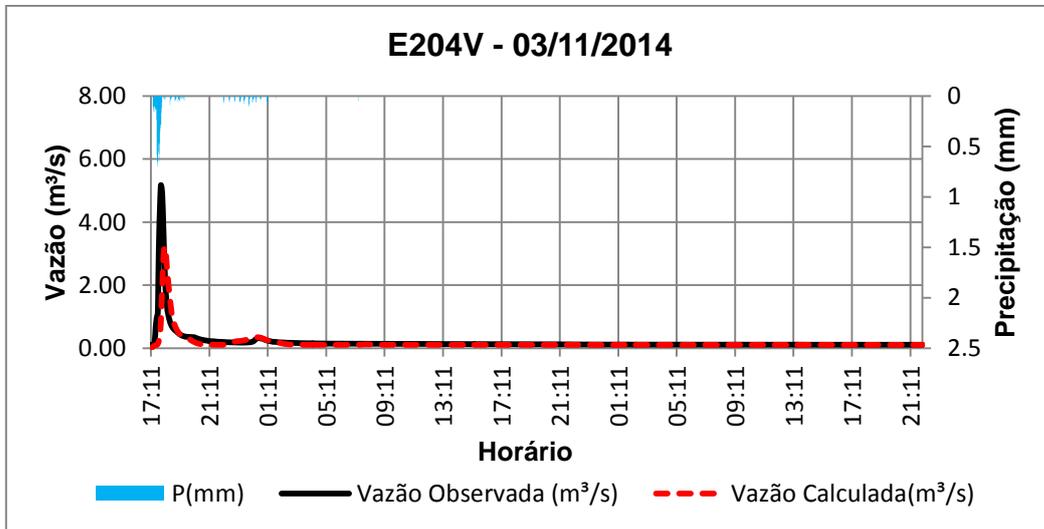
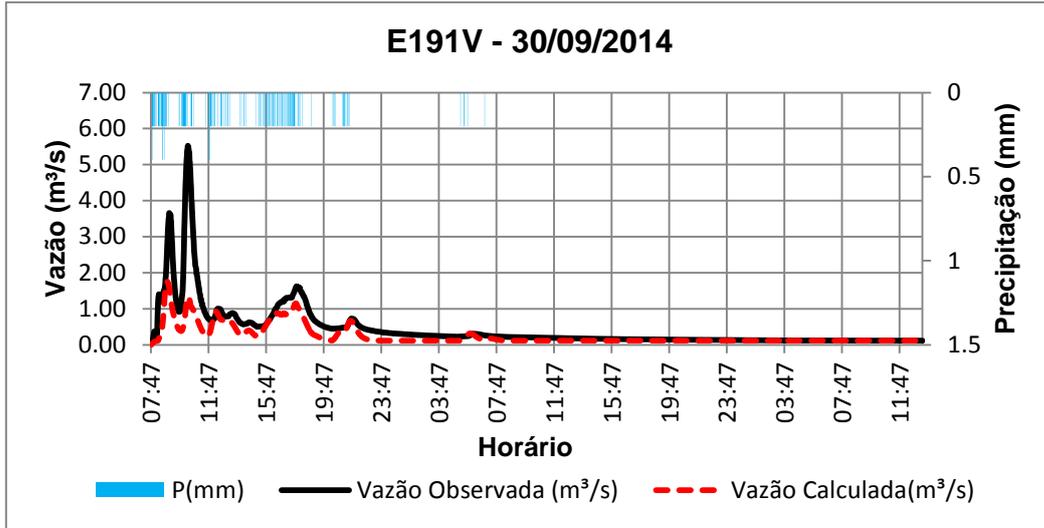


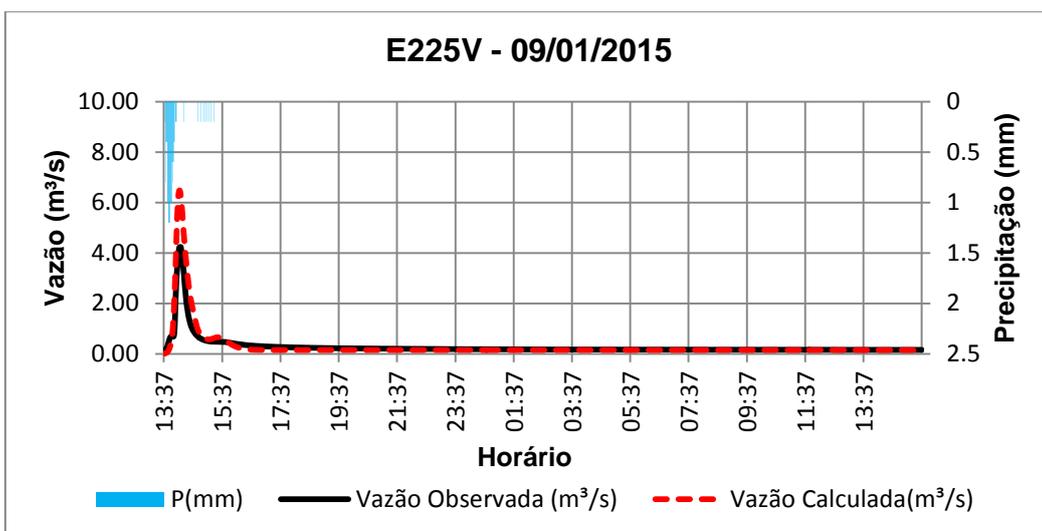
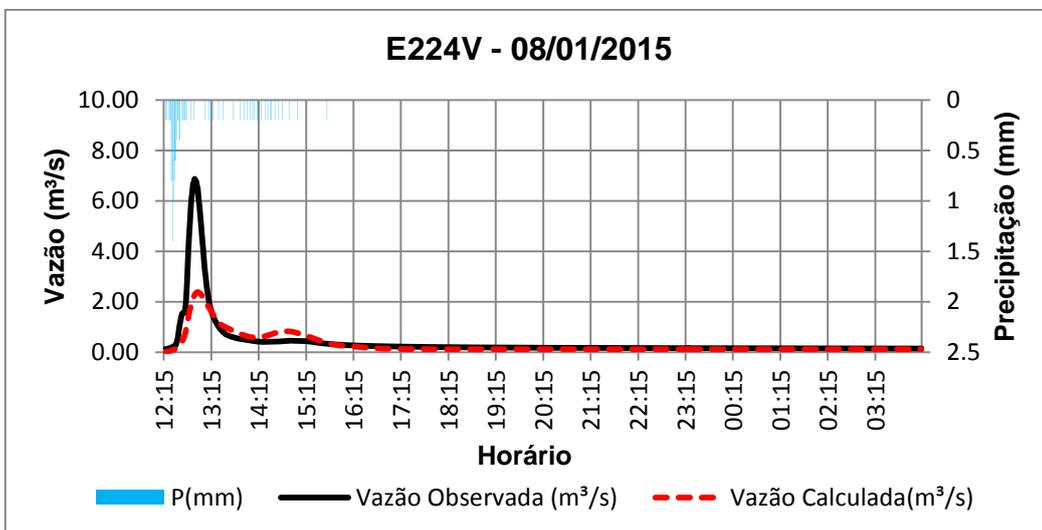
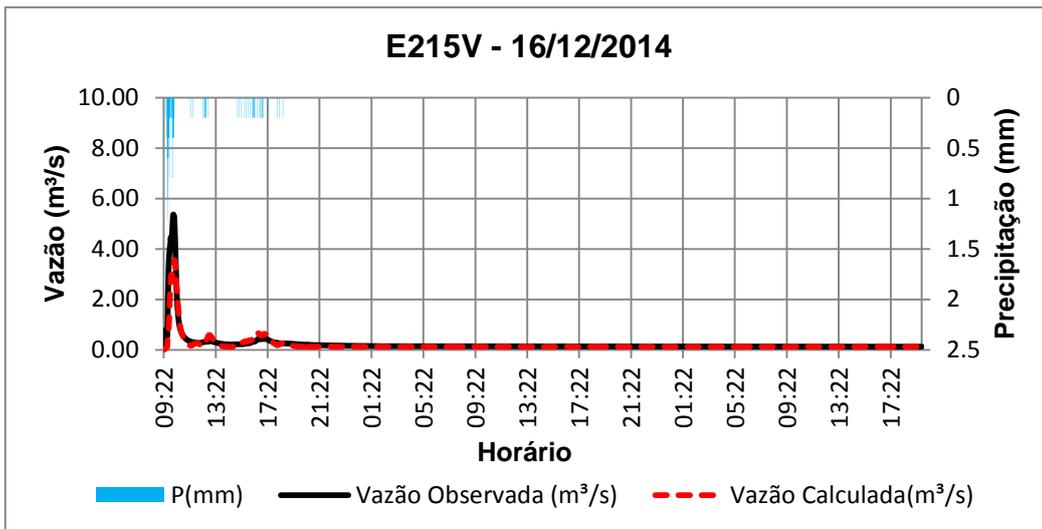


