

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,

MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS

**RESPOSTA HIDROLÓGICA DE UMA BACIA
HIDROGRÁFICA URBANA À IMPLANTAÇÃO
DE TÉCNICAS COMPENSATÓRIAS DE
DRENAGEM URBANA - BACIA DO CÓRREGO
DO LEITÃO, BELO HORIZONTE, MINAS
GERAIS**

Deyvid Wavel Barreto Rosa

Belo Horizonte

2017

**RESPOSTA HIDROLÓGICA DE UMA BACIA
HIDROGRÁFICA URBANA À IMPLANTAÇÃO
DE TÉCNICAS COMPENSATÓRIAS DE
DRENAGEM URBANA - BACIA DO CÓRREGO
DO LEITÃO, BELO HORIZONTE, MINAS
GERAIS**

Deyvid Wavel Barreto Rosa

Deyvid Wavel Barreto Rosa

**RESPOSTA HIDROLÓGICA DE UMA BACIA
HIDROGRÁFICA URBANA À IMPLANTAÇÃO
DE TÉCNICAS COMPENSATÓRIAS DE
DRENAGEM URBANA - BACIA DO CÓRREGO
DO LEITÃO, BELO HORIZONTE, MINAS
GERAIS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos.

Área de concentração: Recursos Hídricos

Linha de pesquisa: Modelagem de processos hidrológicos

Orientador: Nilo de Oliveira Nascimento

Coorientadora: Priscilla Macedo Moura

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2017

R788r

Rosa, Deyvid Wavel Barreto.

Resposta hidrológica de uma bacia hidrográfica urbana à implantação de técnicas compensatórias de drenagem urbana - Bacia do Córrego do Leitão, Belo Horizonte, Minas Gerais [manuscrito / Deyvid Wavel Barreto Rosa. – 2017.

218 f., enc.: il.

Orientador: Nilo de Oliveira Nascimento.

Coorientadora: Priscilla Macedo Moura.

Dissertação (mestrado) Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Apêndices: f. 165-218.

Bibliografia: f. 153-164.

1. Engenharia sanitária - Teses. 2. Recursos hídricos - Desenvolvimento - Teses. 3. Inundações - Córrego do Leitão, Bacia, Rio (MG) - Teses. 4. Hidrologia - Modelos - Teses. 5. Escoamento urbano - Teses. I. Nascimento, Nilo de Oliveira. II. Moura, Priscilla Macedo. III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.

CDU: 628(043)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos

Avenida Antônio Carlos, 6627 - 4º andar - 31270-901 - Belo Horizonte - BRASIL

Telefax: 55 (31) 3409-1882 - posgrad@desa.ufmg.br

<http://www.smarh.eng.ufmg.br>

FOLHA DE APROVAÇÃO

Resposta Hidrológica de uma Bacia Hidrográfica Urbana à Implantação de Técnicas Compensatórias de Drenagem Urbana - Bacia do Córrego do Leitão, Belo Horizonte, Minas Gerais

DEYVID WAVEL BARRETO ROSA

Dissertação defendida e aprovada pela banca examinadora constituída pelos Senhores:

Prof. NILO DE OLIVEIRA NASCIMENTO - Orientador

Profª. PRISCILLA MACEDO MOURA - Coorientadora

Profª TALITA FERNANDA DAS GRAÇAS SILVA

Prof. MARCELO GOMES MIGUEZ

Profª HELOISA SOARES DE MOURA COSTA

Aprovada pelo Colegiado do PG SMARH

Versão Final aprovada por

Prof. Nilo de Oliveira Nascimento
Coordenador

Prof. Nilo de Oliveira Nascimento
Orientador

Belo Horizonte, 11 de abril de 2017.

AGRADECIMENTOS

É com o coração cheio de gratidão que entrego este trabalho. Sinto-me agraciado por Deus por tantas pessoas maravilhosas que me acompanharam e ajudaram em todo o processo. Pelas pessoas que Ele colocou em minha vida, pela oportunidade de realizar um sonho, e por ter me escolhido para ser um mestre, sou grato.

Agradeço a minha companheira de toda a vida, Helen. Por ser.

A minha mãe, a meu pai. A minha irmã Lorena. A minha irmã Zazá.

A meu orientador, professor Nilo, gratidão total. A minha coorientadora Priscilla. A todos os professores do EHR que me ajudaram, especialmente ao Julian, Talita, Wilson, Éber, Márcio. Aos funcionários do DESA e do EHR.

Aos colegas Fernando, Rejane, Aline, Nathália, Lorena. Especialmente ao Gustavo, pelo inestimável trabalho.

Ao amigo Gian.

À Ilda e todos os funcionários da Sudecap que prontamente ajudaram. Ao Felipe da Prodabel. Ao Coronel Alexandre Lucas e ao Dayan da Coordenadoria Municipal de Defesa Civil de Belo Horizonte. Ao Marco Túlio e Lizandro do Inmet. Ao Éber e funcionários da CPRM.

À Escola de Engenharia da UFMG.

À Fapemig.

A enxurrada

A enxurrada leva os noivos com seus enxovais.
Há vestidos brancos no fundo dos rios.
Palavras de amor estão sendo arrastadas
na turva correnteza.

A enxurrada leva os meninos de colo.
Os meninos ao colo.
A enxurrada amamenta de águas, limos,
flores caídas, relâmpagos,
os meninos pequenos translúcidos na morte.

A enxurrada leva o grande boi operoso.
Seus olhos aumentam de água.
Seus horizontes vão-se desdobrando em ondas.
Em campos de água já não pesa: flutua.
Tão leve agora, na musculatura veloz da espuma!

A enxurrada atravessa os vários reinos da morte,
carregando o mais variado séquito:
a pomba, a pedra, a moça, a mesa.
A enxurrada traz suas ordens, cumpre suas leis.
Na escuridão da noite, onde ninguém nem a si mesmo se
encontra,
a enxurrada passa, com seu exército invisível.
Surdos tambores, cavalos ofegantes, bandeiras ao vento.
De um lado e de outro, há milhares adormecidos,
que nem a sentem passar nem a poderiam deter.

(Cecília Meireles)

RESUMO

A intensa urbanização resulta na maior impermeabilização do solo e no conseqüente aumento do escoamento superficial, contribuindo para o aumento do potencial de ocorrência de inundações. Quando altas taxas de impermeabilização e altas declividades são observadas em bacias pouco extensas, na ocorrência de precipitações de grande volume e curto período de duração, há grande probabilidade de formação de enxurradas. Na bacia do córrego do Leitão, eventualmente esses fatores se combinam, ocasionando enxurradas e inundações desde o início de sua ocupação, o que motivou a construção de uma bacia de detenção que amortece parte das cheias. Este estudo avalia a resposta hidrológica da bacia hidrográfica a eventos chuva-vazão nas seguintes situações: cenário atual; sem a bacia de detenção; com máxima impermeabilização permitida pela legislação; e com implantação de infraestruturas verdes em 100%, 50% e 10% da área impermeável da bacia. A modelagem hidrológica foi realizada por meio do software *Storm Water Management Model (SWMM) 5.1* e a hidráulica pelo HEC-RAS. Para a construção dos cenários foram obtidas precisas bases cartográficas e topográficas da bacia, aplicadas ferramentas de geoprocessamento e calculadas as características hidrológicas. A precipitação foi representada através dos dados de três estações pluviométricas localizadas na bacia. Seis estações linimétricas instaladas ao longo do curso do córrego forneceram os dados utilizados na calibração e validação dos parâmetros do modelo hidrológico. Foram selecionados sete eventos para a calibração e 13 eventos para a validação. As funções objetivo alcançaram resultados satisfatórios: a média do coeficiente de Nash-Sutcliffe foi de 0,72, do erro percentual da vazão de pico de 11% e do erro percentual do volume escoado de 12%. Precipitações de projeto de tempos de retorno de 2, 10, 50 e 100 anos, com a duração crítica de 60 minutos foram simuladas para cada cenário, bem como dois eventos selecionados dentre os observados. Para o cenário sem a bacia de detenção, foi observada uma elevação média da vazão de pico da ordem de 70% no trecho ao longo da Avenida Prudente de Moraes, enquanto no exutório o aumento foi de 10%. No cenário de máxima impermeabilização, a vazão de pico no exutório sofreu elevação média de 30%. Já nos cenários de implantação das infraestruturas verdes em 100%, 50% e 10% das áreas disponíveis, a vazão de pico foi reduzida, em média, em 60%, 30% e 5%, respectivamente. Os resultados evidenciam a eficiência da bacia de detenção no amortecimento de cheias, a importância da preservação dos remanescentes de áreas verdes na bacia para a redução da vazão de pico, bem como as potencialidades da bacia para implantação de infraestruturas verdes e os benefícios hidrológicos que estas podem promover, de aumento da infiltração e redução do escoamento superficial.

Palavras-chave: inundações urbanas; modelagem hidrológica; técnicas compensatórias em drenagem urbana; infraestruturas verdes e azuis; manchas de inundação.

ABSTRACT

Intense urbanization results in greater soil sealing and the consequent increase in surface runoff. When high soil sealing rates and high slopes are observed in small watersheds, the occurrence of precipitations of great volumes and short duration increases the great probability for flash floods. These factors eventually combine in the Leitão stream catchment, causing floods since the beginning of its occupation, which motivated the construction of a detention basin. This study evaluates the hydrological response of the watershed to rainfall-runoff events in the following situations: current scenario; without the detention basin; watershed with maximum soil sealing allowed by legislation; and with green infrastructure implantation in 100%, 50% and 10% of the suitable area. Hydrological modelling was performed using the *Storm Water Management Model* (SWMM) and the hydraulic using Hec-RAS. Accurate cartographic and topographic bases were obtained, geoprocessing tools were applied and hydrologic characteristics were calculated to construct the scenarios. The rainfall was represented through the data of three raingages located on the watershed. Six level gages installed along the stream provided the data used in the model calibration and validation. Seven events were selected for the calibration and 13 for the validation. The fitness function reached good results: the average Nash-Sutcliffe coefficient was of 0.72, the mean error of peak flow of 11%, and the mean error of runoff volume was 12%. Project rainfalls of 2, 10, 50 and 100 years of return period, with 60 minutes' duration were simulated for each scenario, as well as two events selected among the observed ones. In the scenario without the detention basin, an average elevation of 70% in the peak flow along the stretch under the Prudente de Moraes Avenue was observed, while an elevation of 10% was observed in the outfall. In the scenario with maximum soil sealing, the outfall peak flow increased 30 %, on average . On the other hand, in the scenario with green infrastructure implementation in 100%, 50% e 10% of available areas, the outfall peak flow was reduced in 60%, 30% and 5%, respectively. Results evidenced the detention basin efficiency in flood reducing, the importance of green area preservation to reduce the peak flow, as well as the watershed potential to green infrastructures implementation and the hydrological benefits that these can promote, increasing infiltration and reducing runoff.

Keywords: urban flash floods; hydrologic modelling; green and blue infrastructures; flood mapping.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	14
2	OBJETIVOS.....	17
2.1	OBJETIVO GERAL	17
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	17
3	REVISÃO DA LITERATURA	18
3.1	RISCO DE INUNDAÇÕES	18
3.2	INUNDAÇÕES EM BELO HORIZONTE.....	19
3.2.1	<i>Sistema de Alerta contra inundações de Belo Horizonte.....</i>	<i>21</i>
3.2.2	<i>Histórico das inundações e canalizações</i>	<i>23</i>
3.2.3	<i>Mudança de paradigma na drenagem urbana.....</i>	<i>29</i>
3.3	INFRAESTRUTURA VERDE E AZUL	31
3.3.1	<i>Green and Blue Infrastructure (GBI), ou Infraestrutura Verde e Azul.....</i>	<i>32</i>
3.3.2	<i>Water Sensitive Urban Design (WSUD), ou Desenho Urbano Sensível à Água</i>	<i>33</i>
3.3.3	<i>Low Impact Development (LID), ou Desenvolvimento de Baixo Impacto.....</i>	<i>33</i>
3.3.4	<i>Best Management Practices (BMP), ou Melhores Práticas de Gestão</i>	<i>33</i>
3.3.5	<i>Técnicas Compensatórias.....</i>	<i>34</i>
3.3.6	<i>Critérios para implantação conjunta de técnicas compensatórias.....</i>	<i>45</i>
3.4	MODELAGEM MATEMÁTICA E COMPUTACIONAL DE FENÔMENOS HIDROLÓGICOS	47
3.4.1	<i>SWMM</i>	<i>48</i>
3.4.2	<i>Avaliação dos resultados do modelo</i>	<i>49</i>
3.4.3	<i>Modelagem de técnicas compensatórias</i>	<i>56</i>
4	MATERIAL E MÉTODOS	59
4.1	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA BACIA EM ESTUDO	60
4.1.1	<i>Pedologia.....</i>	<i>60</i>
4.2	DADOS PLUVIOMÉTRICOS E LINIMÉTRICOS.....	63
4.2.1	<i>Precipitação de projeto</i>	<i>68</i>
4.2.2	<i>Evaporação.....</i>	<i>69</i>
4.3	BACIA DE DETENÇÃO – BARRAGEM SANTA LÚCIA	69
4.4	GEOPROCESSAMENTO	72
4.5	MODELAGEM HIDRÁULICA.....	73

4.6	MODELAGEM DOS FENÔMENOS HIDROLÓGICOS	75
4.6.1	<i>Parâmetros característicos das sub-bacias</i>	76
4.6.2	<i>Calibração e validação</i>	77
4.6.3	<i>Análise de sensibilidade do modelo</i>	78
4.6.4	<i>Construção dos cenários de modelagem</i>	80
5	RESULTADOS E DISCUSSÃO	83
5.1	CONSTRUÇÃO DOS CENÁRIOS DE USO E OCUPAÇÃO DO SOLO	83
5.1.1	<i>Cenário com implantação de infraestruturas verdes</i>	84
5.2	CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO	95
5.2.1	<i>Análise de incertezas</i>	110
5.3	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE	114
5.4	MODELAGEM HIDROLÓGICA DOS CENÁRIOS	117
5.4.1	<i>Avaliação da eficiência da bacia de retenção</i>	117
5.4.2	<i>Modelagem dos cenários para precipitação de projeto – TR de 2 anos</i>	119
5.4.3	<i>Modelagem dos cenários para precipitação de projeto – TR de 10 anos</i>	120
5.4.4	<i>Modelagem dos cenários para precipitação de projeto – TR de 50 anos</i>	122
5.4.5	<i>Modelagem dos cenários para precipitação de projeto – TR de 100 anos</i>	123
5.4.6	<i>Modelagem dos cenários para precipitação observada entre 13 e 16/11/2011</i>	124
5.4.7	<i>Modelagem dos cenários para precipitação observada entre 09 e 21/12/2011</i>	126
5.5	MODELAGEM HIDRÁULICA DAS MANCHAS DE INUNDAÇÃO	128
5.6	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DAS MODELAGENS HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DOS CENÁRIOS	141
6	CONCLUSÕES	144
7	RECOMENDAÇÕES	147
	REFERÊNCIAS	149
	APÊNDICE 1 – MAPAS PRODUZIDOS PARA A BACIA DO CÓRREGO DO LEITÃO	162
	APÊNDICE 2 – HIDROGRAMAS DA CALIBRAÇÃO E DA VALIDAÇÃO	167

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Planta Geral da Cidade de Minas - Belo Horizonte, 1895.....	19
Figura 2: Estações de monitoramento hidrológico da Sudecap e bacias hidrográficas de Belo Horizonte	21
Figura 3: Diagrama do sistema de previsão e alerta do município de Belo Horizonte	22
Figura 4: Áreas brejosas originais - bacia do córrego do Leitão, 1895.....	24
Figura 5: Obras de canalização do córrego do Leitão na rua São Paulo, década de 1920	24
Figura 6: Canalização do córrego do Leitão na rua São Paulo, 1931.....	25
Figura 7: Trecho do córrego do Leitão fora da avenida do Contorno, futura localização da Av. Prudente de Morais, 1955.....	25
Figura 8: Obras de ampliação e fechamento do canal do córrego do Leitão, rua São Paulo	26
Figura 9: Obras de fechamento do canal do córrego do Leitão, rua Padre Belchior, déc. 1970	26
Figura 10: Obras de canalização do córrego do Leitão para abertura da Avenida Prudente de Morais, 1969.....	27
Figura 11: Área de implantação da bacia de detenção e aglomerado Santa Lúcia, 1974.....	27
Figura 12: Imagens do vídeo propaganda da canalização do córrego do Leitão, déc. 1970	28
Figura 13: Canal do córrego do Leitão na rua Padre Belchior em 1920 e 2016	28
Figura 14: Placa com provocação sobre a renaturalização do córrego do Leitão colocada na rua Padre Belchior, 2016.....	29
Figura 15: Comparação entre os traçados geométrico e sanitário propostos para Belo Horizonte	30
Figura 16: Classificação da terminologia de drenagem urbana.....	32
Figura 17: Esquema dos diferentes tipos de técnicas compensatórias	35
Figura 18: Implantação de célula de biorretenção em um estacionamento na Islândia	35
Figura 19: Esquema conceitual de célula de biorretenção	36
Figura 20: Comparação entre telhado com cobertura vegetal e sistema de telhado convencional.....	37
Figura 21: Implantação de telhado verde no Banco do Brasil – Belo Horizonte	38
Figura 22: Implantação de trincheira de infiltração	39
Figura 23: Esquema conceitual de trincheira de infiltração	40
Figura 24: Implantação de concreto poroso em estacionamento.....	41
Figura 25: Esquema conceitual de pavimento permeável	42
Figura 26: Esquema conceitual de reservatório individual	43
Figura 27: Implantação de reservatório individual.....	44
Figura 28: Esquema conceitual de desconexão de telhados.....	44
Figura 29: Implantação de desconexão de telhados	45
Figura 30: Diagrama da metodologia.....	59
Figura 31: Mapa de Litologia da bacia do córrego do Leitão	62
Figura 32: Localização das estações de monitoramento hidrológico da Sudecap na bacia do córrego do Leitão.....	64