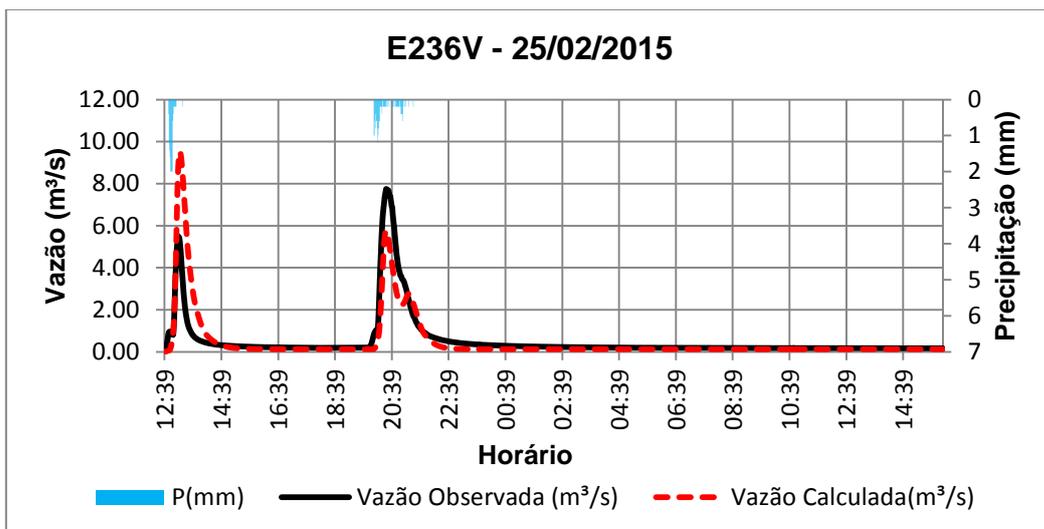
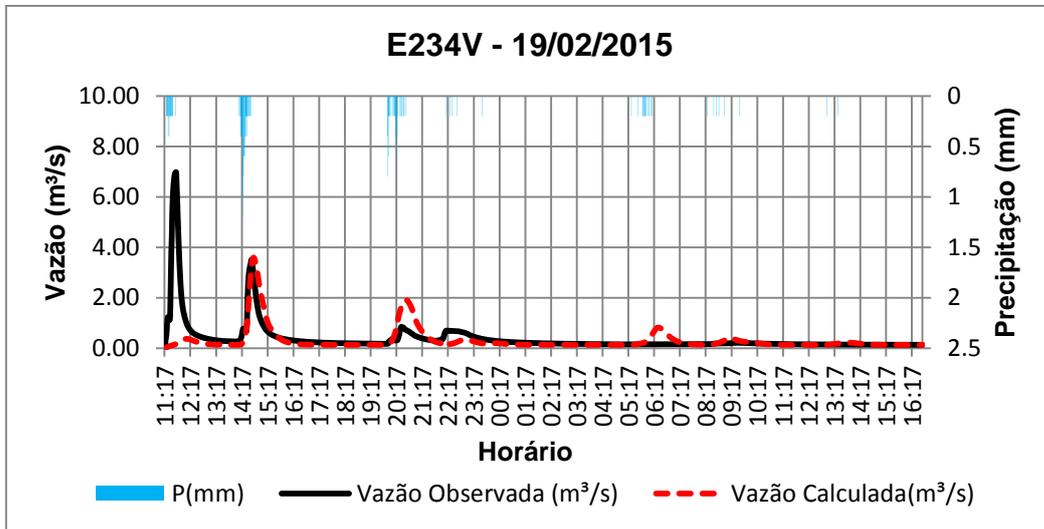
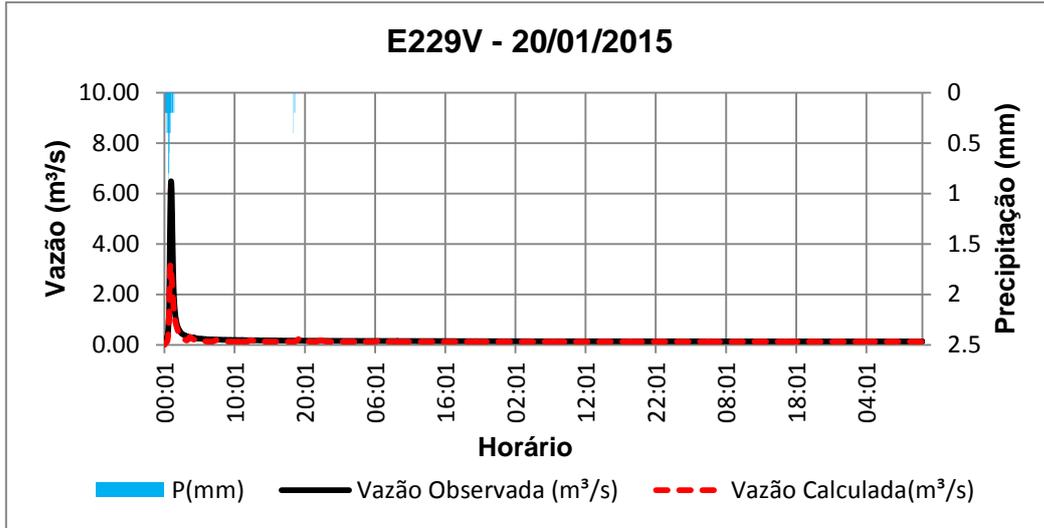


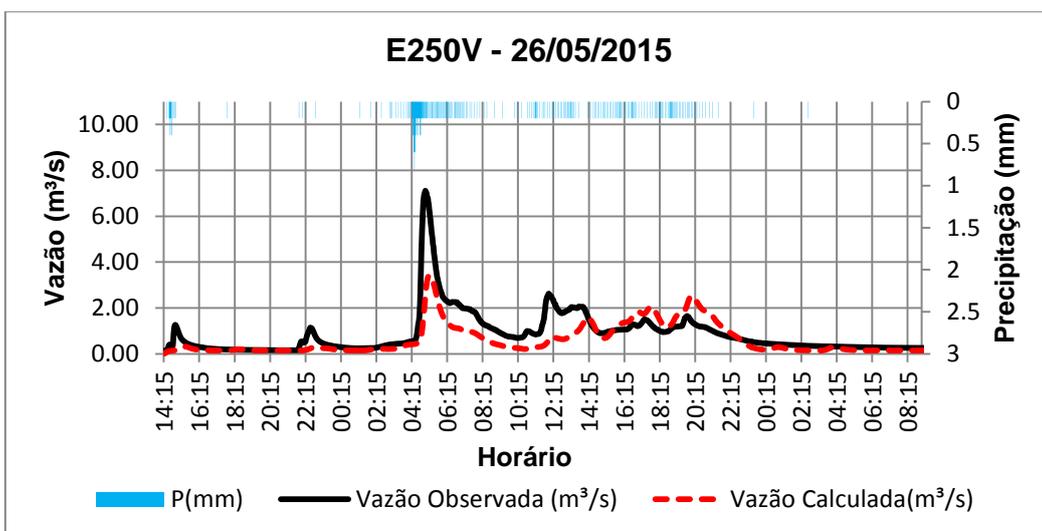
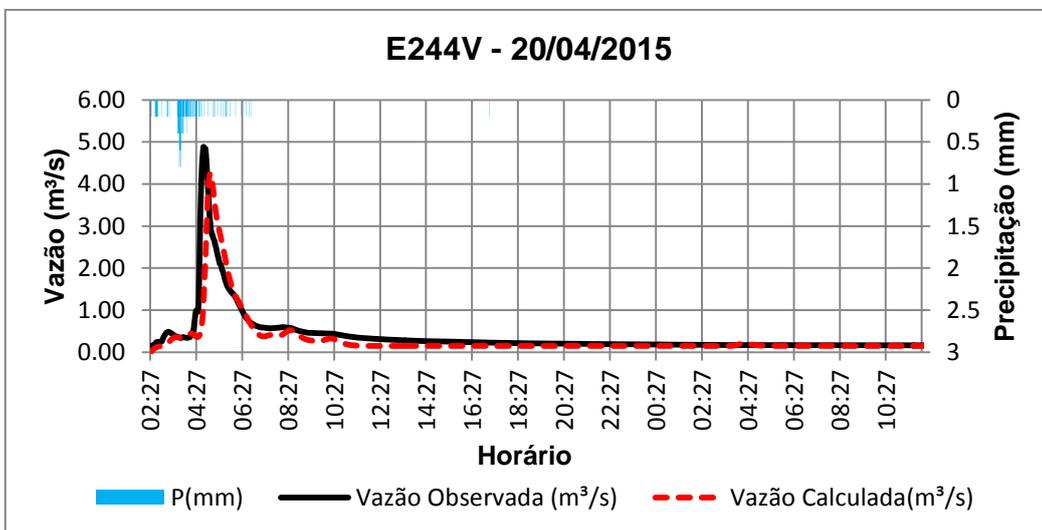
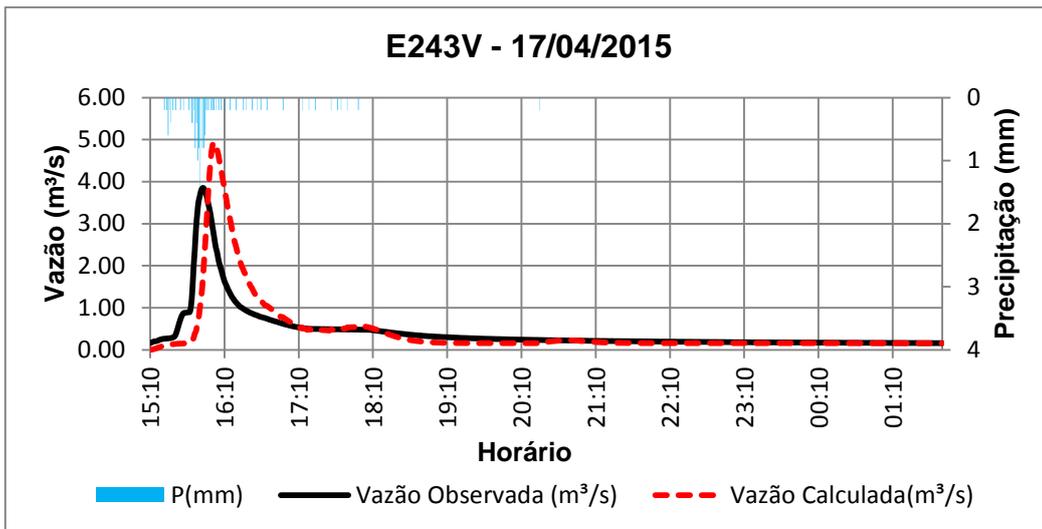


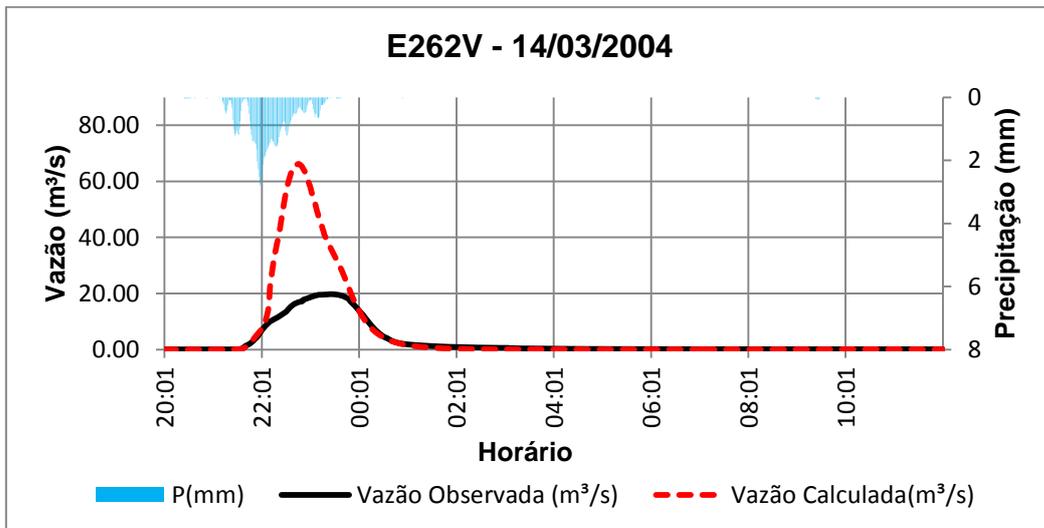
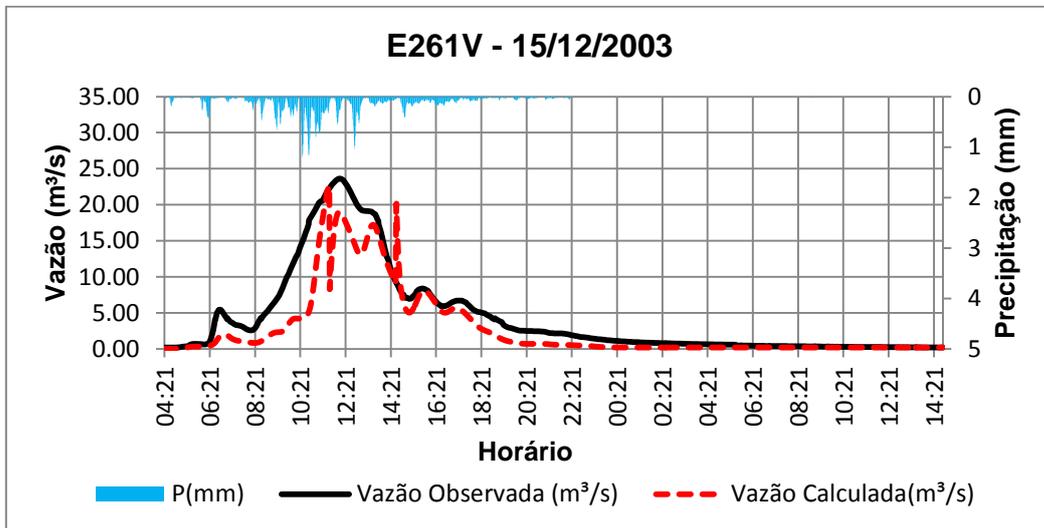
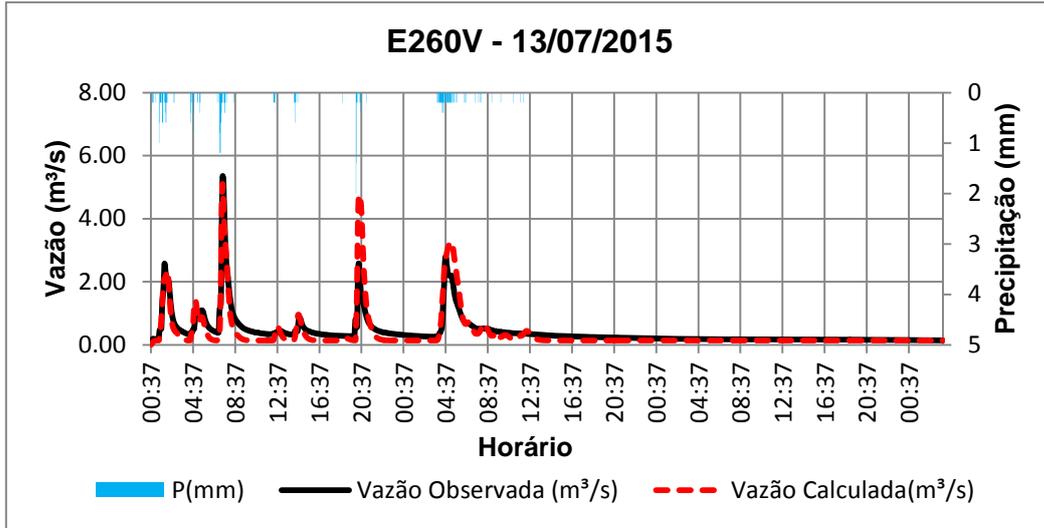