Figura 33: Diagrama dos polígonos de Thiessen para a bacia do córrego do Leitão	67
Figura 34: Distribuição temporal da precipitação acumulada de 60 minutos de duração	69
Figura 35: Vertedor do canal subterrâneo no reservatório Santa Lúcia	70
Figura 36: Vertedor auxiliar do reservatório Santa Lúcia do tipo Tulipa	70
Figura 37: Diagrama esquemático das cotas dos principais elementos da Barragem Santa Lúcia	71
Figura 38: Curvas Cota X Área X Volume (a) e Cota X Descarga (b) do reservatório Santa Lúcia	71
Figura 39: Mapas das imagens de satélite de 2013 e classes da LPUOS-BH da bacia do córrego do Leitão	72
Figura 40: Curvas-chave sintéticas obtidas para a Estação 41	75
Figura 41: Mapa de Uso e Ocupação do Solo e de áreas verdes da bacia do córrego do Leitão	83
Figura 42: Mapa de declividade do terreno e Mapa de classificação das edificações por área do telhado	84
Figura 43: Mapa de declividade das vias e Mapa das áreas selecionadas para pavimentos permeáveis	85
Figura 44: Mapa das edificações com coberturas de áreas maiores que 100 m ² e Mapa das edificações selecionadas para telhados verdes	87
Figura 45: Mapa das edificações selecionadas para implantação de reservatórios individuais	89
Figura 46: Mapa das edificações com coberturas de áreas menores que 100 m ² e das edificações selecionadas para desconexão dos telhados	90
Figura 47: Mapa das áreas que atendem aos critérios para instalação de trincheiras de infiltração e das áreas selecionadas para trincheiras de infiltração.....	92
Figura 48: Áreas destinadas à implantação de infraestruturas verdes	93
Figura 49: Coeficiente de Nash-Sutcliffe para os eventos de calibração	95
Figura 50: Coeficiente de Nash-Sutcliffe para os eventos de validação	95
Figura 51: Precipitação, vazões observadas, simuladas e resíduos – Alerta dia 23/11/201 – E41.....	97
Figura 52: Precipitação, vazões observadas, simuladas e resíduos – Alerta dia 23/11/201 – E40.....	98
Figura 53: Precipitação, vazões observadas, simuladas e resíduos – Alerta dia 23/11/201 – E39.....	99
Figura 54: Precipitação, vazões observadas, simuladas e resíduos – Alerta dia 23/11/201 – E38.....	100
Figura 55: Precipitação, vazões observadas, simuladas e resíduos – Alerta dia 23/11/201 – E37.....	101
Figura 56: Precipitação, vazões observadas, simuladas e resíduos – Alerta dia 23/11/201 – E36.....	102
Figura 57: Gráfico Vazões Observadas X Vazões Simuladas – Conjunto de Eventos da Calibração	105
Figura 58: Gráfico Vazões Observadas X Vazões Simuladas - Conjunto de Eventos da Validação	105
Figura 59: Gráfico de Vazão Calculada X Resíduos - Calibração	106
Figura 60: Gráfico de Vazão Calculada X Resíduos - Validação	106
Figura 61: Curva de permanência - Calibração.....	107
Figura 62: Curva de permanência – Validação	107
Figura 63: Hidrogramas do alerta registrado no dia 23/11/2011 com margem provável de erro.....	110
Figura 64: Hidrogramas do alerta registrado no dia 23/11/2011 com margem provável de erro.....	111
Figura 65: Hidrogramas do alerta registrado no dia 12/12/2011 com margem provável de erro.....	112

Figura 66: Hidrogramas do alerta registrado no dia 12/12/2011 com margem provável de erro.....	113
Figura 67: Resultado da análise de sensibilidade para vazão de pico (Qp) – 23/11/2011	115
Figura 68: Resultado da análise de sensibilidade para volume escoado total – 23/11/2011	115
Figura 69: Resultado da análise de sensibilidade para coeficiente de Nash-Sutcliffe.....	116
Figura 70: Comportamento do reservatório Santa Lúcia para precipitações de duração de 60 minutos e período de retorno de 2, 10, 50 e 100 anos	118
Figura 71: Hidrograma no exutório resultado da modelagem dos cenários – TR 2 anos.....	119
Figura 72: Hidrograma no exutório resultado da modelagem dos cenários – TR 10 anos.....	121
Figura 73: Hidrograma no exutório resultado da modelagem dos cenários – TR 50 anos.....	122
Figura 74: Hidrograma no exutório resultado da modelagem dos cenários – TR 100 anos.....	123
Figura 75: Hidrograma no exutório resultado da modelagem dos cenários – Alerta dia 14/11/2011 ..	125
Figura 76: Hidrograma no exutório resultado da modelagem dos cenários – Alerta dia 12/12/2011 ..	126
Figura 77: Hidrograma no exutório resultado da modelagem dos cenários – Alerta dia 15/12/2011 ..	127
Figura 78: Mapa das manchas da Carta de Inundação	129
Figura 79: Mapa das manchas de inundação para o cenário atual	130
Figura 80: Mapa das manchas de inundação para o cenário sem a bacia de detenção.....	131
Figura 81: Mapa das manchas de inundação para o cenário com máxima impermeabilização	132
Figura 82: Mapa das manchas de inundação para o cenário com implantação de GBI em 10% da área	133
Figura 83: Mapa das manchas de inundação para o cenário com implantação de GBI em 50% da área	134
Figura 84: Mapa das manchas de inundação para o cenário com implantação de GBI em 100% da área	135
Figura 85: Mapa das manchas de inundação para o evento ocorrido no dia 14/11/2011	136
Figura 86: Mapa das manchas de inundação para o evento ocorrido no dia 12/12/2011	137
Figura 87: Alagamento registrado no cruzamento da avenida Bias Fortes com rua dos Tupis	140
Figura 88: Gráfico variação da área inundada em relação ao cenário atual	140

LISTA DE TABELAS E QUADROS

Tabela 1: Parâmetros calibrados para várias bacias brasileiras.....	53
Tabela 2: Estimativa do CN médio da bacia	63
Tabela 3: Tempo de retorno para eventos selecionados.....	68
Tabela 4: Evaporação na estação Belo Horizonte - 1961 a 1990.....	69
Tabela 5: Variações dos parâmetros recomendados utilizadas na análise de sensibilidade.....	78
Tabela 6: Variações dos parâmetros estimados utilizadas na análise de sensibilidade	79
Tabela 7: Características dos pavimentos permeáveis por sub-bacia.....	86
Tabela 8: Características dos telhados verdes por sub-bacia	88
Tabela 9: Características dos reservatórios individuais por sub-bacia.....	89
Tabela 10: Características dos telhados desconectados por sub-bacia.....	91
Tabela 11: Características das trincheiras de infiltração por sub-bacia	92
Tabela 12: Áreas impermeáveis tratadas por sub-bacia	94
Tabela 13: Resultados das funções objetivo para todos os eventos da calibração	104
Tabela 14: Parâmetros calibrados por sub-bacia.....	108
Tabela 15: Resultados da modelagem dos cenários para TR 2 anos.....	119
Tabela 16: Resultados da modelagem dos cenários para TR 10 anos.....	121
Tabela 17: Resultados da modelagem dos cenários para TR 50 anos.....	122
Tabela 18: Resultados da modelagem dos cenários para TR 100 anos.....	124
Tabela 19: Resultados da modelagem dos cenários – 13 a 16/11/2011	125
Tabela 20: Resultados da modelagem dos cenários – 09 a 21/12/2011	127
Tabela 21: Área inundada (hectares) para cada cenário.....	138
Quadro 1: Importância relativa de restrições à implantação e operação das técnicas.....	46
Quadro 2: Modelos hidrológicos.....	47
Quadro 3: Desempenho dos modelos hidrológicos citados.....	54
Quadro 4: Localização das estações de monitoramento hidrológico na bacia do córrego do Leitão.....	63
Quadro 5: Eventos que geraram alertas e sua disponibilidade de dados.....	66
Quadro 6: Sensibilidade do volume escoado e vazão de pico aos parâmetros do modelo.....	80
Quadro 7: Parâmetros de entrada para controles LID no SWMM.....	82

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ANA - Agência Nacional das Águas.
BDH - Banco de Dados Hidrológicos.
BHTrans - Empresa de Transportes e Trânsito de Belo Horizonte.
BMP - Best Management Practices.
CAD - Computer Aided Design.
CEMIG - Companhia Mineira de Energia Elétrica.
CN - Curve Number.
CNPq - Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico.
Cobrade - Codificação Brasileira de Desastres.
Cobrape - Companhia Brasileira de Projetos e Empreendimentos.
Comdec - Coordenadoria Municipal de Defesa Civil.
COP - Centro de Operações da Prefeitura.
Copasa - Companhia de Saneamento de Minas Gerais.
CPRM -Serviço Geológico Nacional.
Drenurbs - Programa de Recuperação Ambiental de Belo Horizonte.
ESRI - Environmental Systems Research Institute.
GAWSER - Guelph All-Weather Sequential Events Runoff.
GBI - Green and Blue Infrastructure.
GPRS - General Packet Radio Services.
HEC-HMS - Hydrologic Engineering Center - Hydrologic Modeling System.
IDF - Intensidade-Duração-Frequência.
IGAM - Instituto Mineiro de Gestão das Águas.
INMET - Instituto Nacional de Meteorologia.
INPE - Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais.
LID - Low Impact Development.
LiDAR - Light Detention and Ranging.
LPUOS-BH - Legislação de Parcelamento, Uso e Ocupação do Solo de Belo Horizonte.
MDT - Modelo Digital de Terreno.
MOUSE - Model for Urban Sewers.
MUSIC - Model for Urban Stormwater Improvement Conceptualisation.
NA - Nível d'Água.
NAC - Núcleos de Alerta de Chuva.
NRCS - Natural Resources Conservation Service.
PBH - Prefeitura Municipal de Belo Horizonte.
PDDrU - Plano Diretor de Drenagem Urbana.
Prodabel - Empresa de Informática e Informação do Município de Belo Horizonte.

PUC-MG - Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais.
SAD - South American Datum.
SAMU - Serviço de Atendimento Móvel de Urgência.
SCM - Stormwater Control Measure.
SCS - Serviço de Conservação do Solo.
SIG - Sistema de Informação Geográfica.
SIG-Drenagem - Sistema de Informações Geográficas para drenagem urbana.
Simg - Sistema Mineiro de Meteorologia.
SLU - Superintendência de Limpeza Urbana.
Sudacap - Superintendência de Desenvolvimento da Capital.
SUDS - Sustainable Urban Drainage Systems.
SWAT - Soil and Water Assessment Tool.
SWMM - Storm Water Management Model.
TIN - Triangular Irregular Network.
TOPMODEL - TOPography-based hydrological MODEL.
TR - Tempo de Retorno.
Usace - U. S. Army Corps of Engineers.
USDA - United States Department of Agriculture.
Usepa - United States Environmental Protection Agency.
UTM - Universal Transversa de Mercator.
WSUD - Water Sensitive Urban Design.

LISTA DE SÍMBOLOS

- E_i - fontes potenciais de erro ($\pm\%$).
- EP - margem provável de erro ($\pm\%$).
- Q_{sim} - média das vazões simuladas.
- S_m - declividade média da bacia (m/m).
- A_i - porcentagem de áreas impermeáveis.
- C_{NS} - coeficiente de Nash-Sutcliffe.
- DS - armazenamento em depressões, intercepção (m).
- h - profundidade da água na superfície (m).
- H - profundidade do nível d'água.
- HxV - risco hidrodinâmico.
- I_a - abstração inicial.
- n - coeficiente de rugosidade de Manning da superfície.
- NA – nível d'água.
- N_c - coeficiente de rugosidade de Manning do canal.
- N_i - coeficiente de rugosidade de Manning das áreas impermeáveis.
- N_p - coeficiente de rugosidade de Manning das áreas permeáveis.
- P - precipitação total (mm).
- P_e - precipitação efetiva (mm).
- Q - vazão do escoamento superficial (m^3/s).
- Q_{obs} - vazão observada.
- Q_p - vazão de pico.
- Q_{sim} - vazão simulada pelo modelo.
- R - coeficiente de correlação.
- S_i - armazenamento em depressões nas áreas impermeáveis.
- S_{max} - retenção potencial máxima.
- S_p - armazenamento em depressões nas áreas permeáveis.
- V - velocidade de propagação da cheia.
- W - largura da bacia.
- W - largura média do escoamento (m).
- Z - porcentagem de áreas impermeáveis sem armazenamento em depressões.

1 INTRODUÇÃO

Enxurradas, ou *flash floods*, são inundações repentinas caracterizadas por elevadas vazões de pico alcançadas em curto período de tempo, resultantes de uma série de fatores hidrológicos e meteorológicos (GAUME et al., 2009). Dentre os fatores que condicionam a ocorrência de enxurradas, identificam-se como principal condição eventos de chuvas intensas com grandes volumes de precipitação e curta duração. Características da bacia hidrográfica, como pequenas áreas de drenagem (menores que 500 km²) ou elevadas inclinações (maiores que 0,02 m/m), são também associadas a curtos tempos de resposta. Baixas capacidades de infiltração podem intensificar a magnitude das vazões produzidas (DOUINOT et al., 2016).

Este trabalho insere-se no contexto do projeto financiado pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) no edital universal de 2014, intitulado “Gestão de água e gestão do território em escala metropolitana, possibilidades de integração”. Um dos objetivos principais do projeto é a investigação dos benefícios de adoção de técnicas baseadas em conceitos de infraestrutura verde, com fins de proteção de mananciais, controle de inundações, promoção da biodiversidade, de convívio social e de lazer. A bacia hidrográfica do córrego do Leitão é uma das três bacias selecionadas como estudo de caso do projeto; o interesse em estudá-la consiste na avaliação do papel da infraestrutura de controle de inundações, das áreas verdes remanescentes e da perspectiva de ampliação de infraestruturas verdes na redução dos riscos de inundação e de prejuízos financeiros decorrentes (NASCIMENTO, 2014).

A sub-bacia hidrográfica do córrego do Leitão estende-se por 10,62 km² e pertence à bacia do ribeirão Arrudas, afluente da margem esquerda do rio das Velhas. Totalmente inserida no município de Belo Horizonte, especificamente na regional Centro-Sul, a bacia encontra-se densamente urbanizada e sofre com a frequente ocorrência de enxurradas.

A ocupação urbana do vale do córrego do Leitão iniciou-se pelo baixo curso, na década de 1920, no trecho inserido no projeto de Aarão Reis para a capital mineira. Ao longo do processo de urbanização da bacia, os serviços de infraestrutura não acompanharam o crescimento populacional acelerado, grandes aglomerados surgiram na bacia (Morro do Papagaio, Favela do Querosene e Favela Alvorada, que existia no local da Avenida Prudente de Moraes), e os cursos de água tornaram-se receptores de esgoto, sendo gradualmente canalizados e lajeados. Na década de 1970, a verticalização da paisagem urbana intensificou-se, o córrego do Leitão foi completamente canalizado (canal fechado), para a construção da Avenida Prudente de Moraes, e foi construída a Barragem Santa Lúcia, para controlar as enchentes a jusante (BORSAGLI, 2011).

A intensa urbanização da bacia do córrego do Leitão associa-se à alta taxa de impermeabilização observada (72% da bacia). A canalização do córrego, elevadas declividades da bacia e vários trechos de estreitamento do vale do córrego tornam boa parte da bacia altamente propícia para a formação de enxurradas (REIS, 2011). Praticamente todos os anos são registrados casos de enxurradas, inundações bruscas ou alagamentos na bacia, como o evento ocorrido em março de 2009, que teve como consequência, além dos prejuízos econômicos, uma fatalidade. Trechos como os cruzamentos da avenida Prudente de Moraes com a rua Joaquim Murinho e da rua São Paulo com a rua Alvarenga Peixoto são frequentemente inundados, conforme indicado pela Carta de Inundações de Belo Horizonte (BELO HORIZONTE, 2009).

A sub-bacia do córrego do Leitão conta com sete das 42 estações da rede de monitoramento hidrológico da Superintendência de Desenvolvimento da Capital (Sudecap), sendo uma delas pluviométrica, com monitoramento contínuo da precipitação e seis de monitoramento linimétrico, com medição do nível de água. Essa elevada concentração de estações justifica-se, além do histórico de ocorrências de inundações e da importância da bacia, pelo interesse em utilizar seus dados na calibração e validação do modelo hidrológico desenvolvido no contexto do Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDrU) para todo o município (BELO HORIZONTE, 2015).

Este estudo se propõe a avaliar a resposta da bacia hidrográfica do córrego do Leitão a eventos chuva-vazão em diferentes cenários de uso e ocupação do solo, por meio da aplicação de ferramentas de geoprocessamento e de modelagens hidráulica e hidrológica. Os resultados desse estudo podem contribuir para a compreensão dos impactos da impermeabilização e da implantação de infraestruturas verdes nos processos hidrológicos e eventos de cheia em bacias urbanas. Os resultados da modelagem das manchas de inundação nos diferentes cenários de uso e ocupação do solo subsidiarão a modelagem de prejuízos causados por inundações. A modelagem hidrológica calibrada a partir dos dados observados possibilitará, ainda, a validação, ou revisão, da carta de inundações da bacia, desenvolvida por meio de modelagem hidrológica sem a disponibilidade, na época, de dados para calibração (BELO HORIZONTE, 2009).

A construção de um modelo hidrológico calibrado e validado com dados observados em seis estações ao longo do curso d'água pode subsidiar um mapeamento mais preciso das manchas de inundação da bacia e possibilitar o conhecimento, em uma escala mais detalhada, da resposta da bacia a eventos de diferentes magnitudes e durações. A disponibilidade de dados topográficos e cadastrais georreferenciados, a maioria com precisão centimétrica, para toda a

bacia é um outro fator que pode viabilizar um maior detalhamento e confiabilidade, na caracterização física e na construção dos cenários de modelagem.

Este documento é composto por sete capítulos, incluindo esta introdução. O segundo capítulo apresenta os objetivos geral e específicos que nortearam esta pesquisa. O terceiro capítulo apresenta a revisão de literatura sobre: a ocorrência de inundações e o sistema de alerta de Belo Horizonte; infraestrutura verde e azul e técnicas compensatórias de drenagem urbana; e modelagem matemática e computacional dos fenômenos hidrológicos. O quarto capítulo descreve os materiais e métodos utilizados para desenvolvimento deste trabalho, a caracterização física da bacia de estudo, os dados de entrada e os modelos hidrológico e hidráulico utilizados, os métodos de calibração, de validação e de construção dos cenários de modelagem. O quinto capítulo apresenta e discute os resultados obtidos: na construção dos cenários de uso e ocupação do solo; na análise de sensibilidade, calibração e validação do modelo hidrológico, análise de incertezas; na modelagem hidrológica de todos os cenários de uso e ocupação do solo; e na modelagem das manchas de inundação. As conclusões deste trabalho estão contidas no sexto capítulo e o sétimo apresenta as recomendações para futuras pesquisas.

2 OBJETIVOS

Este estudo propõe atender aos objetivos geral e específicos descritos a seguir.

2.1 *Objetivo geral*

O objetivo geral desta pesquisa é avaliar a resposta hidrológica de uma bacia hidrográfica urbana – a bacia do córrego do Leitão, em Belo Horizonte, Minas Gerais – a eventos chuvavazão em diferentes cenários de uso e ocupação do solo.