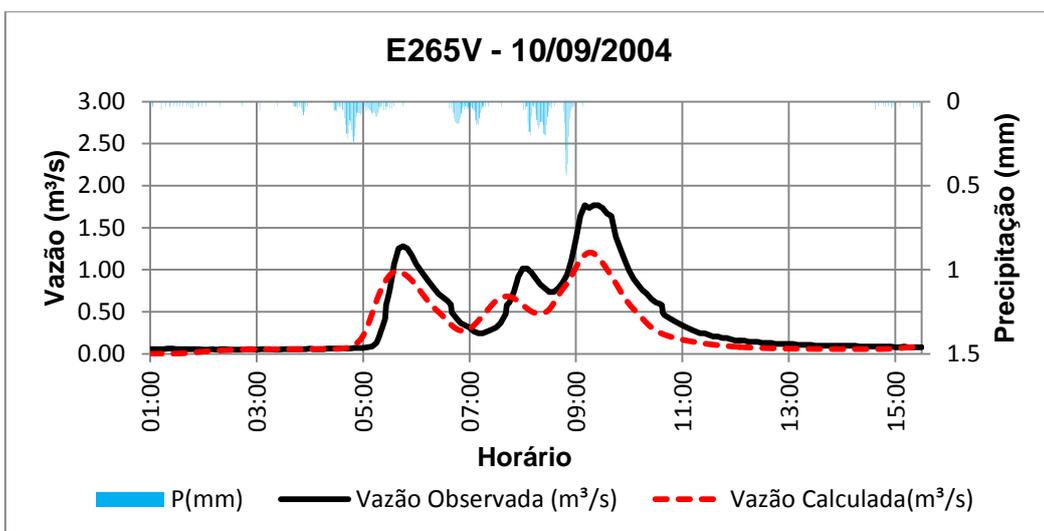
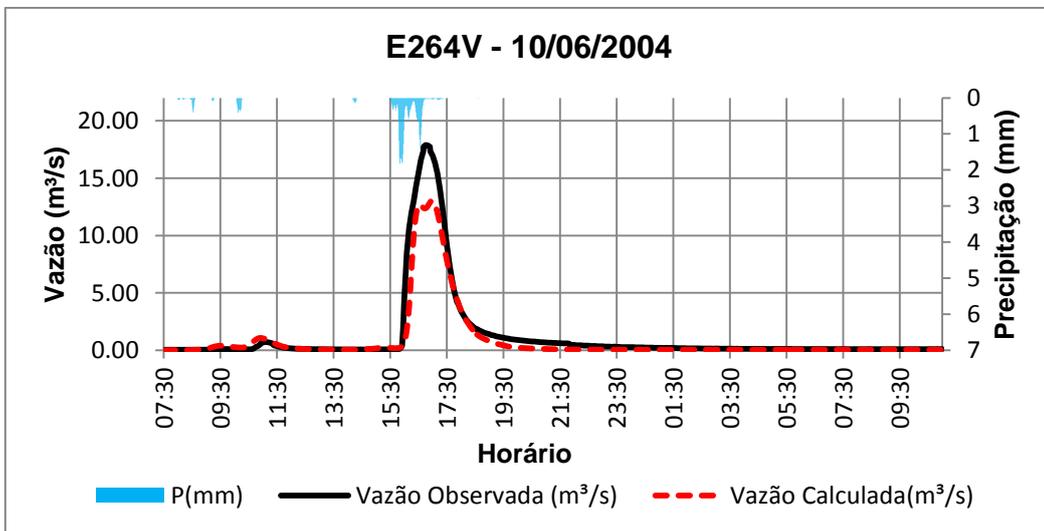
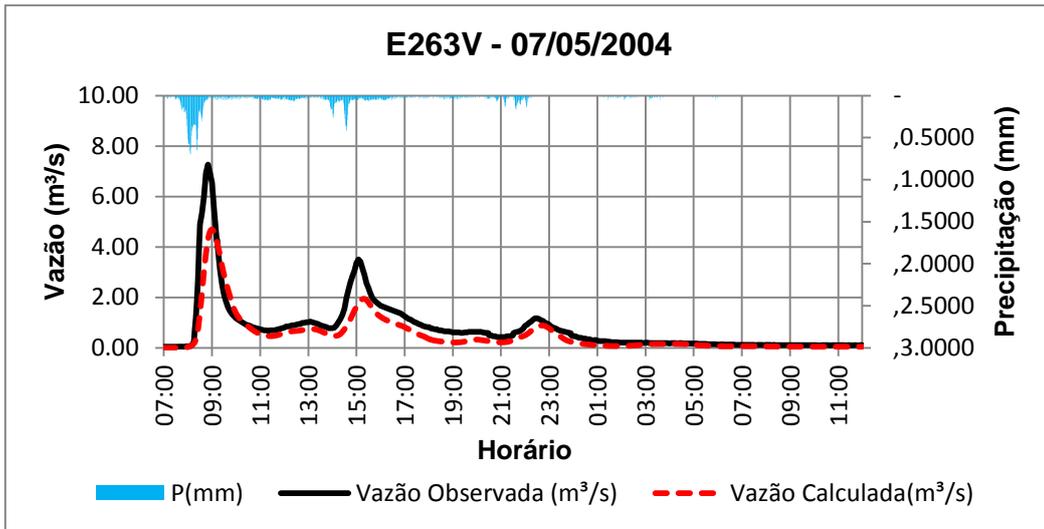


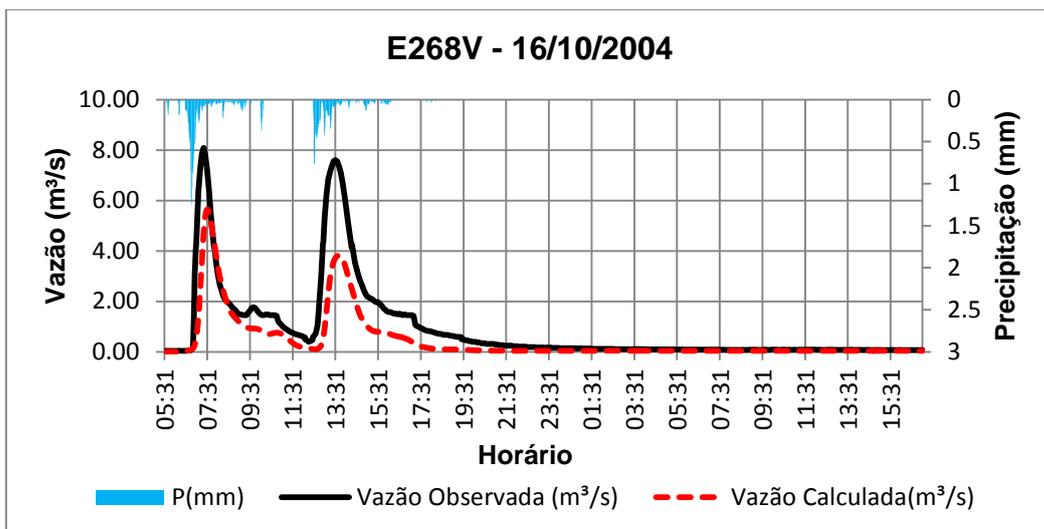
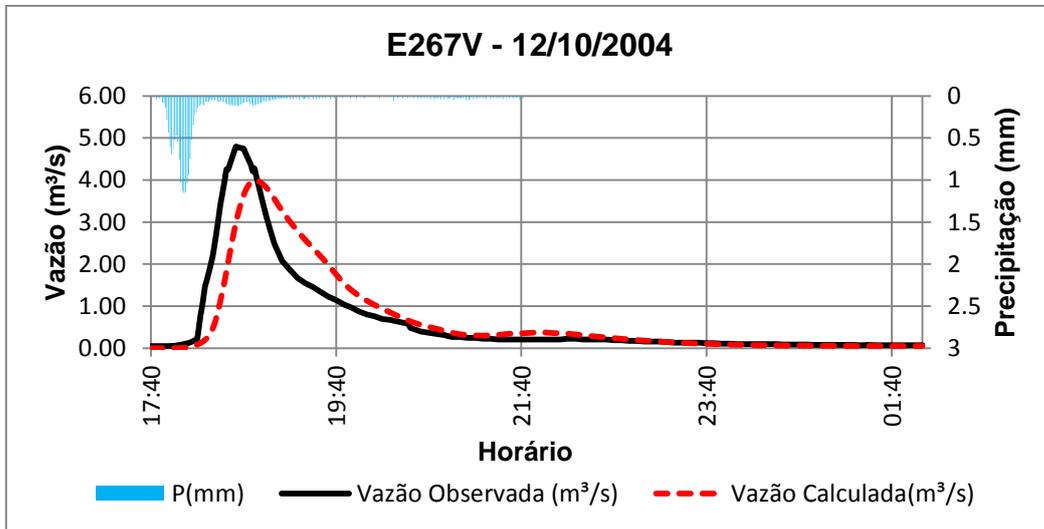
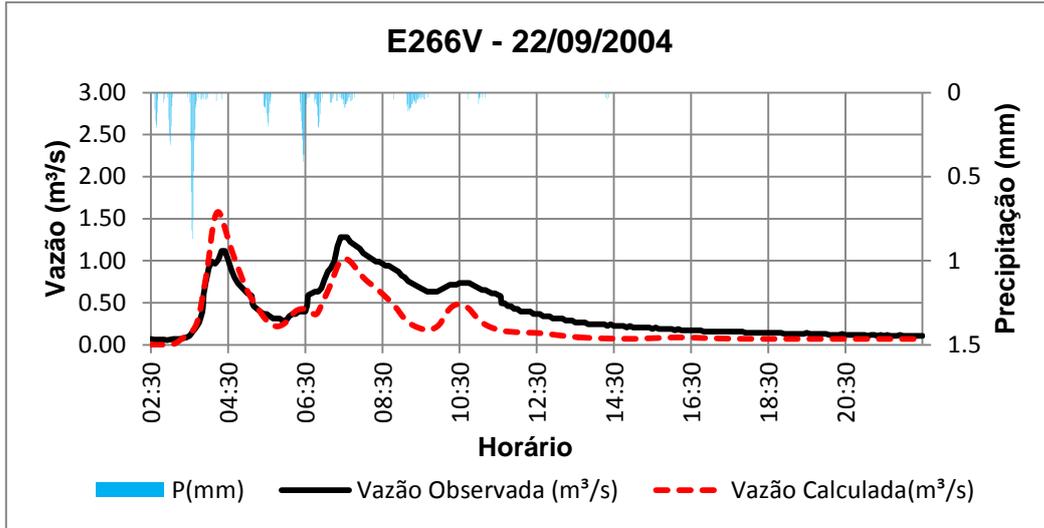


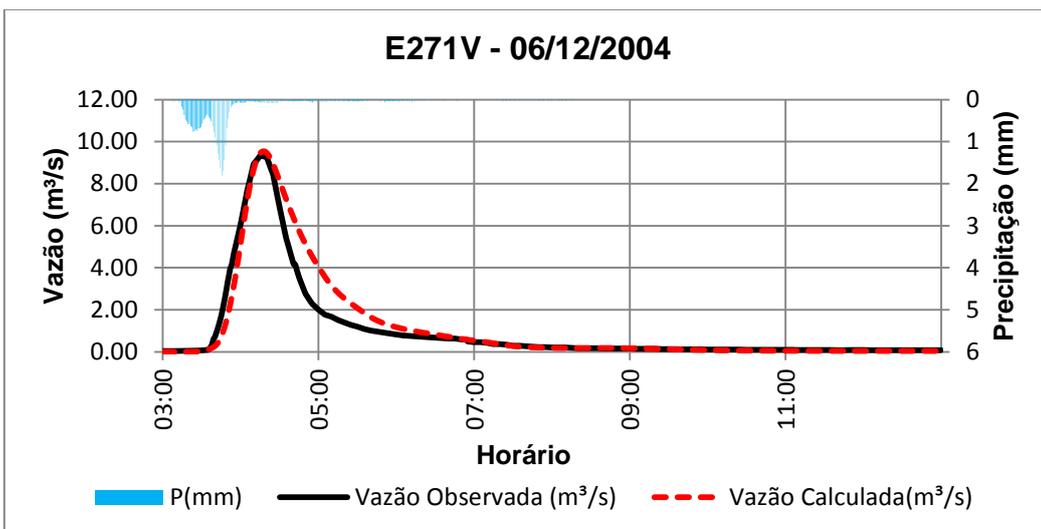
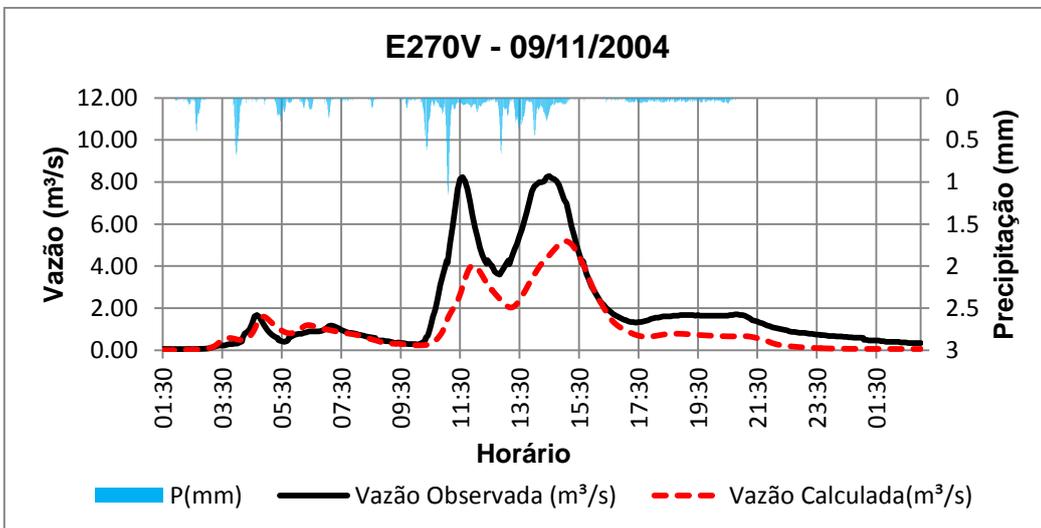
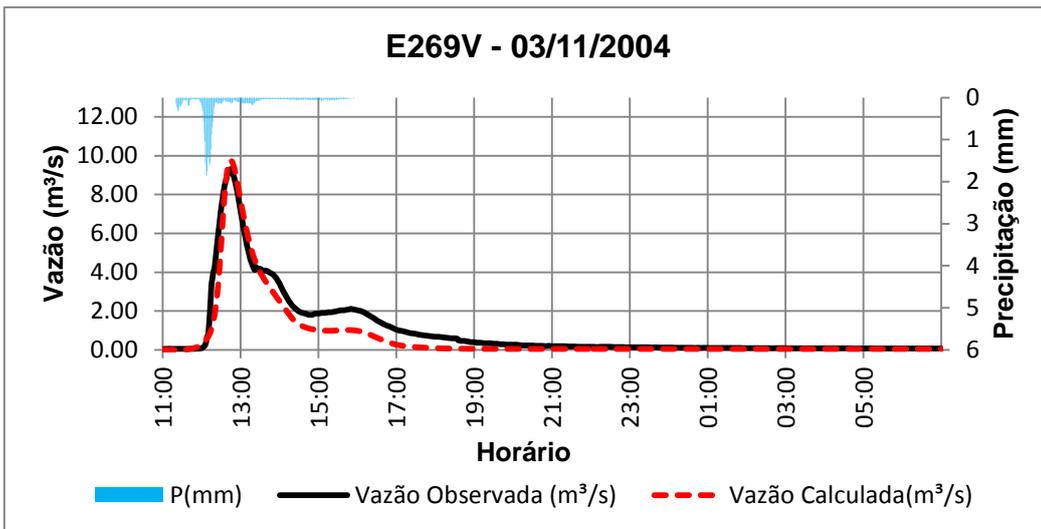












APÊNDICE C – PLANILHAS PARA O CÁLCULO DA CURVA DE REMANSO

Determinação da curva de remanso do evento E261 pelo Direct Step Method (DST):