2.2 *Objetivos específicos*

Os objetivos específicos deste estudo são:

- A. avaliar a influência da bacia de detenção (Reservatório Santa Lúcia) e sua capacidade de amortecimento de cheias, em eventos de cheia na bacia do córrego do Leitão;
- B. avaliar a influência de áreas verdes, permeabilidade do solo e densidade da ocupação da bacia no regime de cheias;
- C. avaliar a influência da implantação hipotética de técnicas compensatórias de drenagem urbana no regime de cheias da bacia;
- D. mapear as áreas inundáveis de acordo com o período de retorno dos eventos chuvosos e validar (ou atualizar) as cartas de inundação da bacia.

3 REVISÃO DA LITERATURA

Este capítulo apresenta a contextualização e a fundamentação teórica deste trabalho, bem como um panorama sobre inundações no município de Belo Horizonte e sobre a estrutura do sistema de alerta contra inundações do município.

3.1 *Risco de inundações*

A Codificação Brasileira de Desastres (Cobrade) define as enxurradas como eventos naturais de origem hidrológica caracterizados pelo “escoamento superficial de alta velocidade e energia, provocado por chuvas intensas e concentradas, normalmente em pequenas bacias de relevo acidentado” (CASTRO et al., 2003). Esses fenômenos apresentam grande potencial destrutivo relacionado à elevação brusca dos níveis de água e às altas velocidades de escoamento. A combinação destes dois parâmetros, a profundidade do nível d’água (H) e sua velocidade de propagação (V), define o “risco hidrodinâmico” (HxV) (BALBI, 2008). Diversos autores, como Corestein et al. (2006), Vojinović e Abbott (2012), Viseu e Martins (1998), sugerem que valores do risco hidrodinâmico (HxV) de 0,5 m²/s e 1,0 m²/s correspondem aos limites suportados por crianças e adultos sem serem arrastados, respectivamente.

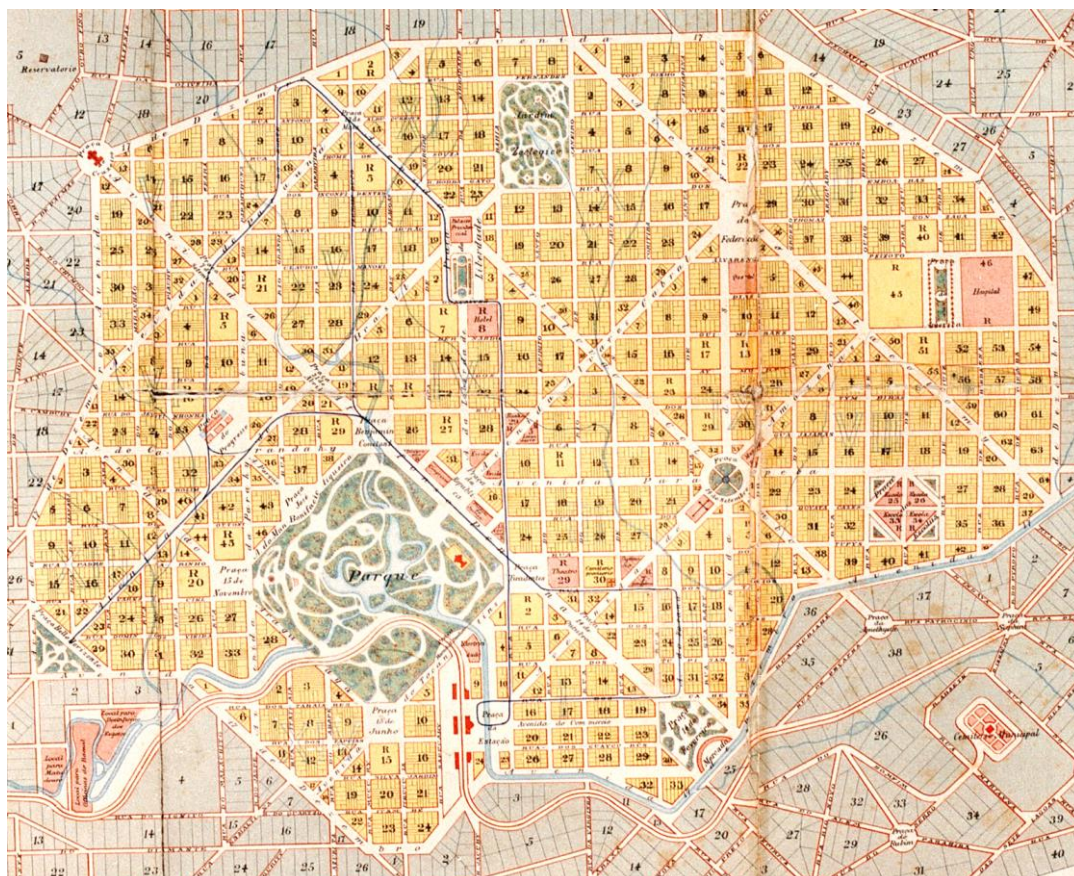
Dessa forma, o mapeamento das áreas suscetíveis a inundações e do risco hidrodinâmico se faz extremamente importante para prevenção de danos e prejuízos. O gerenciamento do risco e das emergências ocasionados pelas inundações, assim como de riscos e emergências de qualquer origem, pode ser dividido em quatro etapas: prevenção, preparação, resposta e recuperação. A prevenção e preparação correspondem às etapas anteriores à emergência. À primeira associam-se a elaboração de legislação de uso e ocupação do solo, planos diretores de drenagem urbana, a conscientização da população, as ações de monitoramento, construção e manutenção da rede de macrodrenagem e microdrenagem pluviais. A etapa de preparação consiste na implantação de sistemas de alerta e aviso, na elaboração de planos de contingência e ações emergenciais, treinamentos e mobilização da população. Durante a emergência, na fase de resposta, primeiramente detecta-se o risco, que é avaliado e classificado e, a partir do plano definido nas etapas anteriores, a decisão é tomada, o alerta é emitido e comunicado e procede-se à evacuação nos locais necessários. Após a emergência, na fase de recuperação, iniciam-se os trabalhos de restauração dos serviços essenciais e a reconstrução dos bens e estruturas destruídos (BALBI, 2008; CASTRO et al., 2003).

3.2 Inundações em Belo Horizonte

Eventualmente os fatores que condicionam a ocorrência de enxurradas combinam-se no município de Belo Horizonte, capital do estado de Minas Gerais, localizado nas cabeceiras de afluentes do rio das Velhas, um dos principais tributários do rio São Francisco. O município, intensamente urbanizado, é dividido nas bacias dos ribeirões Arrudas, do Onça e do Isidoro, além de contar com uma área de contribuição direta ao rio das Velhas.

Fundada no ano de 1897, a cidade de Belo Horizonte foi planejada e construída para ser a capital do estado. Com uma concepção positivista, seu projeto consistia em uma malha de avenidas e vias retilíneas entrecruzadas, cuja geometria desconsiderava a existência de cursos de água que atravessavam a área urbana, originalmente planejada para abrigar 200 mil habitantes (CHAMPS, PEREZ e FROÉS, 2001; MONTE-MÓR, 1994). A Figura 1 apresenta uma imagem da planta cadastral da nova capital de 1895. Em pouco mais de um século, a população da capital atingiu os 2,5 milhões de habitantes e os limites da área urbana se ampliaram dos 9 km² iniciais para toda a extensão do município, 331 km², sem contar as conurbações com os municípios vizinhos (INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE, 2015).

Figura 1: Planta Geral da Cidade de Minas - Belo Horizonte, 1895



Fonte: Comissão Construtora da Nova Capital - CCNC (2017).

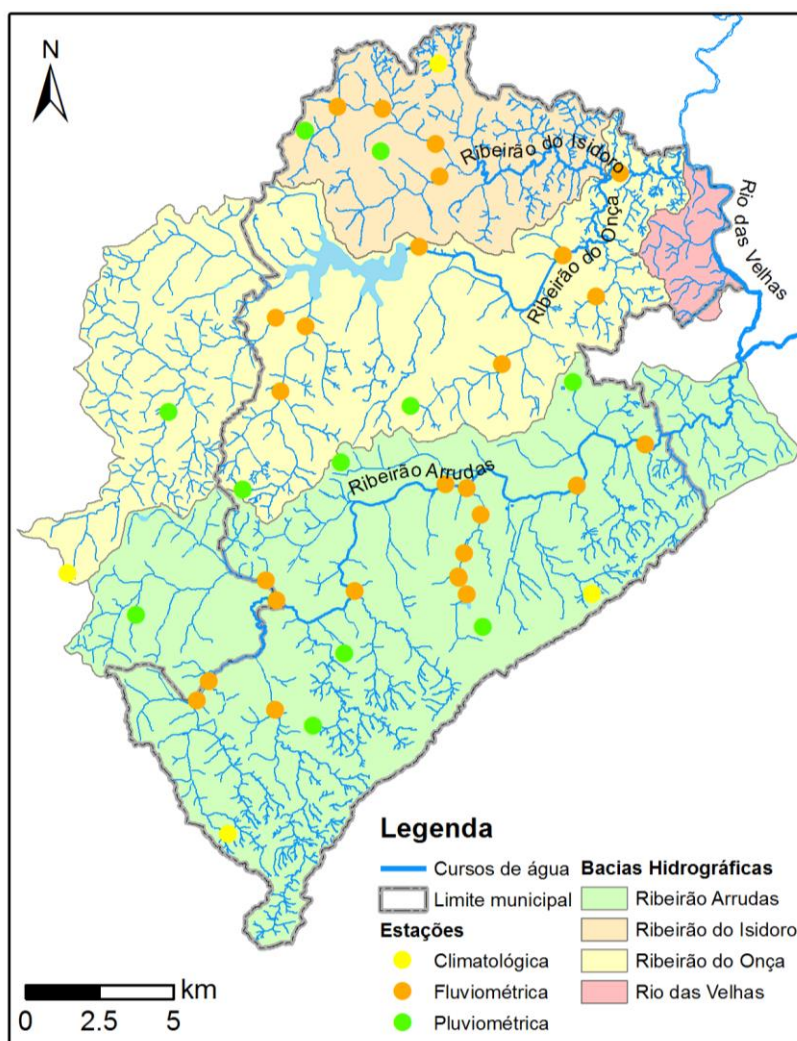
Desde o começo de sua história, Belo Horizonte sofreu com inúmeros casos de inundações, cujas frequências e danos aumentaram com a urbanização (BAPTISTA et al., 1997). Entre 1928 e 2000, por exemplo, foram noticiados 200 eventos de inundações de significativa importância, que provocaram graves prejuízos econômicos e, em alguns casos, perdas de vidas humanas. Nota-se que os eventos de inundações são concentrados nos meses mais chuvosos, dezembro e janeiro (com mais de 50% das ocorrências), e observa-se aumento expressivo de sua frequência associado ao crescimento populacional e à urbanização (69,5% dos eventos aconteceram nas duas últimas décadas do século XX) (CHAMPS, 2012).

A implantação da Política Municipal de Saneamento no ano de 2001, do Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDrU), e o início das obras do Programa Drenurbs representaram avanços notáveis na gestão dos recursos hídricos em Belo Horizonte (BELO HORIZONTE, 2015). Dentre as principais ações que foram desenvolvidas por esses instrumentos, destacam-se: caracterização e diagnóstico das bacias hidrográficas do município; cadastro da rede de macro e microdrenagem; avaliação estrutural de todos os canais; modelagem hidrológica e hidráulica de todas as bacias do município; produção das Cartas de Inundações com identificação dos trechos críticos e sujeitos à ocorrência de inundações; e implementação do sistema de monitoramento hidrológico e alerta (BELO HORIZONTE, 2015; CHAMPS, PEREZ e FROÉS, 2001). Contudo, dentre os principais problemas relacionados à drenagem existentes no município, identificados no PDDrU, destaca-se a “inexistência de modelos chuva x vazão calibrados” (BELO HORIZONTE, 2015).

Desde dezembro de 2011, 42 estações pluviométricas e fluviométricas estão em operação nos principais cursos de água de Belo Horizonte (Figura 2). A Sudecap é responsável pela instalação, manutenção e gerenciamento da rede telemétrica de monitoramento, composta por 27 estações fluviométricas, 11 pluviométricas e 4 climatológicas. Todas as estações, do fabricante Vaisala, estão conectadas à internet via redes *General Packet Radio Services* (GPRS) e 3G de diversas operadoras de telefonia, e a leitura e transmissão de dados ocorre em tempo real, com passo de tempo de 10 minutos.

Até 2014, os dados brutos eram acompanhados por meio da plataforma Banco de Dados Hidrológicos (BDH), que os apresentava espacialmente, gerava relatórios e permitia a visualização e acompanhamento de pluviogramas e cotogramas de forma interativa. Devido a problemas técnicos e contratuais, desde 2014 o BDH não está disponível e os dados brutos são recebidos diretamente via sistema Vaisala.

Figura 2: Estações de monitoramento hidrológico da Sudecap e bacias hidrográficas de Belo Horizonte



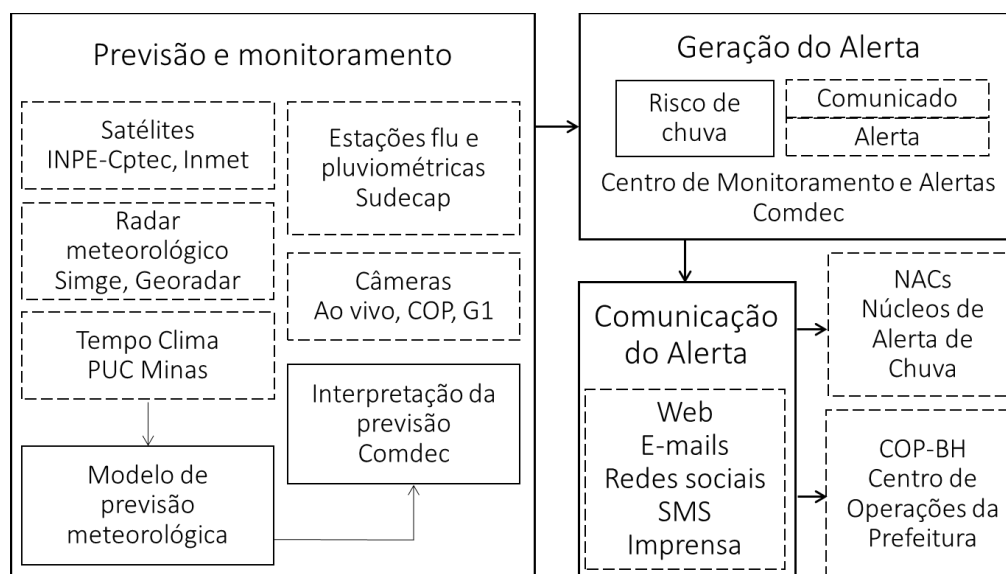
Fonte: elaborada a partir de Sudecap (2016) e Prodabel (2016).

Os principais receptores desses dados hidrológicos são a própria Sudecap e o Centro de Monitoramento e Alerta da Coordenadoria Municipal de Defesa Civil (Comdec). Os alertas são definidos com base nos níveis de água observados nas estações fluviométricas e classificados de acordo com as seguintes situações: alerta amarelo, quando o nível d'água atinge 50% da seção; alerta laranja, quando atinge 80% da seção; alerta vermelho, ocorrência de extravasamento (BELO HORIZONTE, 2015).

3.2.1 Sistema de Alerta contra inundações de Belo Horizonte

A Comdec é a instituição responsável pelo sistema de alerta de enchentes no município de Belo Horizonte. O funcionamento do sistema de previsão e alerta de cheias do município está esquematizado conforme a Figura 3.

Figura 3: Diagrama do sistema de previsão e alerta do município de Belo Horizonte



Fonte: elaborada pelo autor.

Considerando que o município está em área de cabeceiras e que 31% de seus cursos de água encontram-se revestidos (BELO HORIZONTE, 2015), em Belo Horizonte os tempos de concentração são da ordem de minutos, o que reduz as possibilidades de resposta a alertas de níveis e precipitação observados. Em 2010, a Companhia Mineira de Energia Elétrica (Cemig) adquiriu e instalou um radar meteorológico no município de Mateus Leme, a cerca de 50 km de Belo Horizonte. O radar, operado em parceria pelo Sistema Mineiro de Meteorologia (Simge), do Instituto Mineiro de Gestão das Águas (Igam), permite o monitoramento das condições atmosféricas e da formação e desenvolvimento de precipitação, seja chuva ou granizo. O radar é de tecnologia Vaisala, dupla polarização e operação na banda C. Apresenta raio de cobertura quantitativo de 200 km e alcance para avaliações qualitativas de 400 km (SILVA, 2012b).

No contexto estadual, o Igam, por meio do Simge, é responsável pelo monitoramento e emissão de avisos e alertas. Para previsão do tempo, com a indicação de eventos extremos com até 72 horas de antecedência, utilizam-se imagens de satélites e informações meteorológicas disponibilizadas pelo Instituto Nacional de Meteorologia (Inmet) e Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (Inpe), dados do radar meteorológico operado pelo próprio Simge, dados de radar de monitoramento de descargas elétricas, além dos dados da rede de monitoramento hidrológico que inclui estações do Igam, da Agência Nacional das Águas (ANA), do Serviço Geológico Nacional (CPRM), da Cemig e da Companhia de Saneamento de Minas Gerais (Copasa).