| y (m) | A (m ²) | $P_{moldado}$ (m) | R_h (m) | V (m/s) | E (m) | ΔE (m) | \bar{y} | \bar{A} | \bar{R}_h | J_1 (m/m) | J_2 (m/m) | \bar{J} | Δx (m) | L (m) |
|---------|-----------------------|-------------------|-----------|-----------|---------|----------------|-------------|-----------|-------------|-------------|-------------|-----------|----------------|------------------|
| y1 | 2.83 | 19.958 | 12.23 | 1.63 | 1.13 | 2.90 | 2.8956097 | 2.83 | 19.96 | 1.63 | 0.0004 | - | - | - |
| y2 | 2.80 | 19.6496 | 12.14 | 1.62 | 1.15 | 2.87 | - 0.0279057 | 2.82 | 19.80 | 1.63 | 0.0004 | 0.0004 | 0.0004 | - 15.28 - 15.28 |
| y3 | 2.75 | 19.1537 | 11.99 | 1.60 | 1.18 | 2.82 | - 0.0464684 | 2.78 | 19.40 | 1.61 | 0.0004 | 0.0004 | 0.0004 | - 25.60 - 40.88 |
| y4 | 2.70 | 18.6651 | 11.85 | 1.58 | 1.21 | 2.78 | - 0.0462217 | 2.73 | 18.91 | 1.59 | 0.0004 | 0.0004 | 0.0004 | - 25.66 - 66.54 |
| y5 | 2.65 | 18.1836 | 11.71 | 1.55 | 1.25 | 2.73 | - 0.0459747 | 2.68 | 18.42 | 1.56 | 0.0004 | 0.0005 | 0.0004 | - 25.75 - 92.29 |
| y6 | 2.60 | 17.7092 | 11.57 | 1.53 | 1.28 | 2.68 | - 0.0457086 | 2.63 | 17.95 | 1.54 | 0.0004 | 0.0005 | 0.0004 | - 25.85 - 118.13 |
| y7 | 2.55 | 17.2420 | 11.42 | 1.51 | 1.31 | 2.64 | - 0.0454229 | 2.58 | 17.48 | 1.52 | 0.0004 | 0.0005 | 0.0004 | - 25.96 - 144.09 |
| y8 | 2.50 | 16.7802 | 11.28 | 1.49 | 1.35 | 2.59 | - 0.0450949 | 2.53 | 17.01 | 1.50 | 0.0004 | 0.0006 | 0.0005 | - 26.07 - 170.16 |
| y9 | 2.45 | 16.3227 | 11.14 | 1.46 | 1.39 | 2.55 | - 0.0447243 | 2.48 | 16.55 | 1.48 | 0.0004 | 0.0006 | 0.0005 | - 26.19 - 196.35 |
| y10 | 2.40 | 15.8698 | 11.00 | 1.44 | 1.43 | 2.50 | - 0.0443215 | 2.43 | 16.10 | 1.45 | 0.0004 | 0.0007 | 0.0005 | - 26.33 - 222.68 |
| y11 | 2.35 | 15.4212 | 10.86 | 1.42 | 1.47 | 2.46 | - 0.0438751 | 2.38 | 15.65 | 1.43 | 0.0004 | 0.0007 | 0.0005 | - 26.48 - 249.16 |
| y12 | 2.30 | 14.9772 | 10.72 | 1.40 | 1.51 | 2.42 | - 0.0433879 | 2.33 | 15.20 | 1.41 | 0.0004 | 0.0008 | 0.0006 | - 26.66 - 275.82 |
| y13 | 2.25 | 14.5375 | 10.58 | 1.37 | 1.56 | 2.37 | - 0.0428459 | 2.28 | 14.76 | 1.39 | 0.0004 | 0.0008 | 0.0006 | - 26.87 - 302.69 |
| y18 | 2.20 | 14.1017 | 10.43 | 1.35 | 1.61 | 2.33 | - 0.0422388 | 2.23 | 14.32 | 1.36 | 0.0004 | 0.0009 | 0.0006 | - 27.10 - 329.79 |
| y19* | 2.17 | 13.8415 | 10.35 | 1.34 | 1.64 | 2.31 | - 0.0250126 | 2.19 | 13.97 | 1.34 | 0.0004 | 0.0010 | 0.0007 | - 16.38 - 346.18 |
| y20 | 2.15 | 13.6687 | 10.29 | 1.33 | 1.66 | 2.29 | - 0.0165293 | 2.16 | 13.76 | 1.33 | 0.0004 | 0.0010 | 0.0007 | - 10.98 - 357.16 |
| y21 | 2.10 | 13.2403 | 10.14 | 1.31 | 1.71 | 2.25 | - 0.0408019 | 2.13 | 13.45 | 1.32 | 0.0004 | 0.0011 | 0.0007 | - 27.69 - 384.85 |
| y22 | 2.05 | 12.8172 | 10.00 | 1.28 | 1.77 | 2.21 | - 0.0399955 | 2.08 | 13.03 | 1.29 | 0.0004 | 0.0012 | 0.0008 | - 28.10 - 412.95 |
| y23 | 2.00 | 12.3994 | 9.86 | 1.26 | 1.83 | 2.17 | - 0.0390989 | 2.03 | 12.61 | 1.27 | 0.0004 | 0.0013 | 0.0008 | - 28.59 - 441.54 |
| y24 | 1.95 | 11.9867 | 9.71 | 1.23 | 1.89 | 2.13 | - 0.0380937 | 1.98 | 12.19 | 1.25 | 0.0004 | 0.0014 | 0.0009 | - 29.19 - 470.72 |
| y25 | 1.90 | 11.5794 | 9.57 | 1.21 | 1.96 | 2.09 | - 0.0369793 | 1.93 | 11.78 | 1.22 | 0.0004 | 0.0016 | 0.0010 | - 29.94 - 500.67 |
| y26 | 1.85 | 11.1773 | 9.42 | 1.19 | 2.03 | 2.06 | - 0.0357242 | 1.88 | 11.38 | 1.20 | 0.0004 | 0.0017 | 0.0010 | - 30.90 - 531.57 |

| | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------|------|---------|------|------|------|------|-------------|------|-------|------|--------|--------|--------|---------|----------|
| y27 | 1.80 | 10.7795 | 9.28 | 1.16 | 2.10 | 2.02 | - 0.0342759 | 1.83 | 10.98 | 1.17 | 0.0004 | 0.0019 | 0.0011 | - 32.13 | - 563.70 |
| y28 | 1.75 | 10.3887 | 9.14 | 1.14 | 2.18 | 1.99 | - 0.0327606 | 1.78 | 10.58 | 1.15 | 0.0004 | 0.0021 | 0.0012 | - 33.92 | - 597.63 |
| y29** | 1.70 | 10.0015 | 9.00 | 1.11 | 2.26 | 1.96 | - 0.0315919 | 1.73 | 10.20 | 1.12 | 0.0004 | 0.0023 | 0.0013 | - 37.04 | - 634.67 |

*Profundidade na qual ocorre o extravasamento da calha;

**Profundidade normal

y = profundidade da seção;

A = área da seção;

$P_{molhado}$ = Perímetro molhado do trapézio equivalente;

R_h = Raio hidráulico;

V = velocidade média na seção;

E = energia específica na seção;

ΔE = variação na energia específica;

\bar{y} = profundidade média das seções de montante e jusante;

\bar{A} = área média das seções de montante e jusante;

\bar{R}_h = raio hidráulico médio das seções de montante e jusante;

J_1 = declividade da linha de energia da seção de montante

J_2 = declividade da linha de energia da seção;

J = declividade média da linha de energia das seções de montante e jusante;

Δx = variação longitudinal no trecho;

$L(m)$ = comprimento total da curva de remanso para a profundidade em questão.

Determinação da curva de remanso do evento E262 pelo Direct Step Method (DST):

| y (m) | A (m ²) | $P_{molhado}$ (m) | R_h (m) | V (m/s) | E (m) | ΔE (m) | \bar{y} | \bar{A} | \bar{R}_h | J_1 (m/m) | J_2 (m/m) | \bar{J} | Δx (m) | L (m) | |
|---------|-----------------------|-------------------|-----------|-----------|---------|----------------|-----------|-----------|-------------|-------------|-------------|-----------|----------------|---------|----------|
| y1 | 2.50 | 16.7802 | 11.28 | 1.49 | 1.20 | 2.573374 | 2.57 | 2.50 | 16.78 | 1.49 | 0.0005 | - | - | - | |
| y2 | 2.45 | 16.3227 | 11.14 | 1.46 | 1.23 | 2.527545 | - 0.05 | 2.48 | 16.55 | 1.48 | 0.0005 | 0.0005 | 0.0005 | - 26.60 | - 26.60 |
| y3 | 2.40 | 15.8698 | 11.00 | 1.44 | 1.27 | 2.482034 | - 0.05 | 2.43 | 16.10 | 1.45 | 0.0005 | 0.0005 | 0.0005 | - 26.85 | - 53.45 |
| y4 | 2.35 | 15.4212 | 10.86 | 1.42 | 1.31 | 2.436876 | - 0.05 | 2.38 | 15.65 | 1.43 | 0.0005 | 0.0006 | 0.0005 | - 27.30 | - 80.75 |
| y5 | 2.30 | 14.9772 | 10.72 | 1.40 | 1.34 | 2.392103 | - 0.04 | 2.33 | 15.20 | 1.41 | 0.0006 | 0.0006 | 0.0006 | - 27.81 | - 108.56 |
| y6 | 2.25 | 14.5375 | 10.58 | 1.37 | 1.38 | 2.347759 | - 0.04 | 2.28 | 14.76 | 1.39 | 0.0006 | 0.0007 | 0.0006 | - 28.41 | - 136.97 |
| y7 | 2.20 | 14.1017 | 10.43 | 1.35 | 1.43 | 2.303895 | - 0.04 | 2.23 | 14.32 | 1.36 | 0.0007 | 0.0007 | 0.0007 | - 29.12 | - 166.08 |
| y8* | 2.17 | 13.8415 | 10.35 | 1.34 | 1.45 | 2.277838 | - 0.03 | 2.19 | 13.97 | 1.34 | 0.0007 | 0.0008 | 0.0007 | - 17.94 | - 184.02 |
| y9 | 2.15 | 13.6687 | 10.29 | 1.33 | 1.47 | 2.260581 | - 0.02 | 2.16 | 13.76 | 1.33 | 0.0008 | 0.0008 | 0.0008 | - 12.23 | - 196.25 |
| y10 | 2.10 | 13.2403 | 10.14 | 1.31 | 1.52 | 2.217853 | - 0.04 | 2.13 | 13.45 | 1.32 | 0.0008 | 0.0009 | 0.0008 | - 31.22 | - 227.47 |
| y11 | 2.05 | 12.8172 | 10.00 | 1.28 | 1.57 | 2.175762 | - 0.04 | 2.08 | 13.03 | 1.29 | 0.0009 | 0.0009 | 0.0009 | - 32.28 | - 259.75 |
| y12 | 2.00 | 12.3994 | 9.86 | 1.26 | 1.62 | 2.13438 | - 0.04 | 2.03 | 12.61 | 1.27 | 0.0009 | 0.0010 | 0.0010 | - 33.91 | - 293.66 |

| | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------|------|---------|------|------|------|----------|--------|------|-------|------|--------|--------|--------|----------|----------|
| y13 | 1.95 | 11.9867 | 9.71 | 1.23 | 1.68 | 2.093793 | - 0.04 | 1.98 | 12.19 | 1.25 | 0.0010 | 0.0011 | 0.0011 | - 36.02 | - 329.67 |
| y14 | 1.90 | 11.5794 | 9.57 | 1.21 | 1.74 | 2.054087 | - 0.04 | 1.93 | 11.78 | 1.22 | 0.0011 | 0.0012 | 0.0012 | - 38.85 | - 368.53 |
| y15 | 1.85 | 11.1773 | 9.42 | 1.19 | 1.80 | 2.015372 | - 0.04 | 1.88 | 11.38 | 1.20 | 0.0012 | 0.0014 | 0.0013 | - 42.82 | - 411.35 |
| y16 | 1.80 | 10.7795 | 9.28 | 1.16 | 1.87 | 1.977803 | - 0.04 | 1.83 | 10.98 | 1.17 | 0.0014 | 0.0015 | 0.0014 | - 48.72 | - 460.07 |
| y17 | 1.75 | 10.3887 | 9.14 | 1.14 | 1.94 | 1.941432 | - 0.04 | 1.78 | 10.58 | 1.15 | 0.0015 | 0.0017 | 0.0016 | - 58.60 | - 518.68 |
| y18 | 1.70 | 10.0015 | 9.00 | 1.11 | 2.01 | 1.905985 | - 0.04 | 1.73 | 10.20 | 1.12 | 0.0017 | 0.0018 | 0.0017 | - 78.51 | - 597.18 |
| y19** | 1.65 | 9.6201 | 8.85 | 1.09 | 2.09 | 1.873243 | - 0.03 | 1.68 | 9.82 | 1.10 | 0.0018 | 0.0020 | 0.0019 | - 126.46 | - 723.64 |

*Profundidade na qual ocorre o extravasamento da calha;

**Profundidade normal

y = profundidade da seção;

A = área da seção;

$P_{molhado}$ = Perímetro molhado do trapézio equivalente;

R_h = Raio hidráulico;

V = velocidade média na seção;

E = energia específica na seção;

ΔE = variação na energia específica;

\bar{y} = profundidade média das seções de montante e jusante;

\bar{A} = área média das seções de montante e jusante;

\bar{R}_h = raio hidráulico médio das seções de montante e jusante;

J_1 = declividade da linha de energia da seção de montante

J_2 = declividade da linha de energia da seção;

J = declividade média da linha de energia das seções de montante e jusante;

Δx = variação longitudinal no trecho;

L(m) = comprimento total da curva de remanso para a profundidade em questão.

Determinação da curva de remanso do evento E264 pelo Direct Step Method (DST):

| y (m) | A (m ²) | $P_{molhado}$ (m) | R_h (m) | V (m/s) | E (m) | ΔE (m) | \bar{y} | \bar{A} | \bar{R}_h | J_1 (m/m) | J_2 (m/m) | \bar{J} | Δx (m) | L(m) | |
|-------|---------------------|-------------------|-----------|---------|-------|----------------|-----------|-----------|-------------|-------------|-------------|-----------|----------------|---------|----------|
| y1 | 2.25 | 14.5375 | 10.58 | 1.37 | 1.23 | 2.327559 | 2.33 | 2.25 | 14.54 | 1.37 | 0.0005 | - | - | - | |
| y2 | 2.20 | 14.1017 | 10.43 | 1.35 | 1.27 | 2.282427 | - 0.05 | 2.23 | 14.32 | 1.36 | 0.0005 | 0.0006 | 0.0006 | - 27.54 | - 27.54 |
| y3* | 2.17 | 13.8415 | 10.35 | 1.34 | 1.30 | 2.255555 | - 0.03 | 2.19 | 13.97 | 1.34 | 0.0006 | 0.0006 | 0.0006 | - 16.72 | - 44.26 |
| y4 | 2.15 | 13.6687 | 10.29 | 1.33 | 1.31 | 2.237731 | - 0.02 | 2.16 | 13.76 | 1.33 | 0.0006 | 0.0006 | 0.0006 | - 11.32 | - 55.58 |
| y5 | 2.10 | 13.2403 | 10.14 | 1.31 | 1.35 | 2.193501 | - 0.04 | 2.13 | 13.45 | 1.32 | 0.0006 | 0.0007 | 0.0007 | - 28.71 | - 84.30 |
| y6 | 2.05 | 12.8172 | 10.00 | 1.28 | 1.40 | 2.149775 | - 0.04 | 2.08 | 13.03 | 1.29 | 0.0007 | 0.0007 | 0.0007 | - 29.36 | - 113.66 |
| y7 | 2.00 | 12.3994 | 9.86 | 1.26 | 1.45 | 2.106613 | - 0.04 | 2.03 | 12.61 | 1.27 | 0.0007 | 0.0008 | 0.0008 | - 30.34 | - 143.99 |

| | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------|------|---------|------|------|------|----------|--------|------|-------|------|--------|--------|--------|----------|----------|
| y8 | 1.95 | 11.9867 | 9.71 | 1.23 | 1.50 | 2.06408 | - 0.04 | 1.98 | 12.19 | 1.25 | 0.0008 | 0.0009 | 0.0009 | - 31.54 | - 175.53 |
| y9 | 1.90 | 11.5794 | 9.57 | 1.21 | 1.55 | 2.022247 | - 0.04 | 1.93 | 11.78 | 1.22 | 0.0009 | 0.0010 | 0.0009 | - 33.06 | - 208.59 |
| y10 | 1.85 | 11.1773 | 9.42 | 1.19 | 1.60 | 1.981201 | - 0.04 | 1.88 | 11.38 | 1.20 | 0.0010 | 0.0011 | 0.0010 | - 35.03 | - 243.62 |
| y11 | 1.80 | 10.7795 | 9.28 | 1.16 | 1.66 | 1.941063 | - 0.04 | 1.83 | 10.98 | 1.17 | 0.0011 | 0.0012 | 0.0011 | - 37.64 | - 281.26 |
| y12 | 1.75 | 10.3887 | 9.14 | 1.14 | 1.73 | 1.901875 | - 0.04 | 1.78 | 10.58 | 1.15 | 0.0012 | 0.0013 | 0.0013 | - 41.38 | - 322.64 |
| y13 | 1.70 | 10.0015 | 9.00 | 1.11 | 1.79 | 1.863421 | - 0.04 | 1.73 | 10.20 | 1.12 | 0.0013 | 0.0015 | 0.0014 | - 47.31 | - 369.95 |
| y14 | 1.65 | 9.6201 | 8.85 | 1.09 | 1.86 | 1.827113 | - 0.04 | 1.68 | 9.82 | 1.10 | 0.0015 | 0.0016 | 0.0015 | - 55.01 | - 424.96 |
| y15 | 1.60 | 9.2421 | 8.70 | 1.06 | 1.94 | 1.791897 | - 0.04 | 1.63 | 9.43 | 1.07 | 0.0016 | 0.0018 | 0.0017 | - 73.00 | - 497.96 |
| y16 | 1.55 | 8.8677 | 8.60 | 1.04 | 2.01 | 1.75505 | - 0.04 | 1.58 | 9.09 | 1.05 | 0.0018 | 0.0020 | 0.0019 | - 127.95 | - 625.92 |
| y17** | 1.54 | 8.7933 | 8.53 | 1.03 | 2.04 | 1.751985 | - 0.00 | 1.55 | 8.87 | 1.04 | 0.0020 | 0.0022 | 0.0021 | - 26.27 | - 652.18 |

*Profundidade na qual ocorre o extravasamento da calha;

**Profundade normal

y = profundidade da seção;

A = área da seção;

$P_{molhado}$ = Perímetro molhado do trapézio equivalente;

R_h = Raio hidráulico;

V = velocidade média na seção;

E = energia específica na seção;

ΔE = variação na energia específica;

\bar{y} = profundidade média das seções de montante e jusante;

\bar{A} = área média das seções de montante e jusante;

\bar{R}_h = raio hidráulico médio das seções de montante e jusante;

J_1 = declividade da linha de energia da seção de montante

J_2 = declividade da linha de energia da seção;

J = declividade média da linha de energia das seções de montante e jusante;

Δx = variação longitudinal no trecho;

L(m) = comprimento total da curva de remanso para a profundidade em questão.