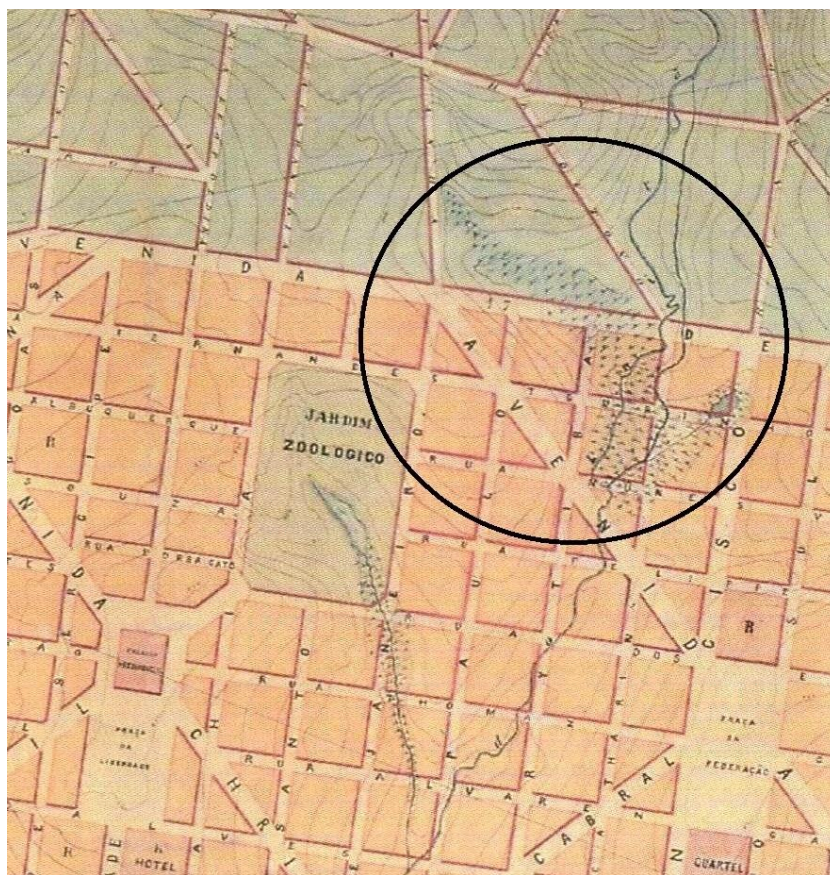
O Centro de Monitoramento da Comdec recebe a previsão meteorológica do Simgc e também do Tempo Clima, centro de pesquisa meteorológica da Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais (PUC-MG), e monitora a movimentação das células de chuva por meio de imagens recebidas do radar meteorológico. Quando é identificado, o evento chuvoso passa a ser monitorado e observado em tempo real, por meio de câmeras de vídeo localizadas em diversos pontos da cidade. A partir da interpretação dessas informações, e havendo risco de ocorrência de precipitação, a equipe técnica da Comdec decide sobre a emissão do alerta. O aviso pode ser apenas um comunicado interno, no caso de menores riscos e pequenos volumes de precipitação, ou um alerta propriamente dito, que é comunicado através de internet, redes sociais e imprensa para toda a população, para os e-mails cadastrados e via mensagens de texto no celular para os membros dos Núcleos de Alerta de Chuva (NAC). Os NACs são grupos comunitários formados por voluntários, moradores e trabalhadores das áreas inundáveis, que atuam como agentes na comunicação do alerta para os outros moradores. Belo Horizonte possui mais de 40 NACs construídos, com mais de 400 voluntários, nas principais áreas onde há risco identificado de inundações (BELO HORIZONTE, 2015). O alerta também é diretamente comunicado ao Centro de Operações da Prefeitura (COP), que congrega Polícia Militar, a própria Comdec, Guarda Municipal, Empresa de Transportes e Trânsito de Belo Horizonte (BHTrans), Superintendência de Limpeza Urbana (SLU), Serviço de Atendimento Móvel de Urgência (Samu), dentre outros, onde são tomadas decisões e direcionadas as ações de resposta aos alertas de inundações emitidos.

3.2.2 Histórico das inundações e canalizações

A ocupação da bacia do córrego do Leitão iniciou-se antes mesmo da construção da nova capital mineira, na época ainda Freguesia Curral del Rey. Parte do núcleo urbano do arraial era localizada no baixo curso da bacia, na margem direita do córrego. As Fazendas do Leitão e do Capão abrangiam boa parte dos médio e alto cursos da bacia, e nelas realizava-se cultivo de cana de açúcar, havia olarias, cafezais e engenhos. Essas fazendas foram desapropriadas para implantação de parte das zonas urbanas e suburbanas do projeto da nova capital (BORSAGLI, 2011).

O projeto da nova capital previa a ocupação do baixo curso pela zona urbana e do médio pela zona suburbana. Contudo, conforme indicado na Figura 4, o projeto implicava na ocupação de áreas naturalmente inundáveis, tais como as áreas brejosas na região da atual rua Joaquim Murtinho. A ocupação dessas áreas implicariam na futura exposição a riscos e prejuízos causados por inundações (BORSAGLI, 2010a).

Figura 4: Áreas brejosas originais - bacia do córrego do Leitão, 1895



Fonte: Borsagli (2010a).

A ocupação sistemática dos vales do córrego do Leitão iniciou-se na década de 1920, com o aumento da demanda populacional e o loteamento das áreas da zona urbana da capital. Na década de 1920, iniciaram-se também as obras de retificação e canalização do trecho do córrego do Leitão na zona urbana, conforme indicado pela Figura 5 (BORSAGLI, 2013a).

Figura 5: Obras de canalização do córrego do Leitão na rua São Paulo, década de 1920



Fonte: Fundação Getúlio Vargas/CPDOC apud Borsagli (2013a).

Foram canalizados e retificados, nessa época, trechos do córrego na rua São Paulo (Figura 6), e abertas as ruas Bárbara Heliodora, Marília de Dirceu e Padre Belchior, não planejadas no projeto original da capital, para acompanhar o traçado do córrego (BORSAGLI, 2010a).

Figura 6: Canalização do córrego do Leitão na rua São Paulo, 1931



Fonte: APM (2017).

A ocupação da bacia já havia se estendido para a área suburbana na década de 1950, conforme indicado pela Figura 7, que apresenta o córrego do Leitão (à esquerda) e o bairro Cidade Jardim (BORSAGLI, 2013b).

Figura 7: Trecho do córrego do Leitão fora da avenida do Contorno, futura localização da Av. Prudente de Moraes, 1955



Fonte: Arquivo Público de Belo Horizonte *apud* Borsagli (2013b).

No fim da década de 1960, iniciaram-se as obras de ampliação e cobertura do canal do córrego do Leitão, conforme indicado nas Figuras 8 e 9. Considerando que o córrego do Leitão era destino de esgotos domésticos, a canalização foi considerada a solução para o problema de mau cheiro, também promoveu o “embelezamento” da cidade e possibilitou o alargamento das ruas e a melhoria do fluxo viário na região (BORSAGLI, 2010b).

Figura 8: Obras de ampliação e fechamento do canal do córrego do Leitão, rua São Paulo, déc. 1970



Fonte: Borsagli (2010b).

Figura 9: Obras de fechamento do canal do córrego do Leitão, rua Padre Belchior, déc. 1970



Fonte: Borsagli (2010b).

No fim da década de 1960 também iniciaram-se as obras de canalização e cobertura do córrego do Leitão na zona suburbana para abertura da Avenida Prudente de Moraes. Essa avenida

melhorou o acesso para bairros da zona sul da capital, extinguiu a Favela da Alvorada e ocultou o córrego que já havia se transformado num canal de escoamento de esgotos sanitários (BORSAGLI, 2013b).

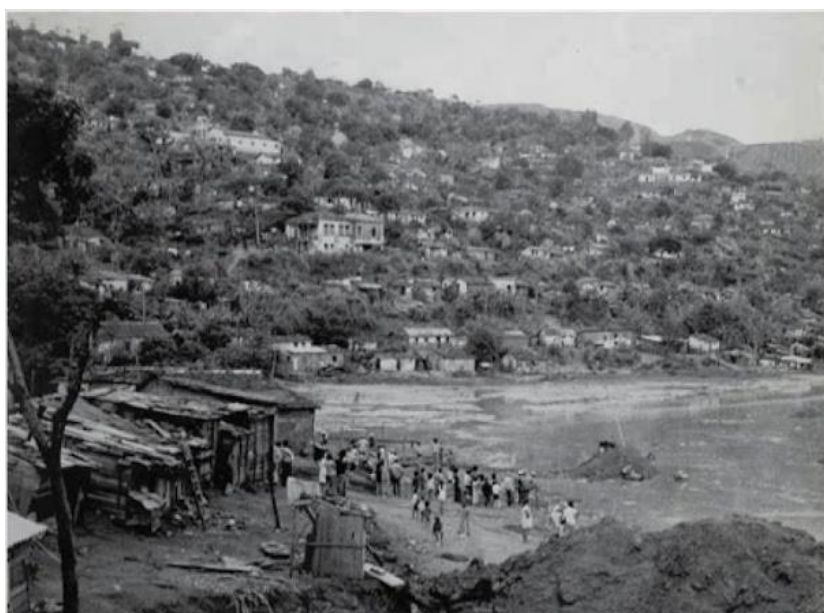
Figura 10: Obras de canalização do córrego do Leitão para abertura da Avenida Prudente de Moraes, 1969



Fonte: Arquivo Público de Belo Horizonte *apud* Borsagli (2013b).

Na década de 1970, foi construída a bacia de retenção no bairro Santa Lúcia (Figura 11) a fim de controlar as inundações do córrego do Leitão. O reservatório sofreu com o gradual assoreamento, tendo permanecido fora do sistema de drenagem e retornou após obras de desassoreamento realizadas em 2013.

Figura 11: Área de implantação da bacia de retenção e aglomerado Santa Lúcia, 1974



Fonte: Santos (2016).

A Figura 12 apresenta imagens de ruas que cobriram o córrego do Leitão originadas um vídeo propaganda da conclusão das obras de canalização, com faixas anunciavam “O leitão agora está por baixo” e “Este córrego não encherá mais”.

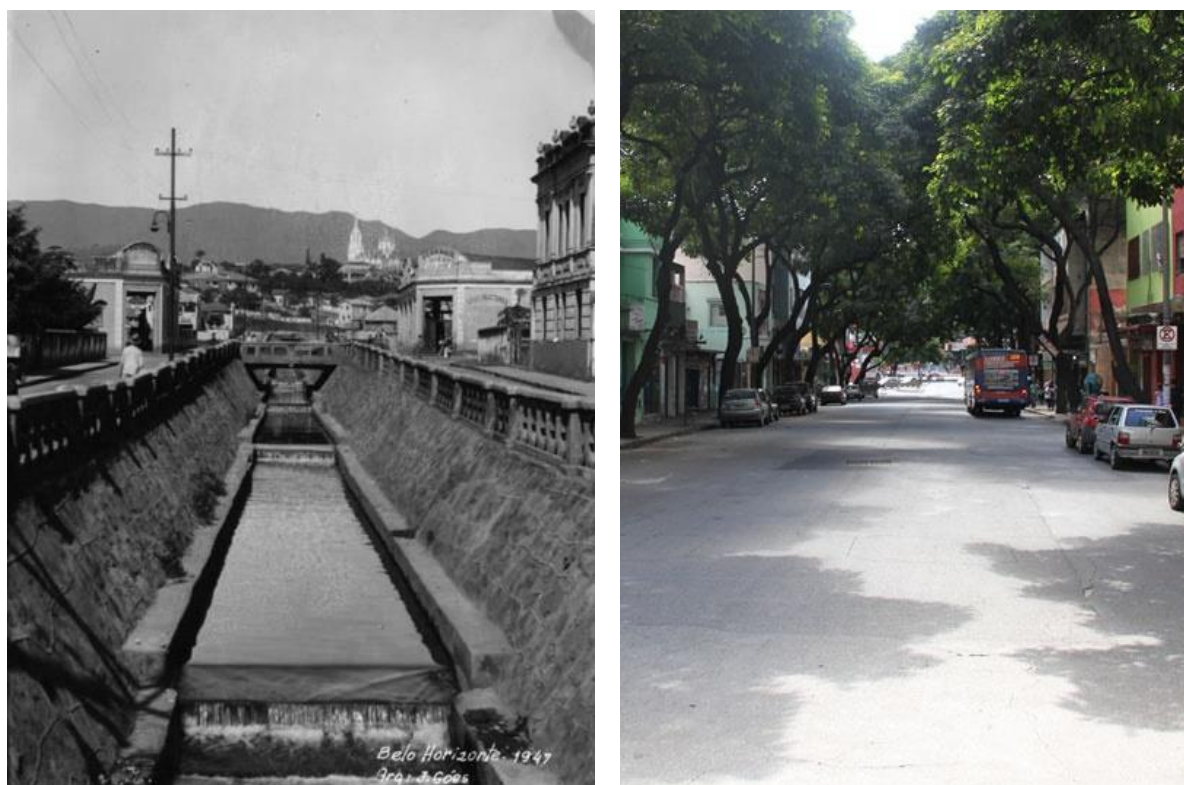
Figura 12: Imagens do vídeo propaganda da canalização do córrego do Leitão, déc. 1970



Fonte: Acervo MIS BH (2015).

Com a conclusão das obras de canalização e cobertura de todo o curso do córrego do Leitão, a paisagem da bacia foi drasticamente transformada, de forma que, atualmente, a existência do córrego sob as vias passa despercebida pela maior parte da população. A Figura 13 compara a paisagem no leito do córrego do Leitão, na rua padre Belchior.

Figura 13: Canal do córrego do Leitão na rua Padre Belchior em 1920 e 2016



Fonte: Piseagrama (2015).

Em 2013, foi instalada uma placa indicativa de obra pública na rua Padre Belchior, na região central de Belo Horizonte, que produziu polêmica ao propor a renaturalização do córrego do Leitão. A placa com a propaganda da obra fictícia provocou discussões entre os portadores de diversos pontos de vista, e a viabilidade de uma obra desse tipo foi questionada por muitos moradores. Um resultado importante dessa manifestação, cuja autoria não foi identificada, foi que o debate público sobre importância dos cursos d'água no ambiente urbano foi estabelecido, abrindo espaço para ideias e propostas sobre a melhor solução para o córrego do Leitão e os cursos d'água no meio urbano (PISEAGRAMA, 2015).

Figura 14: Placa com provocação sobre a renaturalização do córrego do Leitão colocada na rua Padre Belchior, 2016

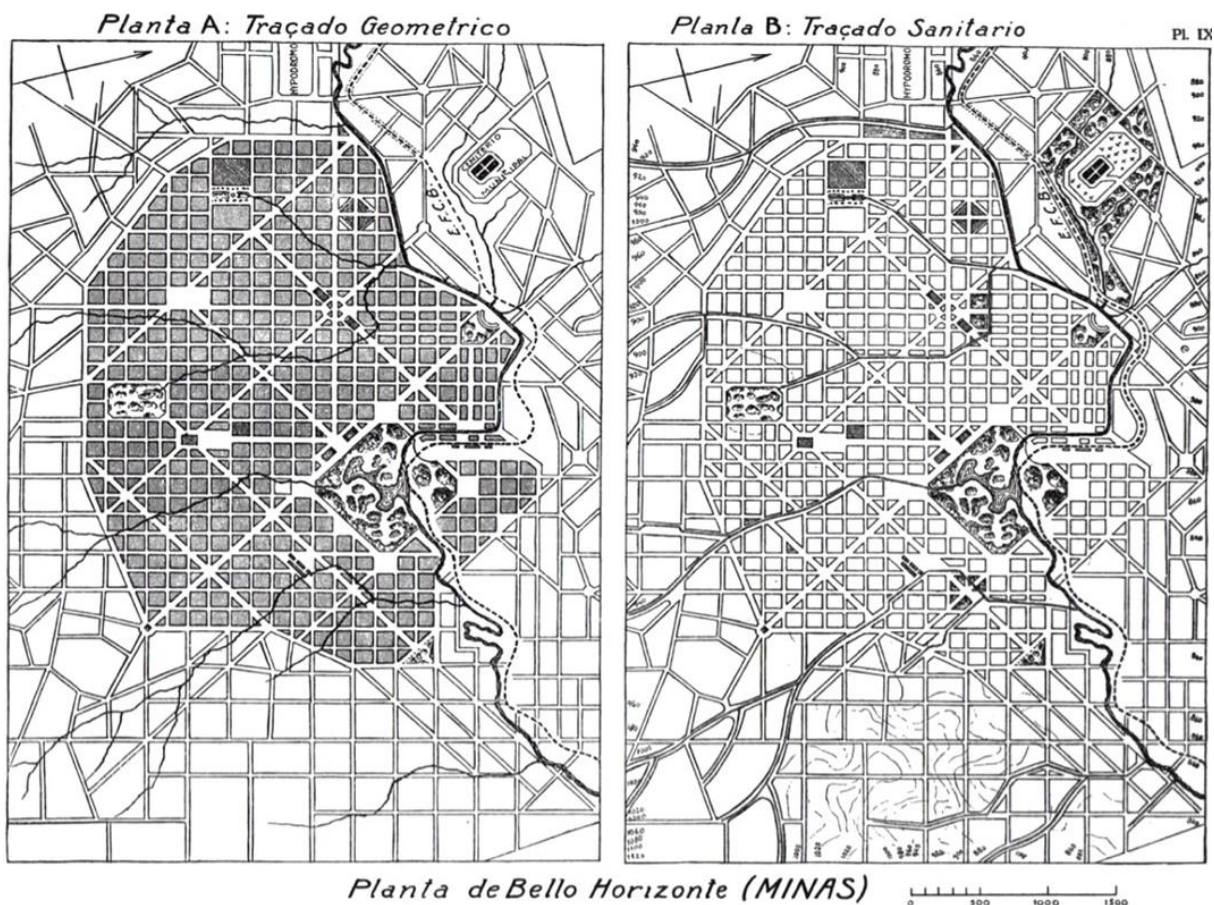


Fonte: Piseagrama (2015).

3.2.3 Mudança de paradigma na drenagem urbana

No fim do século XIX, Belo Horizonte foi planejada com um projeto de concepção positivista e higienista: a geometria de sua malha de avenidas e vias retilíneas entrecruzadas desconsiderava a existência de cursos de água que atravessavam a área urbana. A planta da nova capital estava instalada sobre as bacias dos córregos do Leitão, córrego da Serra e córrego Acaba Mundo. Contudo, como alternativa a esse projeto, o engenheiro sanitarista Saturnino de Brito havia apresentado um projeto que considerava os cursos d'água existentes e respeitava seu traçado e margens originais. A Figura 15 apresenta uma comparação entre os dois projetos elaborados para a nova capital.

Figura 15: Comparação entre os traçados geométrico e sanitário propostos para Belo Horizonte, 1895



Fonte: Brito (1944) apud Tochetto e Ferraz (2015).

Ao longo do século XX, diversas intervenções foram realizadas nos cursos d'água do município, de forma que, em 2014, dos 670 quilômetros de cursos d'água existentes, 31% encontravam-se canalizados (BELO HORIZONTE, 2015). Contudo, uma mudança de direção nessa tendência histórica de canalizar os cursos d'água naturais tem sido observada desde a criação do Programa de Recuperação Ambiental de Belo Horizonte (Drenurbs) e a inserção de conceitos como *Green and Blue Infrastructure* (GBI), ou Infraestrutura Verde e Azul, e *Low Impact Development* (LID), ou Desenvolvimento de Baixo Impacto, nas discussões de planejamento urbano de toda a região metropolitana (MONTE-MÓR, 1994; NASCIMENTO et al., 2016). Neste contexto se insere este trabalho, que objetiva expandir a compreensão dos benefícios hidrológicos da aplicação de Infraestruturas Verde e Azul em uma importante bacia de Belo Horizonte, a bacia do córrego do Leitão, que historicamente sofre com inundações e passou por várias intervenções de aspecto higienista.

3.3 Infraestrutura Verde e Azul

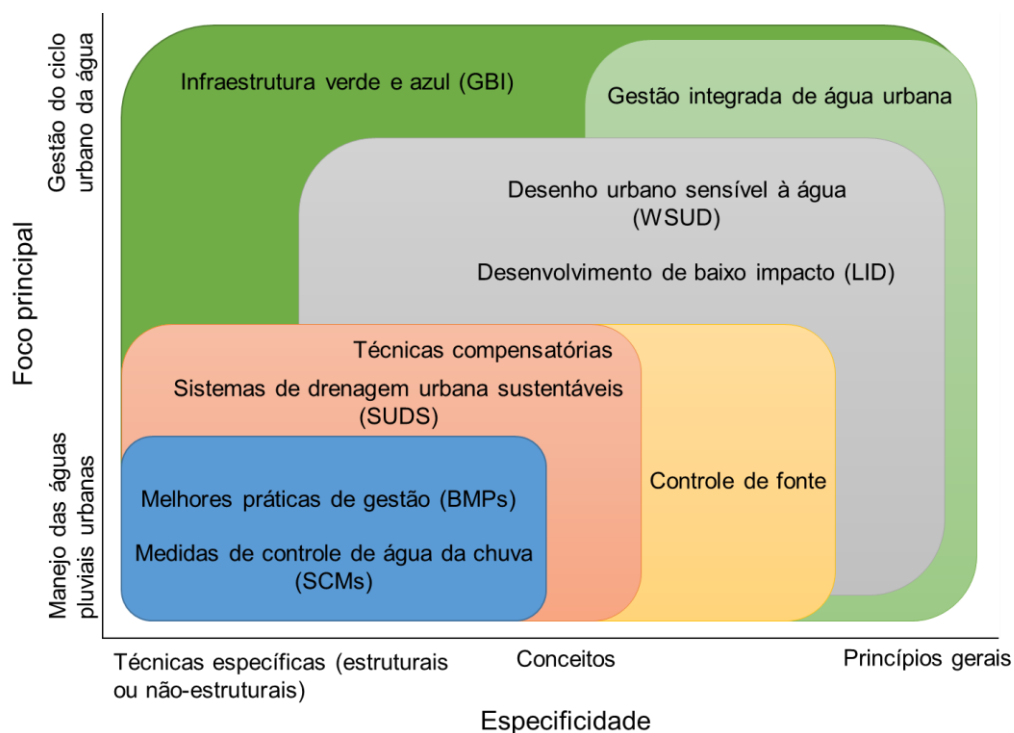
Tradicionalmente, os sistemas de drenagem urbana são projetados para transportar as águas da chuva de forma rápida para jusante, o que pode contribuir para aumentar as chances de ocorrência de inundações e danos ambientais nas regiões receptoras, não resolvendo, mas apenas deslocando, os impactos deixados por estes danos. Neste sentido, surge a necessidade de se propor e implantar sistemas alternativos de drenagem urbana, com o objetivo de mitigar os impactos e minimizar os danos causados pelas inundações nos centros urbanos (CAPUTO, 2012; FLETCHER et al., 2015).

Neste trabalho, a implantação de sistemas alternativos será estudada, para a bacia do Córrego do Leitão, com base no conceito GBI, que vem sendo gradualmente adotado em diversas partes do mundo. Esta abordagem é ampla e abrange diversas práticas que buscam harmonizar os objetivos de conservação da natureza com a gestão do uso do solo, por meio de intervenções que proporcionem maior infiltração e evaporação da água. Dentre essas práticas, destacam-se os conceitos *Water Sensitive Urban Design* (WSUD), ou Desenho Urbano Sensível à Água, o *Low Impact Development* (LID), ou Desenvolvimento de Baixo Impacto e o *Best Management Practices* (BMP), ou Melhores Práticas de Gestão, cuja implantação incorpora as técnicas compensatórias (FLETCHER et al., 2015).

Segundo Fletcher et al. (2015), existem algumas diferenças sutis entre esses termos, baseadas no desenvolvimento local e no contexto institucional em que são aplicados. A Figura 16 ilustra as semelhanças entre os conceitos no que tange às suas especificidades e amplitude de aplicação, mas também aponta para a natureza dinâmica e multidimensional das práticas. Muitos autores propuseram diferentes classificações para estas práticas, sendo que em alguns casos nota-se compreensões divergentes sobre o assunto. Enquanto alguns autores classificam as Infraestruturas Verdes como soluções estruturais, outros consideram que são parte de uma filosofia mais abrangente. Assim, a classificação esquemática proposta na Figura 16 é mais simples, por não ser definitiva, mas que pode evoluir no tempo e se adaptar às realidades locais de aplicação prática.

Como um dos objetivos deste trabalho é simular a implantação de algumas destas práticas na bacia em questão, a definição clara de cada conceito faz-se fundamental. Neste sentido, apresenta-se a seguir a conceituação dos termos e a maneira como eles se relacionam.

Figura 16: Classificação da terminologia de drenagem urbana



Fonte: Adaptado de Fletcher et al. (2015)

3.3.1 *Green and Blue Infrastructure (GBI), ou Infraestrutura Verde e Azul*

O termo “Infraestrutura Verde e Azul” é uma combinação de dois conceitos. O primeiro refere-se às infraestruturas verdes, que são sistemas de infraestrutura urbana cujo objetivo primário é a conservação da natureza, harmonizando o uso e a ocupação do solo com a preservação dos ecossistemas locais (BENEDICT e MCMAHON, 2012). O segundo termo refere-se às infraestruturas azuis, que são aquelas destinadas ao manejo eficiente das águas pluviais, tais como as bacias de retenção e infiltração, os reservatórios individuais e outros (ANDOH, 2011).

Assim, o termo infraestrutura verde e azul, que surgiu nos Estados Unidos na década de 1990, diz respeito à rede interconectada de espaços permeáveis, vegetados e multifuncionais, que estruturam a paisagem em torno dos cursos d’água e das áreas de interesse ambiental. Nesse sentido, outro termo importante que pode ser associado ao conceito de infraestrutura verde e azul e de continuidade ecológica é a trama verde e azul (BENEDICT e MCMAHON, 2012; HERZOG e ROSA, 2010).

Como elemento estruturador da paisagem, a infraestrutura verde e azul abrange as diversas escalas, desde a escala metropolitana até a escala do lote. Na macro escala, pode ser associada aos instrumentos de planejamento urbano, promovendo a implementação deste conceito de forma institucionalizada e integrada. Neste sentido, atua na promoção da recuperação de áreas de proteção, do aumento de áreas verdes urbanas, no incentivo de atividades de economia colaborativa, tais como agricultura urbana, ecoturismo, a integração da rede de transporte

multimodal e na proteção do patrimônio ambiental, cultural e histórico. Já na microescala, a infraestrutura verde e azul envolve a aplicação de técnicas de gestão descentralizada de águas pluviais, tais como telhados verdes, jardins de chuva, pavimentos permeáveis e outros, que retêm as águas pluviais reduzindo o escoamento superficial e o risco de inundações, além de contribuir para a proteção dos ecossistemas naturais, melhorando a qualidade de vida urbana (FLETCHER et al., 2015; BENEDICT e MCMAHON, 2012).

3.3.2 *Water Sensitive Urban Design (WSUD)*, ou Desenho Urbano Sensível à Água

O conceito de Desenho Urbano Sensível à Água (WSUD) foi primeiramente utilizado na Austrália, nos anos 1990, para identificar os projetos desenvolvidos para atender a quatro objetivos: a gestão do balanço hídrico, a conservação e, se possível, melhoria da qualidade da água, o incentivo à preservação da água e manutenção das oportunidades ambientais e recreativas relacionadas à água. Nos anos subsequentes, este conceito foi aprimorado e passou a englobar todos os aspectos da gestão do ciclo da água, incluindo o abastecimento urbano, o esgotamento sanitário e o manejo de águas pluviais (FLETCHER et al., 2015). O conceito WSUD abrange uma visão sistêmica que integra os aspectos técnicos da drenagem urbana com os aspectos institucionais, legais, sociais e econômicos.

3.3.3 *Low Impact Development (LID)*, ou Desenvolvimento de Baixo Impacto

O conceito de Desenvolvimento de Baixo Impacto foi amplamente difundido na América do Norte e na Nova Zelândia no fim do século passado e diz respeito às práticas que buscam resgatar as características naturais do ciclo hidrológico. O objetivo é implantar soluções que mantenham as taxas de escoamento superficial, infiltração e evapotranspiração que normalmente são alteradas pelas construções e urbanizações (FLETCHER et al., 2015; ELLIOTT e TROWSDALE, 2007; DIETZ, 2007). Algumas das soluções do tipo LID mais comuns, e que serão simuladas neste trabalho, são as células de biorretenção, os telhados verdes, as trincheiras de infiltração, os pavimentos permeáveis, os reservatórios domiciliares e a desconexão de telhados. O item Técnicas Compensatórias (3.3.5) dedicar-se-á ao detalhamento dos mecanismos de funcionamento e da aplicação de cada uma dessas soluções.

3.3.4 *Best Management Practices (BMP)*, ou Melhores Práticas de Gestão

O termo Melhores Práticas de Gestão (BMP) surgiu na América do Norte, no contexto da indústria, para caracterizar ações cujo foco principal era voltado para a gestão do tratamento de efluentes e a prevenção da poluição. Posteriormente, no contexto da drenagem urbana, o termo *Stormwater BMP* foi cunhado e voltado fundamentalmente para medidas não-estruturais, como técnicas naturais de tratamento para redução dos níveis de poluição. Estas medidas

normalmente buscam reduzir a poluição das águas de escoamento superficial reduzindo as chances de que elas sejam expostas a poluentes. Mais recentemente o conceito foi revisto, passando a incluir medidas estruturais, tais como as infraestruturas construídas para armazenar e tratar as águas pluviais, cujos objetivos são a remoção de poluentes das águas de escoamento superficial, a redução da erosão a jusante, a promoção de controle de cheias e a recarga do lençol freático. Na maior parte dos casos, é mais simples e menos oneroso impedir que os poluentes entrem no sistema de drenagem do que implantar BMPs estruturais a jusante das redes (FLETCHER et al., 2015; DENR N. C., 2007).

3.3.5 Técnicas Compensatórias

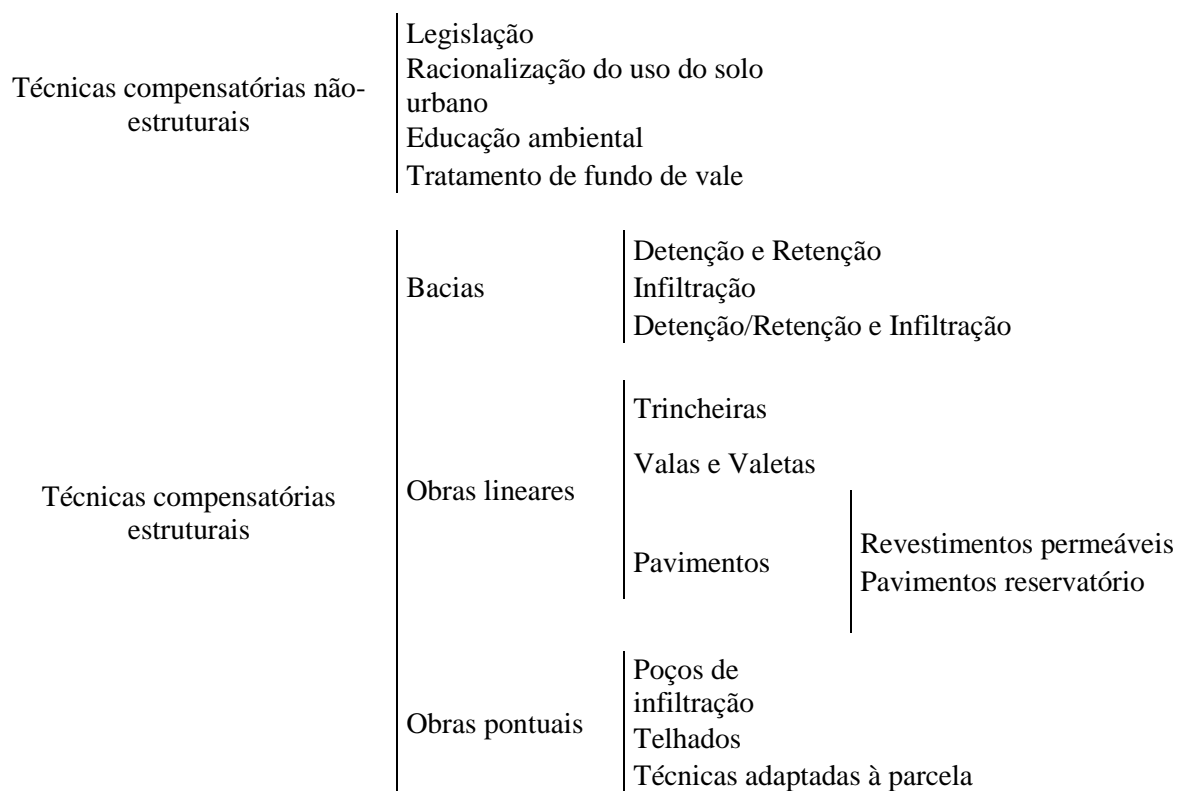
Segundo Baptista et al. (2011), técnicas compensatórias são, fundamentalmente, sistemas de retenção e/ou infiltração de águas pluviais cujo principal objetivo é a redução de vazões de pico, por meio do reajuste de sua distribuição temporal. Essas técnicas podem também contribuir para a redução do volume escoado e da probabilidade de inundações.

Existe uma grande variedade de técnicas compensatórias, que podem ser utilizadas em diferentes escalas territoriais, adequando-se ainda ao tecido urbano local, isto é, podem ser utilizadas em associação a áreas de estacionamento, práticas de lazer e recreação, entre outros (BAPTISTA, NASCIMENTO e BARRAUD, 2011).

Embora essas técnicas se apresentem em múltiplas formas, sua implantação no Brasil ainda é preambular, sendo que somente as bacias de amortecimento de cheias são amplamente empregadas nas cidades brasileiras. Uma dificuldade importante surge na escolha e implantação de técnicas compensatórias, a saber, na seleção das técnicas que melhor se adequem ao local em que se pretende introduzi-la, de acordo com os critérios básicos para sua escolha (BAPTISTA, NASCIMENTO e BARRAUD, 2011).

As técnicas compensatórias podem ser de dois tipos: estruturais, que dizem respeito a construções de infraestruturas para retenção e/ou infiltração das águas precipitadas, e as não-estruturais, que se relacionam à legislação sobre uso e ocupação do solo e à sensibilização da população para os problemas causados pelas enchentes e inundações, por meio de programas de educação ambiental e outros métodos que não envolvem a construção de novas estruturas (BAPTISTA, NASCIMENTO e BARRAUD, 2011). A Figura 17 apresenta de forma esquemática alguns dos diferentes tipos de técnicas compensatórias, classificando-os como estruturais ou não-estruturais.

Figura 17: Esquema dos diferentes tipos de técnicas compensatórias



Fonte: Baptista, Nascimento e Barraud (2011, p. 47)

Neste trabalho foram selecionadas técnicas compensatórias para simular sua implantação na bacia do Córrego do Leitão, em Belo Horizonte – MG, cujos mecanismos de funcionamento, critérios de seleção e formas de aplicação serão detalhados a seguir.

3.3.5.1 Células de biorretenção (*Bio-Retention Cell*)

Células de biorretenção são depressões rasas, cobertas por vegetação e/ou cascalhos, que recebem e tratam águas pluviais com o objetivo de descartarem água na quantidade e qualidade similares a de uma bacia hidrográfica florestada (Figura 18).

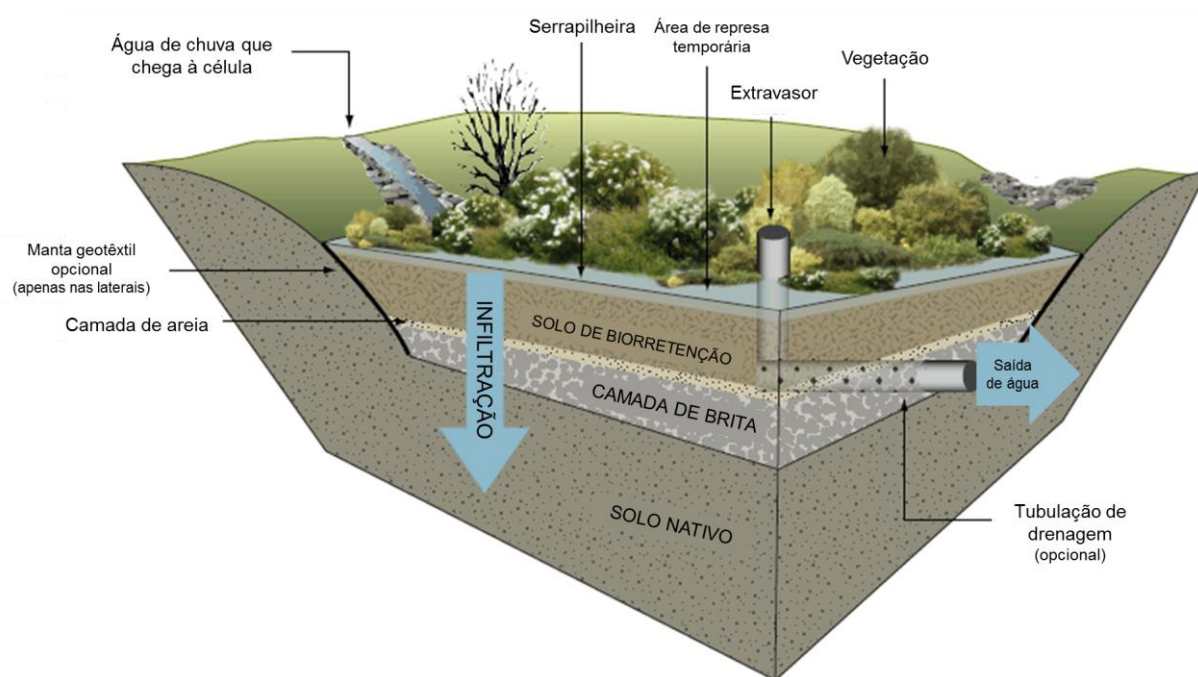
Figura 18: Implantação de célula de biorretenção em um estacionamento na Islândia



Fonte: DENR N. C. (2007).

Essa técnica compensatória pode ser utilizada em áreas comerciais, estacionamentos e vias públicas para tratar a água que chega a ela por meio de escoamento superficial. Normalmente as células de biorretenção têm uma camada superficial de vegetação, seguida de camadas de serapilheira, areia, solo e brita. A água limpa é drenada por uma tubulação que pode destiná-la tanto ao subsolo quanto a algum reservatório. Um sistema de extravasamento também deve ser instalado para o caso de a quantidade de água ser maior que a capacidade da célula e transbordar, como mostra a Figura 19 (SAMPLE e LIU, 2013).