Determinação da curva de remanso do evento E232 pelo Direct Step Method (DST):

| y (m) | A (m ²) | $P_{molhado}$ (m) | R_h (m) | V (m/s) | E (m) | ΔE (m) | \bar{y} | \bar{A} | \bar{R}_h | J_1 (m/m) | J_2 (m/m) | \bar{J} | Δx (m) | L(m) |
|-------|---------------------|-------------------|-----------|---------|-------|----------------|-----------|-----------|-------------|-------------|-------------|-----------|----------------|-----------------|
| y1 | 3.36 | 26.7256 | 14.10 | 1.90 | 1.53 | 3.479375 | 3.48 | 3.36 | 26.73 | 1.90 | 0.0006 | - | - | - |
| y2 | 3.35 | 26.5957 | 14.06 | 1.89 | 1.54 | 3.470544 | - 0.01 | 3.36 | 26.66 | 1.89 | 0.0006 | 0.0006 | 0.0006 | - 5.36 - 5.36 |
| y3 | 3.30 | 25.9462 | 13.90 | 1.87 | 1.58 | 3.426655 | - 0.04 | 3.33 | 26.27 | 1.88 | 0.0006 | 0.0006 | 0.0006 | - 26.83 - 32.19 |
| y4 | 3.25 | 25.2970 | 13.73 | 1.84 | 1.62 | 3.383239 | - 0.04 | 3.28 | 25.62 | 1.86 | 0.0006 | 0.0006 | 0.0006 | - 26.87 - 59.06 |
| y5 | 3.20 | 24.6551 | 13.56 | 1.82 | 1.66 | 3.340267 | - 0.04 | 3.23 | 24.98 | 1.83 | 0.0006 | 0.0007 | 0.0006 | - 26.96 - 86.02 |

| | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------|------|---------|-------|------|------|----------|--------|------|-------|------|--------|--------|--------|----------|----------|
| y6 | 3.15 | 24.0241 | 13.39 | 1.79 | 1.70 | 3.297732 | - 0.04 | 3.18 | 24.34 | 1.81 | 0.0006 | 0.0007 | 0.0006 | - 27.09 | - 113.11 |
| y7 | 3.10 | 23.4041 | 13.22 | 1.77 | 1.75 | 3.255663 | - 0.04 | 3.13 | 23.71 | 1.78 | 0.0006 | 0.0008 | 0.0007 | - 27.24 | - 140.34 |
| y8 | 3.05 | 22.7949 | 13.05 | 1.75 | 1.79 | 3.214094 | - 0.04 | 3.08 | 23.10 | 1.76 | 0.0006 | 0.0008 | 0.0007 | - 27.41 | - 167.75 |
| y9 | 3.00 | 22.1967 | 12.88 | 1.72 | 1.84 | 3.173058 | - 0.04 | 3.03 | 22.50 | 1.73 | 0.0006 | 0.0009 | 0.0007 | - 27.60 | - 195.35 |
| y10 | 2.95 | 21.6129 | 12.72 | 1.70 | 1.89 | 3.132533 | - 0.04 | 2.98 | 21.90 | 1.71 | 0.0006 | 0.0009 | 0.0007 | - 27.87 | - 223.22 |
| y11 | 2.90 | 21.0449 | 12.56 | 1.68 | 1.94 | 3.09252 | - 0.04 | 2.93 | 21.33 | 1.69 | 0.0006 | 0.0010 | 0.0008 | - 28.20 | - 251.41 |
| y12 | 2.85 | 20.1693 | 12.29 | 1.64 | 2.03 | 3.059598 | - 0.03 | 2.88 | 20.61 | 1.66 | 0.0006 | 0.0011 | 0.0008 | - 24.02 | - 275.44 |
| y13 | 2.80 | 19.6496 | 12.14 | 1.62 | 2.08 | 3.020892 | - 0.04 | 2.83 | 19.91 | 1.63 | 0.0006 | 0.0012 | 0.0009 | - 29.39 | - 304.82 |
| y14 | 2.75 | 19.1537 | 11.99 | 1.60 | 2.14 | 2.982414 | - 0.04 | 2.78 | 19.40 | 1.61 | 0.0006 | 0.0013 | 0.0009 | - 30.22 | - 335.04 |
| y15 | 2.70 | 18.6651 | 11.85 | 1.58 | 2.19 | 2.944742 | - 0.04 | 2.73 | 18.91 | 1.59 | 0.0006 | 0.0014 | 0.0010 | - 30.72 | - 365.76 |
| y16 | 2.65 | 18.1836 | 11.71 | 1.55 | 2.25 | 2.907875 | - 0.04 | 2.68 | 18.42 | 1.56 | 0.0006 | 0.0015 | 0.0010 | - 31.37 | - 397.13 |
| y17 | 2.60 | 17.7092 | 11.57 | 1.53 | 2.31 | 2.871876 | - 0.04 | 2.63 | 17.95 | 1.54 | 0.0006 | 0.0016 | 0.0011 | - 32.15 | - 429.28 |
| y18 | 2.55 | 17.2420 | 11.42 | 1.51 | 2.37 | 2.836809 | - 0.04 | 2.58 | 17.48 | 1.52 | 0.0006 | 0.0017 | 0.0011 | - 33.10 | - 462.38 |
| y19 | 2.50 | 16.7802 | 11.28 | 1.49 | 2.44 | 2.802813 | - 0.03 | 2.53 | 17.01 | 1.50 | 0.0006 | 0.0019 | 0.0012 | - 34.21 | - 496.59 |
| y20 | 2.45 | 16.3227 | 11.14 | 1.46 | 2.51 | 2.770025 | - 0.03 | 2.48 | 16.55 | 1.48 | 0.0006 | 0.0020 | 0.0013 | - 35.58 | - 532.17 |
| y21 | 2.40 | 15.8698 | 11.00 | 1.44 | 2.58 | 2.738552 | - 0.03 | 2.43 | 16.10 | 1.45 | 0.0006 | 0.0022 | 0.0014 | - 37.37 | - 569.54 |
| y22 | 2.35 | 15.4212 | 10.86 | 1.42 | 2.65 | 2.708536 | - 0.03 | 2.38 | 15.65 | 1.43 | 0.0006 | 0.0023 | 0.0014 | - 39.76 | - 609.29 |
| y23 | 2.30 | 14.9772 | 10.72 | 1.40 | 2.73 | 2.680108 | - 0.03 | 2.33 | 15.20 | 1.41 | 0.0006 | 0.0025 | 0.0015 | - 43.15 | - 652.44 |
| y24 | 2.25 | 14.5375 | 10.58 | 1.37 | 2.81 | 2.653449 | - 0.03 | 2.28 | 14.76 | 1.39 | 0.0006 | 0.0027 | 0.0016 | - 48.25 | - 700.70 |
| y25 | 2.20 | 14.1017 | 10.43 | 1.35 | 2.90 | 2.628771 | - 0.02 | 2.23 | 14.32 | 1.36 | 0.0006 | 0.0030 | 0.0018 | - 56.79 | - 757.48 |
| y26* | 2.17 | 13.8415 | 10.35 | 1.34 | 2.95 | 2.615043 | - 0.01 | 2.19 | 13.97 | 1.34 | 0.0006 | 0.0032 | 0.0019 | - 41.50 | - 798.99 |
| y27 | 2.15 | 13.6687 | 10.29 | 1.33 | 2.99 | 2.606367 | - 0.01 | 2.16 | 13.76 | 1.33 | 0.0006 | 0.0033 | 0.0019 | - 33.23 | - 832.21 |
| y28** | 2.10 | 13.2403 | 10.14 | 1.31 | 3.09 | 2.586377 | - 0.02 | 2.13 | 13.45 | 1.32 | 0.0006 | 0.0035 | 0.0020 | - 127.21 | - 959.42 |

*Profundidade na qual ocorre o extravasamento da calha;

**Profundade normal

y = profundade da seção;

A = área da seção;

$P_{molhado}$ = Perímetro molhado do trapézio equivalente;

R_h = Raio hidráulico;

V = velocidade média na seção;

E = energia específica na seção;

ΔE = variação na energia específica;

\bar{y} = profundidade média das seções de montante e jusante;

\bar{A} = área média das seções de montante e jusante;

\bar{R}_h = raio hidráulico médio das seções de montante e jusante;

J_1 = declividade da linha de energia da seção de montante

J_2 = declividade da linha de energia da seção;

J = declividade média da linha de energia das seções de montante e jusante;

Δx = variação longitudinal no trecho;

$L(m)$ = comprimento total da curva de remanso para a profundidade em questão.