Figura 19: Esquema conceitual de célula de biorretenção



Fonte: Adaptado de USGS (2014).

A água de chuva que escoar até as células é filtrada pelas diversas camadas, que consistem em um tratamento físico. O solo, as plantas e os microrganismos presentes na célula tratam os poluentes por meio de processos bioquímicos. Por isso, é importante que a área de implantação receba luz solar e irrigação (SAMPLE e LIU, 2013).

Um dos critérios mais importantes para a implantação das células é a profundidade do lençol freático, que deve estar a uma distância mínima de 0,60 m a 1,20 m do fundo da célula, para evitar contaminação das águas subterrâneas, sendo que as células normalmente têm uma profundidade entre 0,45 m e 0,90 m (SAMPLE e LIU, 2013). Além disso, é importante que as plantas suportem períodos de estiagem, mas também algumas horas com as raízes submersas. A manutenção exigida é similar à de um jardim, sendo necessário podar as plantas e adubá-las periodicamente. Estima-se que as células de biorretenção sejam capazes de reduzir de 40% a 80% do escoamento superficial, contribuindo consideravelmente para a redução do risco de enchentes e inundações (SAMPLE e LIU, 2013).

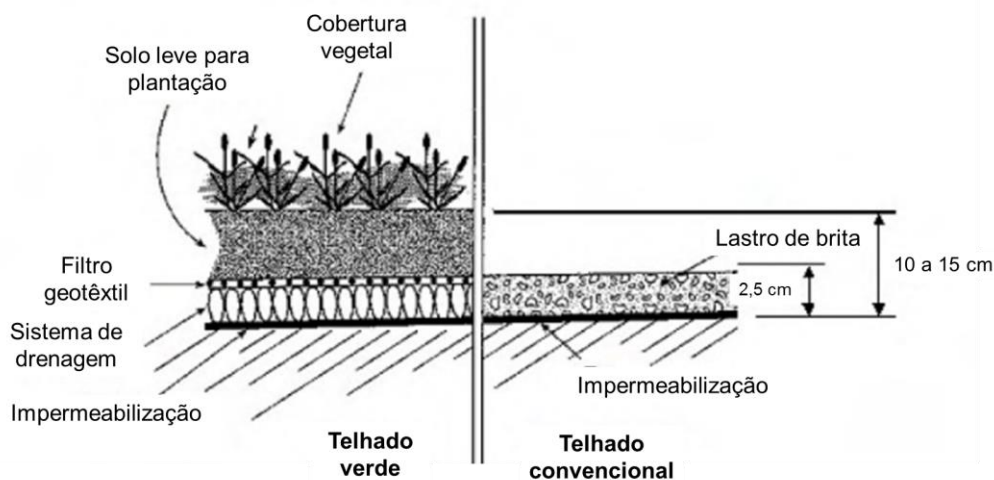
3.3.5.2 Telhados verdes (*Green Roofs*)

Telhados verdes são sistemas de cobertura vegetal instalados no topo das edificações, que permitem a infiltração e o armazenamento da água nas superfícies que antes eram tidas como impermeáveis e, como tal, contribuíam para aumentar o escoamento superficial das águas pluviais (WOODS BALLARD et al., 2015, p. 233 - 255).

Telhados azuis são aqueles projetados especialmente para armazenar água. Este armazenamento pode ser feito apenas para reserva temporária, liberando a água gradativamente, ou para utilização em irrigação, recreação ou usos internos não potáveis, como descarga sanitária. Assim, telhados verdes que incluam sistemas de armazenamento de água abaixo da cobertura vegetal também podem ser considerados telhados azuis (WOODS BALLARD et al., 2015, p. 233 - 255).

As duas considerações mais importantes para a construção de telhados verdes são a capacidade estrutural da construção, que deve ser calculada para suportar cargas maiores que os telhados convencionais, e a impermeabilização da superfície, para evitar problemas de infiltração e vazamentos. A vegetação deve ser escolhida de acordo com as condições ambientais do local de implantação (umidade, temperatura e outros) e de modo a não danificar a impermeabilização, isto é, deve-se optar por espécies mais rasteiras, com raízes de pequena profundidade. A Figura 20 apresenta um esquema comparativo entre os sistemas de telhado verde e convencional. Apesar de demandar um investimento inicial maior que o sistema convencional, os telhados verdes trazem mais benefícios no longo prazo, melhorando o desempenho térmico dos edifícios, a qualidade do ar e reduzindo o escoamento superficial e o risco de inundações (WOODS BALLARD et al., 2015, p. 233 - 255; SAMPLE e DOUMAR, 2013a).

Figura 20: Comparação entre telhado com cobertura vegetal e sistema de telhado convencional



Fonte: Adaptado de DENR N. C. (2007).

Existem, basicamente, dois tipos de telhado verde: o extensivo e o intensivo. O primeiro cobre toda a área do telhado, com vegetação de crescimento lento, mais resistentes às estiagens e com menos exigências de manutenção, como é o caso dos musgos, das ervas, das gramas e de algumas flores selvagens. O acesso a estes telhados é exclusivo para manutenção e pode ser implantando até em superfícies inclinadas. O segundo, também chamado de jardim de telhado, é um sistema mais complexo, com maior biodiversidade. A vegetação costuma ser uma combinação de gramíneas, plantas e até árvores. Quase todos os telhados deste tipo incluem sistemas de armazenamento de água para irrigação. Eles têm fácil acesso ao público, que pode utilizar a área do telhado para recreação, e exigem manutenção mais intensa. São também mais pesados, já que necessitam de substratos com profundidade maior que 150 mm (WOODS BALLARD et al., 2015, p. 233 - 255; SAMPLE e DOUMAR, 2013a).

Os critérios para instalação de telhados verdes são bastante flexíveis, já que existem muitas maneiras de fazer a implantação, de acordo com as restrições do local. Em termos estruturais, o principal critério é a avaliação da capacidade da edificação que receberá o telhado verde, cuja sobrecarga é estimada em pelo menos 70 kg/m² (SAMPLE e DOUMAR, 2013a). Em termos ambientais, é importante que o tipo de vegetação seja escolhido de acordo com as condições locais de altitude, vento e iluminação. Os telhados verdes são boas soluções para regiões urbanas em que outras técnicas compensatórias não podem ser instaladas devido à falta de espaço disponível (WOODS BALLARD et al., 2015, p. 233 - 255). A Figura 21 apresenta um exemplo de telhado verde implantado no prédio do Banco do Brasil, em Belo Horizonte.

Figura 21: Implantação de telhado verde no Banco do Brasil – Belo Horizonte



Fonte: Rocha (2011)

3.3.5.3 Trincheiras de infiltração (*Infiltration Trenches*)

As trincheiras de infiltração são poços rasos escavados e preenchidos com materiais com alto índice de vazios, que armazenam água temporariamente, antes que ela infiltre no solo. Essa técnica já era utilizada em épocas mais remotas para evitar ou diminuir as inundações, ainda que de maneira mais rudimentar. O mecanismo é simples: o material que preenche os poços tem uma capacidade de infiltração muito maior que a do solo ao seu redor, de modo que a água da chuva infiltra rapidamente nas trincheiras, reduzindo consideravelmente o escoamento superficial (WOODS BALLARD et al., 2015, p. 257-269; SAMPLE e BARLOW, 2013). A Figura 22 apresenta um exemplo de trincheira de infiltração.

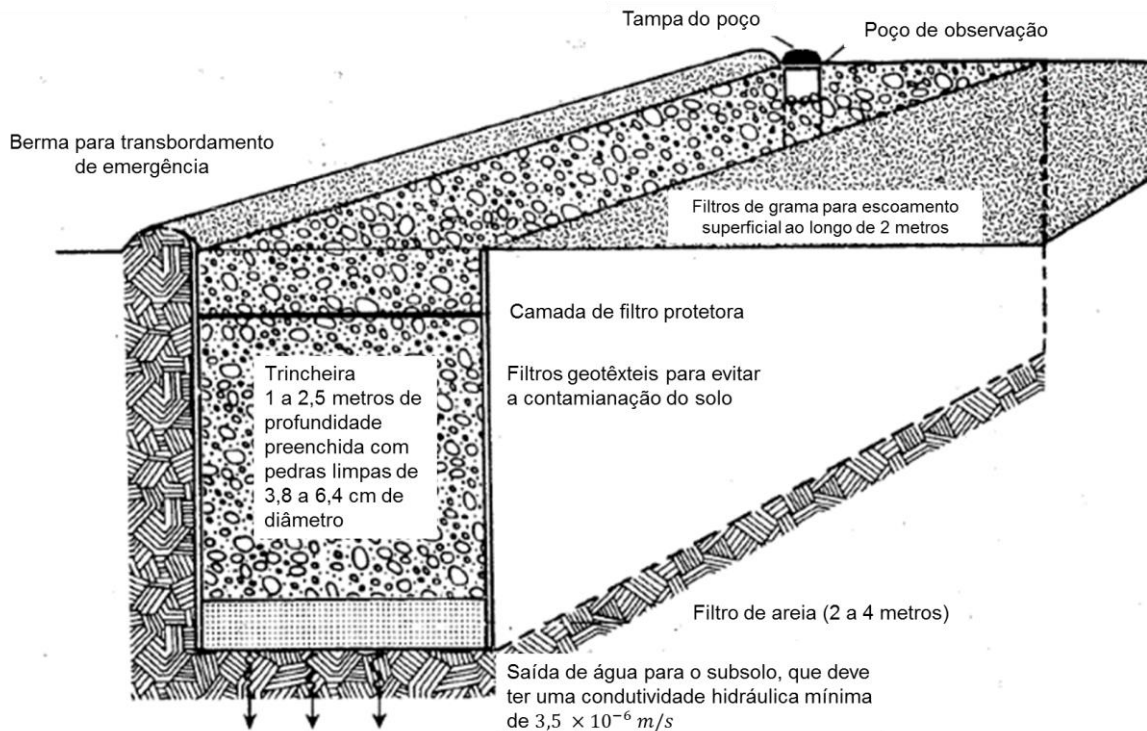
Figura 22: Implantação de trincheira de infiltração



Fonte: SuDS Wales (2017a)

Atualmente, essa técnica compensatória é executada de maneira mais sofisticada, com a presença de uma berma lateral para o caso de transbordamento emergencial, filtro geotêxtil para evitar a contaminação do solo e poço de observação para medição do nível d'água. Além disso, é importante que ao lado das trincheiras seja deixada uma faixa de grama de pelo menos dois metros para servir como filtro, evitando que os sedimentos trazidos pelas inundações colmatem os poros dentro da trincheira e permitindo um distanciamento mínimo das edificações no entorno e suas fundações (WOODS BALLARD et al., 2015, p. 257-269; SAMPLE e BARLOW, 2013). A Figura 23 apresenta o esquema conceitual de uma trincheira de infiltração.

Figura 23: Esquema conceitual de trincheira de infiltração



Fonte: Adaptado de Schueler (1987, p. 5.1)

Um dos principais critérios para instalação das trincheiras de infiltração é a distância mínima de um metro que deve ser guardada entre a base da trincheira e o nível do lençol freático. Isto deve ser levado em conta para evitar que o nível do lençol aumente e alcance a trincheira, reduzindo o volume livre para armazenamento de água, e para proteger o lençol de possíveis contaminações. Desta forma, as trincheiras normalmente não são instaladas nas proximidades dos cursos d'água. Além disso, é necessário que o terreno tenha uma inclinação máxima de 20%, sendo que no intervalo de 5% a 20% é preciso realizar regularização do fundo da vala. A área para implantação da trincheira varia de acordo com o tempo de retorno (TR) das chuvas para as quais deseja-se evitar as inundações (WOODS BALLARD et al., 2015, p. 257-269; SAMPLE e BARLOW, 2013).

3.3.5.4 Pavimentos permeáveis (Permeable Pavement)

Os pavimentos permeáveis são revestimentos de concreto, asfalto ou outros materiais executados com uma tecnologia incorporadora de ar, que os torna porosos e, conseqüentemente, permeáveis à água. Os principais tipos de pavimentos permeáveis são os concretos permeáveis, os asfaltos porosos e os blocos de concreto intertravados. Sua implantação, quando possível, substitui revestimentos externos impermeáveis, promovendo a infiltração da água de chuva no solo e, em alguns casos, armazenando-a em reservatório (SAMPLE e DOUMAR, 2013c; SUDS WALES, 2017b). Essa técnica compensatória pode ser utilizada em diversos espaços urbanos,

como estacionamentos (Figura 24), garagens, ruas e avenidas, áreas de recreação e lazer, parques, passeios e calçadas, entre outros (SAMPLE e DOUMAR, 2013c). Segundo Woods Ballard et al. (2015, p. 410-411), os pavimentos permeáveis podem ser projetados para suportar maiores volume de tráfego, desde que os elementos estruturais (base e sub-base) sejam devidamente dimensionados.

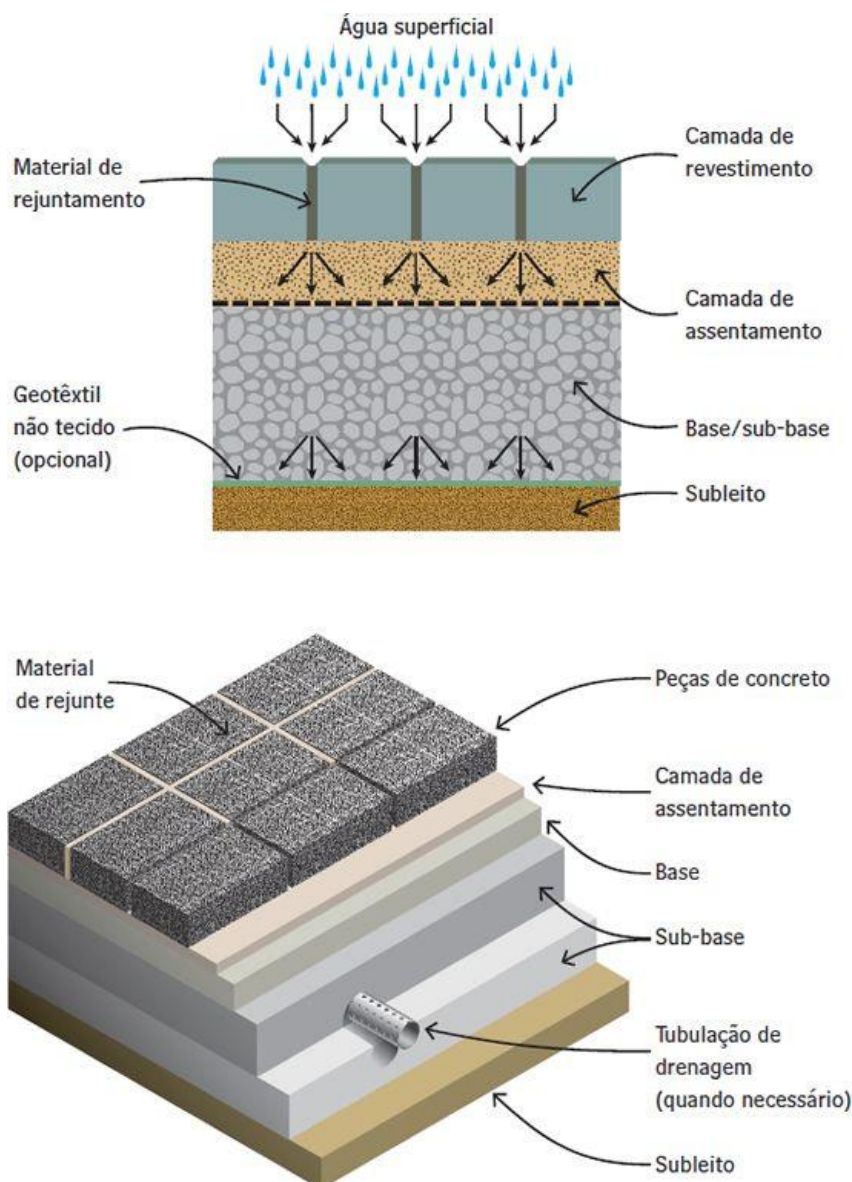
Figura 24: Implantação de concreto poroso em estacionamento



Fonte: Silva (2012a)

Os pavimentos permeáveis, assim como os convencionais, são executados em camadas, como mostra a Figura 25. A camada mais superficial é a de revestimento, cujos material e espessura devem ser escolhidos de acordo com a quantidade de água que se deseja coletar (e, se for o caso, armazenar) e com as cargas relacionadas ao tráfego. No caso dos blocos intertravados, a segunda camada é composta de areia fina e, para todos os casos, um filtro granular é necessário para impedir que sedimentos cheguem ao reservatório. Abaixo do filtro encontra-se a camada de pedras, que armazena a água e deve ser bem compactada para garantir uma densidade máxima, entretanto sem que as pedras se quebrem em pedaços menores, o que reduziria a porosidade da camada. Abaixo da camada de pedras deve-se colocar um filtro geotêxtil para proteger o solo natural de possíveis contaminações. A última camada é o solo natural existente no local, que deve ser sondado de modo que informações sobre resistência mecânica e condutividade hidráulica sejam obtidas para projeto (WOODS BALLARD et al., 2015, p. 426-428).

Figura 25: Esquema conceitual de pavimento permeável



Fonte: Silva (2012a).

Os critérios para implantação de pavimentos permeáveis variam muito de acordo com as características de relevo e tráfego do local em que se pretende realizar a pavimentação. De uma maneira geral, devem-se observar alguns critérios como: declividade máxima do terreno de 5%, condutividade hidráulica do solo entre 10^{-4} m/s e 10^{-6} m/s e largura mínima da via de 12 m (WOODS BALLARD et al., 2015; SCHUELER, 1987).

3.3.5.5 Reservatórios individuais (*Rain Barrels*)

Os reservatórios individuais são dispositivos que interceptam, desviam, armazenam e liberam a água da chuva coletada pelos telhados, por meio de calhas e rufos. Os reservatórios podem ser instalados de forma aparente ou subterrânea, sendo que no segundo caso é importante garantir o fácil acesso para manutenção (SAMPLE e DOUMAR, 2013b; WOODS BALLARD et al., 2015, p. 207-231).

O funcionamento do reservatório individual é bem simples, como esquematizado na Figura 26. As águas pluviais que caem sobre o telhado são coletadas pelas calhas e rufos e descem por uma tubulação até o reservatório. Nesta tubulação, a água passa por um filtro antes de chegar ao reservatório, com o objetivo de tirar as sujeiras maiores, como folhas de árvores, grãos de areia, etc. Em alguns casos, uma tubulação desce em paralelo ao reservatório para descartar a primeira água de chuva, que pode estar contaminada por poeiras mais finas do telhado ou partículas voláteis presentes na atmosfera. Depois do descarte da primeira água, toda a água de chuva é direcionada para dentro do reservatório (SAMPLE e DOUMAR, 2013b).

Figura 26: Esquema conceitual de reservatório individual



Fonte: Equipe Ecycle (2017).

Quando a água atinge o nível máximo do reservatório, o excedente é descartado por uma tubulação extravasora (“ladrão”), que pode ou não estar conectada a outro reservatório. Assim, é possível instalar vários reservatórios em série. O reservatório conta ainda com uma torneira na parte inferior, por onde sai a água após o armazenamento (SAMPLE e DOUMAR, 2013b; WOODS BALLARD et al., 2015, p. 207-231).

A Figura 27 apresenta um reservatório individual instalado em uma residência. Como é possível notar, o principal critério para a adoção desta técnica é a disponibilidade de espaço para a instalação do reservatório. Para os menores reservatórios, estima-se que é necessário cerca de 1 m² de espaço livre próximo à descida de água pluvial. Embora os critérios físicos para instalação sejam relativamente simples, é importante reforçar que, diferentemente das outras técnicas compensatórias, o reservatório individual exige alguns cuidados de limpeza e manutenção periódicos frequentes (SAMPLE e DOUMAR, 2013b).

Figura 27: Implantação de reservatório individual

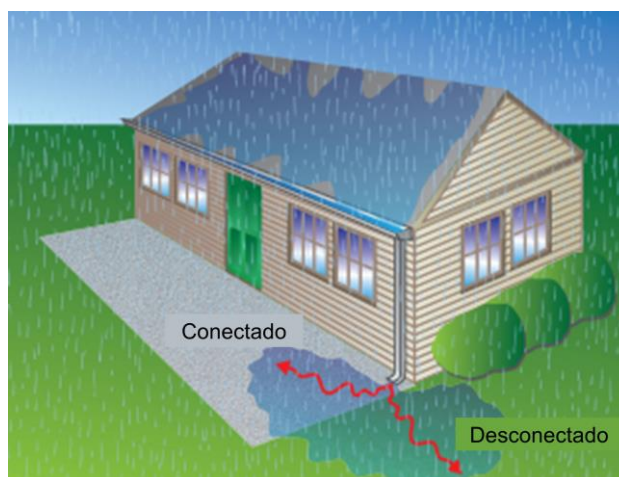


Fonte: Equipe Ecycle (2017)

3.3.5.6 Desconexão dos telhados (*Rooftop Disconnection*)

A desconexão de telhados é uma das técnicas compensatórias mais simples de se implantar. Trata-se do direcionamento das águas pluviais coletadas pelas calhas e rufos para áreas permeáveis, desconectando a drenagem pluvial dos telhados da rede de drenagem urbana e das áreas impermeáveis, como mostra a Figura 28.

Figura 28: Esquema conceitual de desconexão de telhados



Fonte: Adaptado de Sample e Doumar (2013b)

Este sistema pode ser utilizado em qualquer local próximo a áreas permeáveis, mas deve-se atentar para alguns cuidados quando os solos têm baixa capacidade de infiltração, como as argilas (SAMPLE e DOUMAR, 2013b; CHESAPEAKE STORMWATER NETWORK, 2009).

Quando o solo tem boa capacidade de infiltração e uma área suficiente, uma simples desconexão pode ser implantada, como no caso da Figura 29. Por outro lado, quando as características do solo não são favoráveis à infiltração, ou a área permeável não é suficiente

para o lançamento direto das águas pluviais, pode-se implantar a desconexão em combinação com outras técnicas compensatórias, realizando o lançamento das águas em células de biorretenção, reservatórios individuais, entre outros (SAMPLE e DOUMAR, 2013b).

Figura 29: Implantação de desconexão de telhados



Fonte: Chesapeake Stormwater Network (2009)

O Instituto Politécnico da Virgínia (EUA) aconselha a utilização da desconexão de telhados em lotes com área maior do que 550 m², com uma área de contribuição do telhado de no máximo 90 m² por descida d'água. Aconselha-se ainda que a área que receberá a água não tenha uma declividade maior que 5%, de modo a evitar o risco de erosão (SAMPLE e DOUMAR, 2013b).

3.3.6 Critérios para implantação conjunta de técnicas compensatórias

Muitas são as diretrizes e ferramentas atualmente disponíveis para seleção das técnicas compensatórias de drenagem urbana mais apropriadas para determinado local (ROMNÉE, EVRARD e TRACHTE, 2015). Podem ser utilizados critérios como características de uso e ocupação do solo, características físicas da bacia, exigências de desempenho de quantidade e qualidade, aspectos relacionados ao meio ambiente, amenidades e participação da comunidade no processo decisório (ROMNÉE, 2015; RODRÍGUEZ et al., 2014; NASCIMENTO et al., 2016).

Romnée et al. (2015) desenvolveram uma metodologia para projeto de sistema de drenagem urbana descentralizado com conceito WSUD que considera análise da paisagem e morfologia da bacia hidrográfica. Essa metodologia foi baseada na análise de indicadores, definição de interesses e estratégias, estudo das tipologias espaciais, construção de cenários de gestão descentralizada e, por fim, elaboração de projetos de gestão descentralizada da drenagem urbana. Os indicadores da paisagem avaliados foram: relevo, capacidade de infiltração do solo, rede de áreas verdes (parques, cemitérios parques, áreas gramadas e vegetadas), rede hidrográfica. As vias foram classificadas e mapeadas de acordo com a existência de árvores e praças, hierarquia, faixas de estacionamento e presença de canteiro central. As quadras e lotes

foram avaliados segundo a taxa de ocupação e presença de espaços abertos nos afastamentos frontais, laterais e de fundo. Por fim, as edificações foram classificadas segundo tipo de cobertura, área e declividade dos telhados. A partir da análise de todos esses indicadores, foram definidas as estratégias adotadas para a bacia, como o aumento da biodiversidade, promoção de gestão coletiva, incentivo do escoamento em canais abertos, integração das diversas escalas do ambiente construído. Essas estratégias permitiram o mapeamento das áreas verdes que poderiam ser conectadas através de corredores ecológicos viários e das áreas que poderiam ser destinadas à implantação de telhados verdes, bacias de retenção e detenção em áreas públicas e privadas. Tipologias que classificam vias, quadras, lotes e edificações segundo a potencialidade para implantação de técnicas compensatórias foram então definidas e ranqueadas de forma a auxiliar o processo de tomada de decisão na construção dos cenários mais interessantes. Os resultados desta metodologia podem subsidiar o aprimoramento dos regulamentos de planejamento urbano em favor de uma drenagem urbana descentralizada (ROMNÉE, EVRARD e TRACHTE, 2015).

O Quadro 1 apresenta um resumo qualitativo dos critérios para implantação das técnicas compensatórias e que foram utilizados nas simulações realizadas.

Quadro 1: Importância relativa de restrições à implantação e operação das técnicas

Técnica	Restrições à implantação e operação das técnicas					
	Permeabilidade do solo	Declividade	Proximidade do lençol	Proximidade de leito rochoso	Restrições ao uso do solo	Aporte de sólidos
Bacia de detenção	+	+	+	++	+++	++
Bacia de infiltração	+++	+	+++	+++	+++	+++
Valas e valetas de infiltração	+++	+++	+++	+++	++	+++
Pavimentos permeáveis	++	+++	++	+	+	+++
Trincheiras de detenção	+	++	++	++	++	+
Trincheiras de infiltração	+++	+++	+++	+++	++	+
Células de biorretenção	+++	+	+++	+++	++	+
Telhados verdes	+	+	+	+	+	+
Reservatórios individuais	+	+	++	++	+	+

Fonte: Adaptado de Baptista, Nascimento e Barraud (2011, p. 55)

3.4 Modelagem matemática e computacional de fenômenos hidrológicos

O objetivo da modelagem hidrológica é a representação dos processos hidrológicos, de transformação da precipitação em escoamento, infiltração e evaporação. Atualmente, diversos modelos hidrológicos que realizam transformação chuva-vazão têm sido aplicados na simulação de vazões de cheias, dentre os quais podem citar-se: *Hydrologic Modeling System* (HEC-HMS), *Soil and Water Assessment Tool* (SWAT), *TOPography-based hydrological MODEL* (TOPMODEL), *Model for Urban Sewers* (MOUSE), *Storm Water Management Model* (SWMM) (FORMIGA et al., 2016; USACE - U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2016; BENDIENT, HUBER e VIEUX, 2008). O Quadro 2 apresenta alguns exemplos de modelos hidrológicos amplamente utilizados, por tipo.

Quadro 2: Modelos hidrológicos

Tipos de modelo	Exemplos de modelo
Parâmetros agrupados	Synder ou HU-Clark
Distribuído	Onda cinemática
Por eventos	HEC-1, HEC-HMS, SWMM, SCS TR-20
Contínuo	Stanford Model, SWMM, HSPF, STORM
Fisicamente baseado	HEC-1, HEC-HMS, SWMM, HSPF
Estocástico	Vazões sintéticas
Numérico	Modelos de ondas cinemática e dinâmica
Analítico	Método Racional, HUI-Nash

Fonte: traduzido de Bendient, Huber e Vieux (2008).

A seleção do modelo mais adequado deve basear-se em critérios como: objetivos da modelagem, características da área de estudo, disponibilidade de dados, familiaridade com o modelo, aspectos econômicos (disponibilidade de recursos financeiros e computacionais), dentre outros (BENDIENT, HUBER e VIEUX, 2008; TUCCI, 2005). O SWMM 5.1 foi selecionado para este trabalho pois é um modelo amplamente utilizado na modelagem hidrológica de bacias urbanas e de técnicas LID, com representação eficaz do comportamento dessas estruturas (FLETCHER, ANDRIEU e HAMEL, 2013; KREBS et al., 2014). O SWMM é um dos poucos modelos disponíveis que simulam o comportamento hidrológico e hidráulico de técnicas compensatórias, podendo ser colocado ao lado do *Model for Urban Stormwater Improvement Conceptualisation* (MUSIC), modelo desenvolvido especialmente para representar estruturas LID e seu impacto hidrológico (FLETCHER, ANDRIEU e HAMEL, 2013; LERER, ARNBJERG-NIELSEN e MIKKELSEN, 2015).

3.4.1 SWMM

O SWMM é um modelo hidrológico computacional que foi desenvolvido pela *United States Environmental Protection Agency* (Usepa) no começo da década de 1970. Este é um *software* livre, gratuito, parcialmente integrado com ambiente de Sistema de Informação Geográfica (SIG) e *Computer Aided Design* (CAD), cujos principais dados de entrada necessários para seu funcionamento são: precipitação, características físicas das áreas de contribuição (área, declividade, permeabilidade, etc.), localização e dimensões de poços de visita e de tubulações, etc. (CABRAL et al., 2009).

A estrutura do modelo é composta pelo módulo executivo e por nove blocos: quatro computacionais e cinco de serviços. O bloco “*Runoff*” executa a transformação da chuva em vazão, o “*Transport*” modela o fluxo na rede de drenagem pelo método da onda cinemática, o “*Extran*” refere-se à modelagem hidrodinâmica do fluxo nos canais, e o “*Storage/Treatment*” à qualidade das águas (GARCÍA e PAIVA, 2006).

O escoamento superficial é calculado, no SWMM, através da modelagem de cada sub-bacia como um reservatório não-linear. Sendo assim, a entrada de água numa sub-bacia se dá pela precipitação e as perdas por evaporação e infiltração. A água acumulada acima da profundidade de armazenamento em depressões torna-se escoamento superficial. O armazenamento em depressões contabiliza as perdas e abstrações iniciais com intercepção em telhados, vegetação, poças e retenções em superfícies (ROSSMAN e HUBER, 2016). A vazão do escoamento superficial (Q) pode ser descrita com a Eq. 1 (BENDIENT, HUBER e VIEUX, 2008):

$$Q = W \frac{1}{n} (h - DS)^{5/3} S_m^{1/2} \quad \text{Eq. 1}$$

Em que: Q = vazão do escoamento superficial (m^3/s); W = largura média do escoamento na bacia (m); n = coeficiente de rugosidade de Manning da superfície; h = profundidade da água na superfície (m); DS = armazenamento em depressões, intercepção (m) ; S_m = declividade média da bacia (m/m).

3.4.1.1 Infiltração

O SWMM permite a modelagem da infiltração por meio de três métodos: Horton, Green-Ampt e Serviço de Conservação do Solo (SCS) . Neste trabalho, o método SCS foi selecionado, devido a sua simplicidade e exigência do fornecimento de apenas um parâmetro (o *Curve Number* - CN) e à inexistência de dados medidos em campo que permitissem caracterização mais precisa dos parâmetros dos modelos Horton e Green-Ampt.

O modelo chuva-vazão do SCS, atualmente Serviço de Conservação dos Recursos Naturais (NRCS), do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos (USDA), é um método determinístico simplificado amplamente utilizado no Brasil para estudos hidrológicos. Seu emprego depende da determinação de dois parâmetros principais que são utilizados para obtenção da precipitação efetiva: a retenção potencial máxima (S_{max}) e a abstração inicial (I_a), sendo que este é definido como função do S_{max} (usualmente, 20% de S_{max}). A precipitação efetiva é determinada pela Eq. 2 (NATIONAL RESOURCES CONSERVATION SERVICE (NRCS), 2004).

$$Pe = \frac{(P - 0,2S_{max})^2}{P + 0,8S_{max}} \quad \text{Eq. 2}$$

Em que: Pe =precipitação efetiva (mm); P =precipitação total (mm); S_{max} =retenção potencial máxima (mm). Sendo que S_{max} é determinado pela Eq. 3.

$$S_{max} = \frac{25400}{CN} - 254 \quad \text{Eq. 3}$$

Pode-se dizer, portanto, que o modelo depende basicamente da determinação do CN, que por sua vez depende da classificação hidrológica do solo, das condições antecedentes de umidade e do uso e ocupação do solo. Os valores de CN associados aos variados solos norte-americanos são apresentados em tabelas pelo NRCS (2004). Devido às diferenças naturais entre as realidades norte-americana e brasileira, existe certa dificuldade em associar um CN adequado aos solos encontrados no Brasil. Sartori, Lombardi Neto e Genovez (2005) propuseram uma classificação hidrológica dos solos brasileiros, associando diretamente às classes hidrológicas do NRCS, classes de solo definidas pela Embrapa (2006).

3.4.2 Avaliação dos resultados do modelo

A qualidade dos resultados de um modelo hidrológico deve ser avaliada pela comparação, visual e estatística, com os dados observados. Primeiramente, uma comparação visual dos gráficos das vazões simuladas e observadas permitirá uma avaliação geral do desempenho do modelo e avaliação da forma dos hidrogramas. Em seguida, critérios estatísticos para avaliação devem ser aplicados. Esses critérios estatísticos podem variar entre a modelagem contínua e separada por eventos (ASCE, 1993).

Geralmente, os objetivos de simulações por eventos isolados são a determinação da vazão e do tempo de pico, do volume escoado e representação da recessão do hidrograma. Para avaliação do alcance desses objetivos, é possível lançar mão de vários critérios estatísticos, como: erro percentual na vazão de pico, erro no tempo de pico, variação do volume escoado, coeficiente de eficiência de Nash-Sutcliffe, dentre outros. O coeficiente de Nash-Sutcliffe (C_{NS}) é

amplamente recomendado para avaliação estatística de modelos hidrológicos, é considerado a função objetivo que melhor reflete o ajuste entre os hidrogramas simulados e observados e, por ser comumente utilizado, serve de parâmetro de comparação entre trabalhos anteriores (ASCE, 1993; MORIASI et al., 2007). O coeficiente de eficiência de Nash e Sutcliffe pode ser calculado pela Eq. 4.

$$C_{NS} = 1 - \frac{\sum_{i=1}^k (Q_{obs_i} - Q_{sim_i})^2}{\sum_{i=1}^k (Q_{obs_i} - \overline{Q_{obs}})^2} \quad \text{Eq. 4}$$

Em que: Q_{obs} é a vazão observada, Q_{sim} a vazão simulada pelo modelo, $\overline{Q_{obs}}$ é a média das vazões observadas e k o número de eventos.

O C_{NS} indica quão bem os dados simulados ajustam-se aos observados. Se o valor de C_{NS} é menor ou próximo de zero, o resultado do modelo é considerado “insuficiente ou pobre”. Se o valor é igual a 1, o modelo é considerado “perfeito”. Contudo, não há padrões explícitos para avaliação específica do modelo utilizando esta estatística (SANTHI et al., 2001; RAMANARAYANAN et al., 1997).

Diversos estudos foram consultados em busca de uma fundamentação para a avaliação da qualidade do modelo através do C_{NS} , do erro percentual da vazão de pico e do volume escoado. Os resultados dessa pesquisa são descritos nos próximos parágrafos.

Santhi et al. (2001), simulando vazões mensais e anuais para uma bacia rural de 4.277 km², consideraram como satisfatórios os resultados de calibração quando os valores de C_{NS} ultrapassaram 0,5. No processo de calibração, o *curve number* (CN) foi ajustado variando-o em até 10% do valor tabelado, para obtenção da melhor combinação de parâmetros (ROSSMAN e HUBER, 2016).

Andrade, Mello e Beskow (2013) simularam vazões diárias para uma bacia rural de 32km² utilizando-se do modelo SWAT e obtiveram valores médios de C_{NS} de 0,66 e 0,87 nas fases de calibração e validação, respectivamente. O modelo subestimou vazões máximas na ordem de 33%. No processo de calibração, os autores variaram os parâmetros, inclusive o CN, em mais ou menos 50% da estimativa inicial (ANDRADE, MELLO e BESKOW, 2013). Esses mesmos autores citam outros trabalhos que obtiveram C_{NS} na faixa de 0,32 a 0,81 para bacias diferentes, todos utilizando o SWAT (ANDRADE, MELLO e BESKOW, 2013).

Silva et al. (2016) utilizaram o SWMM para modelagem contínua das bacias dos córregos Ressaca, com extensão de 21 km² e Sarandi, com 28 km², afluentes da Lagoa da Pampulha, Belo Horizonte, Minas Gerais. A calibração foi realizada automaticamente por meio de algoritmos genéticos, tendo o coeficiente de Nash-Sutcliffe como função objetivo. A simulação

do córrego Ressaca produziu coeficiente de Nash-Sutcliffe de 0,70 e 0,72 para as etapas de calibração e validação, respectivamente, enquanto para o córrego Sarandi obtiveram-se coeficientes de 0,88 e 0,78. Para o córrego Ressaca, o volume escoado simulado foi 8% maior que o observado, em média; enquanto que no córrego Sarandi o erro do volume foi da ordem de 1%. As vazões de pico foram, em média, subestimadas em cerca de 25% para o córrego Ressaca e em 36% para o Sarandi, havendo eventos em que, ao contrário, as vazões de pico foram superestimadas (SILVA, 2014).

García e Paiva (2006) aplicaram o SWMM na modelagem da drenagem urbana de uma bacia parcialmente urbanizada com 4,95 km² de extensão (bacia do arroio Cancela, Santa Maria, Rio Grande do Sul). O modelo foi calibrado com seis eventos de precipitação observados, com dados de nível monitorados e curva-chave obtida com medições de velocidade. A análise foi realizada para dois níveis de discretização da bacia, subdividida em 18 e seis sub-bacias. Os parâmetros calibrados foram: largura da sub-bacia, coeficiente de rugosidade de Manning, parâmetros de infiltração de Horton e capacidade de armazenamento. Os resultados encontrados foram avaliados pelo coeficiente de correlação (R), que variou entre 0,93 e 0,98; pelo coeficiente de Nash-Sutcliffe, que variou entre 0,91 e 0,98; pelo erro na vazão de pico, que variou entre 0,56% e 15%; e pelo erro no volume escoado, que variou de 0,9% a 27,1%. Em sua análise de sensibilidade, os autores observaram que os parâmetros que mais influenciaram os resultados de vazão de pico e volume escoado foram a porcentagem de área impermeável e a largura da bacia. Na avaliação do efeito dos diferentes níveis de discretização da bacia nos resultados do modelo, foi observado aumento da vazão de pico e do volume escoado, e antecipação do tempo de pico para a situação com discretização simplificada. Como conclusão, os autores alertam para os cuidados que devem ser tomados ao simplificar a representação da bacia, o que pode tornar os dados imprecisos para análise da profundidade de inundação (GARCÍA e PAIVA, 2006).

Formiga et al. (2016) simularam vazões máximas de uma bacia urbana de 4,95 km² utilizando o SWMM e calibração automática multiobjetivo com algoritmos genéticos. As funções objetivos utilizadas foram o coeficiente de Nash-Sutcliffe, erro percentual da vazão de pico e do volume escoado. Os resultados da calibração e da validação para C_{NS} foram respectivamente de 0,99 e 0,86; do erro percentual da vazão de pico, de 1,0% e 14,0%; e do volume total escoado de 1,8% e 11,1%.

Souza (2014) modelou uma bacia urbana de 9,04 km² por meio do SWMM, calibrando o modelo com dados medidos de 20 eventos chuvosos, obtendo C_{NS} médio de 0,62, variando de 0,40 a 0,94.

Xu e Zhao (2016) modelaram uma bacia urbana de 131 km² em Pequim por meio do SWMM e obtiveram, com a calibração de quatro eventos de precipitação intensa, C_{NS} entre 0,61 a 0,95, erro médio na vazão de pico entre 2 e 3% e, na validação com outros quatro eventos, C_{NS} entre 0,60 e 0,84 e erro médio na vazão de pico de 4% a 15%. Na modelagem dos cenários pré e pós urbanização da bacia, o coeficiente de escoamento superficial cresceu de 0,12 para 0,41 e a vazão de pico cresceu em média 70%.

Collodel (2009) simulou uma bacia parcialmente urbanizada com área de 10,1 km² em variados níveis de discretização, sendo a bacia subdividida de 298 sub-bacias a apenas uma. De uma maneira geral, os resultados para todos os níveis de discretização eram muito próximos, apresentando valores de C_{NS} de 0,74 a 0,89 com a calibração automática e de 0,74 a 0,87 para calibração manual, por tentativa e erro. As vazões de pico simuladas apresentaram maior discrepância em relação às vazões observadas, com grande variação do erro médio da vazão de pico entre os eventos e configurações do modelo (COLLODEL, 2009).

Baek et al. (2015) obtiveram valores do C_{NS} de 0,80 e 0,54 para calibração e validação, respectivamente, na modelagem de uma bacia urbana com o SWMM. Contudo, o modelo subestimou as vazões de pico e não representou bem o escoamento para pequenas precipitações. Este e outros estudos anteriores constataram certa limitação do SWMM na simulação da vazão de pico (BAEK et al., 2015; BARCO, WONG e STENSTROM, 2008; TSIHRINTZIS e HAMID, 1998).

Bastos (2007) simulou três pequenas bacias urbanas e parcialmente urbanizadas de 0,39km², 1,44km² e 1,89km² por meio do SWMM e, após a calibração, encontrou erros médios na vazão de pico de 0,63%, 1,16% e 4,43% e erros médios no volume escoado de 4,71%, 5,55% e 13,44%.

Shinma (2011) aplicou o SWMM para modelagem de uma bacia urbana e calibrou automaticamente utilizando dez eventos, obteve valores de C_{NS} médio de 0,87 na calibração e de 0,84 na validação, variando entre 0,60 e 0,97 para cada evento. Seus resultados indicaram que, no caso de calibração multievento, a média das funções objetivo foi a melhor técnica para seleção dos parâmetros finais, ou seja, a que apresentou os melhores resultados para as funções objetivo após a simulação com os parâmetros médios.

Krebs et al. (2014) modelaram três pequenas bacias urbanas (áreas de 0,6 a 1,2 km²) em variadas escalas de detalhamento e obtiveram resultados nas etapas de calibração e validação bem próximos para todos os níveis de detalhamento. Os resultados para C_{NS} apresentaram valor

médio de 0,88, variando entre 0,52 e 0,98, o erro na vazão de pico variou de -18,1% a 29,9%, e o erro no volume escoado variou entre 3,8% e 32,2%.

Garcia (2005) aplicou o SWMM na modelagem de uma bacia urbana de 4,95 km² em duas escalas de discretização: subdivisão em 18 sub-bacias com área mínima de 0,22km² e em 6 sub-bacias com área mínima de 4,11km². Na subdivisão mais detalhada, os erros médios nas vazões de pico e no volume escoado foram de 3,1% e 21,2% respectivamente, enquanto que na discretização simplificada os erros foram ligeiramente maiores: de 8,3% e 22,3%. Os coeficientes de correlação foram de 0,95 e 0,94 para as discretizações detalhada e simplificada, respectivamente.

Nunes et al. (2015) analisaram os parâmetros ajustados para diversos estudos de modelagem hidrológica em bacias brasileiras aplicando-se o SWMM (AMARAL, 2014; BASTOS, 2007; CAMPOS, 2009; COLLODEL, 2009; FARIA, BARBASSA e SILVEIRA, 2014; GARCIA, 2005; ROCHA, 2013). As faixas de valores para os parâmetros coeficiente de rugosidade de Manning das áreas impermeáveis (Ni) e permeáveis (Np), armazenamento em depressões nas áreas impermeáveis (Si) e permeáveis (Sp), *Curve Number* do método do SCS (CN), calibrados para oito estudos, estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1: Parâmetros calibrados para várias bacias brasileiras

Limites	Ni	Np	Si (mm)	Sp (mm)	CN
Mínimo	0,010	0,124	1,47	3,13	45,97
Máximo	0,400	0,697	4,00	7,00	54,00

Fonte: adaptado de Nunes et al. (2015).

Na avaliação dos resultados das calibrações desses estudos, o C_{NS} variou de 0,83 a 0,93, o erro percentual da vazão de pico de 0,03% a 10,80% e o volume escoado de 2,56% a 22,45% (NUNES et al., 2015). Ainda que as bacias estudadas apresentem ampla variação de características físicas, climáticas, de permeabilidade e de uso e ocupação do solo, os valores encontrados para os parâmetros e os resultados das funções objetivo podem servir de base comparativa para o presente estudo.

Moriasi et al. (2007) realizaram pesquisa bibliográfica sobre resultados de modelos avaliados com critérios estatísticos, dentre eles o coeficiente de Nash-Sutcliffe, e resumiram o desempenho dos modelos para passo de tempo mensal da seguinte maneira: para C_{NS} menor ou igual a 0,50, o desempenho é considerado insatisfatório; para C_{NS} entre 0,50 e 0,65, satisfatório; C_{NS} entre 0,65 e 0,75, bom desempenho; e C_{NS} maior que 0,75 desempenho muito bom. Os autores recomendam que, na fase de calibração, quando ajustes nos parâmetros do modelo são

realizados, o C_{NS} seja maior do que 0,65, para que na fase de validação, quando não há mais ajuste de parâmetros, o desempenho seja no mínimo “satisfatório” (MORIASI et al., 2007).

O Quadro 3 apresenta resumo do desempenho dos modelos apresentados, com algumas características das bacias e do método utilizado. De maneira geral, os desempenhos dos modelos apresentados para simulação contínua e por eventos foram bastante próximos – a média do coeficiente de Nash-Sutcliffe para modelagem contínua foi de 0,80 e para simulação por eventos foi de 0,77. Foram utilizados na calibração e validação, em média, 12 eventos por modelo.

Quadro 3: Desempenho dos modelos hidrológicos citados

Bacia	Área (km ²)	Tipo de ocupação	Modelo	Modelagem contínua ou por eventos (Nº)	Faixa de C_{NS} obtidos	Fonte
Bosque River, Texas, EUA	4.277	Rural	SWAT	Contínua	0,72 - 0,86	Santhi et al. (2001)
Ribeirão Jaguara, MG	32	Rural	SWAT	Contínua	0,66 - 0,87	Andrade et al. (2013)
Córrego Ressaca, MG	21	Urbana	SWMM	Contínua	0,70 - 0,72	Silva et al. (2016)
Córrego Sarandi, MG	28	Urbana	SWMM	Contínua	0,78 - 0,88	Silva et al. (2016)
Arroio Cancela, RS	4,95	Parcialmente Urbanizada	SWMM	Contínua	0,86 - 0,99	Formiga et al. (2016)
Arroio Cancela, RS	4,95	Parcialmente Urbanizada	SWMM	Eventos (6)	0,91-0,98	García e Paiva (2006)
Sub-bacia do Lago Paranoá, DF	9,04	Urbana	SWMM	Eventos (20)	0,40 - 0,94	Souza (2014)
Liangshui River, Beijing, China	131	Urbana	SWMM	Eventos (8)	0,60 - 0,95	Xu e Zhao (2016)
Córrego do Gregório, SP	10,1	Parcialmente Urbanizada	SWMM	Eventos (8)	0,74 - 0,87	Collodel (2009)
Gwangju, Coreia do Sul	0,0125	Urbana	SWMM	Eventos (4)	0,54 - 0,80	Baek et al. (2015)
Córrego do Gregório, SP	10,1	Urbana	SWMM	Eventos (10)	0,60 - 0,97	Shinma (2011)
Lahti, Finlândia	0,6 a 1,2	Urbanas	SWMM	Eventos (25)	0,52 - 0,90	Krebs et al. (2014)

Fonte: elaborado pelo autor.

Considerando que dados medidos são inerentemente incertos, faz-se necessário levar em conta essa incerteza na avaliação do modelo. Sob condições típicas de controle de qualidade do processo de aquisição e compilação de dados, os erros acumulados na vazão podem ser estimados entre 6% a 19%, e no caso do pior cenário, a faixa provável de erro atinge os 42% (MORIASI et al., 2007; HARMEL et al., 2006; HARMEL e SMITH, 2007).

O intervalo de discretização do tempo também pode impactar o desempenho do modelo. Comumente, a performance do modelo é pior para intervalos de discretização mais curtos – por exemplo, intervalo diário comparado com intervalo mensal ou anual (ENGEL et al., 2007). Aplicando-se este mesmo princípio, intervalos de discretização sub-diários, ou até mesmo sub-horários como os utilizados neste trabalho, podem implicar em redução da performance e resultados de ajuste mais difícil.

Como conclusão, observa-se que os resultados da calibração e validação de modelos hidrológicos podem ser avaliados por diversos critérios estatísticos e visuais. Por serem amplamente utilizados, o coeficiente de Nash-Sutcliffe, os erros percentuais da vazão de pico e do volume escoado podem ser considerados critérios adequados para avaliação dos resultados deste trabalho. A pequena diferença observada entre a qualidade do ajuste alcançado pela calibração automática e manual qualifica ambas as metodologias como adequadas para aplicação. E, por fim, o nível de discretização da representação da bacia em sub-bacias deve ser aquele que melhor representa as características físicas e de uso e ocupação do solo sem, contudo, comprometer a viabilidade da calibração manual, utilizada neste trabalho.

3.4.2.1 Análise de incertezas

Modelos hidrológicos, como quaisquer outros modelos matemáticos, representam apenas uma fração da realidade, levando a resultados imprecisos. De fato, as incertezas são inerentes a todos os modelos e a total eliminação de erros não é possível (DOTTO et al., 2012). Dessa forma, faz-se necessária análise das incertezas a fim de quantificar o nível de confiabilidade dos resultados e fornecer base para sua aplicação prática.

Uma das fórmulas que podem ser utilizadas para cálculo da propagação de erro é a proposta por Topping (1972), indicada pela Eq. 5. Este é um método amplamente aceito para cálculos de erro relacionados a medições de vazões (HARMEL et al., 2006).

$$E_p = \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2} \quad \text{Eq. 5}$$

Em que: E_p = margem provável de erro ($\pm\%$); k = número total de fontes potenciais de erro; E_i = fontes potenciais de erro ($\pm\%$).

Segundo Slade (2004 apud HARMEL et al., 2006), a margem de erro provável para situações em que a curva-chave é obtida de forma indireta, em um canal uniforme com margens estáveis, seção transversal conhecida e boa estimativa do coeficiente de rugosidade de Manning, pode ser definido em $\pm 15\%$. Butts et al. (2004) estimaram a incerteza de medições de vazão obtidas de maneira indireta, através de curvas-chave, em 10% para intervalo de confiança de 95%.

Além do erro associado à vazão medida, podem ser listadas como fontes de incertezas para os dados observados utilizados neste trabalho:

- erros e falhas no registro de precipitação e nível d'água das estações pluviométricas e fluviométricas;
- erros e falhas na leitura e no registro de precipitação na estação pluviométrica convencional;
- erro da leitura e discretização dos pluviogramas da estação convencional;
- obtenção indireta de curvas-chave sintéticas.

Podem ser associadas as seguintes incertezas aos resultados da simulação hidrológica:

- estrutura e concepção do modelo hidrológico;
- estimativas dos dados com medidas de campo indisponíveis;
- subjetividade na calibração por tentativa e erro;
- escolha e avaliação da função objetivo;
- tamanho das séries de dados da calibração.

A representação gráfica da faixa de incertezas associadas aos dados observados e aos dados simulados permite a percepção dos períodos nos quais essas faixas são coincidentes, próximas ou distantes – o que pode ser uma boa estratégia para uma avaliação mais realista dos resultados dos modelos.

3.4.3 Modelagem de técnicas compensatórias

O SWMM 5.1 possibilita a representação de oito técnicas compensatórias, denominadas no *software* por controles LIDs: células de biorretenção, jardins de chuva, telhados verdes, trincheiras de infiltração, pavimentos permeáveis, reservatórios individuais, desconexão de telhados e valas de infiltração. O direcionamento do escoamento de um LID para outro exige a construção de uma sub-bacia para cada LID, de forma que, quando múltiplos LIDs são inseridos em uma sub-bacia, a vazão afluyente ao LID precisa ser destinada ao exutório (MCCUTCHEON e WRIDE, 2013).

McCutcheon e Wride (2013) avaliaram a utilização do SWMM para modelagem de LIDs, especificamente células de biorretenção, e compararam os resultados com dados medidos em estruturas construídas e avaliadas por Selbig e Balster (2010). As células de biorretenção estudadas estavam implantadas em áreas com solos arenosos e argilosos na cidade de Madison, Wisconsin, nos Estados Unidos. Os resultados de campo indicaram que as estruturas construídas foram capazes de infiltrar praticamente toda a precipitação incidente sobre os telhados conectados (com área de drenagem cinco vezes maior que a área das células) durante os quatro anos de estudo. Os resultados indicaram bom ajuste entre a simulação e os dados

observados. Do total precipitado observado e simulado nos quatro anos estudados, respectivamente, 87% e 90% corresponderam à infiltração – ajuste aceitável dentro da faixa de erro associada às medições em campo. A calibração também foi realizada para eventos separados e os parâmetros resultantes foram diferentes dos encontrados na calibração contínua. Os autores associaram essas diferenças à influência das condições de umidade antecedente, e à compensação da condutividade hidráulica devido à colmatagem e afluência de detritos. Contudo, a simulação dos eventos também apresentou bons ajustes com os dados medidos. As vazões de pico simuladas se ajustaram bem às observadas, já o volume armazenado apresentou diferenças consideráveis, devido ao fato de que a recessão do hidrograma no modelo não ocorreu tão rapidamente quanto nos dados observados. De uma maneira geral, a conclusão dos autores é de que o SWMM pode ser uma ferramenta útil para análise do impacto de infraestruturas verdes no sistema de controle de inundações. Os autores ressaltam, contudo, que os bons resultados obtidos na simulação, a credibilidade e confiança no modelo devem-se, principalmente, à caracterização adequada da estrutura com a utilização de dados medidos em campo e ao fato de o modelo ser fisicamente baseado.

Gironás, Roesner e Davis (2009) simularam uma bacia urbana de 0,12 km² com implantação de LIDs para precipitações com TR de 2, 5 e 100 anos. Foram constatadas, com a implantação dos LIDs na bacia, reduções percentuais nas vazões de pico da ordem de 36%, 33% e 21%, e dos volumes escoados redução de 14%, 7% e 3%.

Bahiense (2013) modelou a influência da implantação de medidas LID em uma bacia hipoteticamente urbanizada e obteve redução da vazão de pico gerada por precipitação sintética com TR de 10 anos de 65% em relação ao cenário de urbanização com sistema de drenagem tradicional. A autora utilizou o Modelo de Células de Escoamento (MODCEL), um modelo bastante detalhado aplicado à hidrologia urbana, para simulação do escoamento superficial e na rede de drenagem bidimensional (MIGUEZ, 2001; BAHIENSE, 2013).

Josimovic e Alam (2014) avaliaram a implantação de seis tipos de LIDs (telhados verdes, pavimentos permeáveis, trincheiras de infiltração, células de biorretenção, valas de infiltração e cisternas) em uma bacia de 3,0 km². A implantação de LIDs em diversas configurações reduziu o escoamento superficial de 52% da precipitação para até menos de 5% do volume precipitado, no caso de implantação de trincheiras de infiltração e pavimentos permeáveis. Os autores ressaltam a importância de se observar a relação custo/benefício em termos de redução de escoamento superficial no processo de decisão de seleção de áreas para implantação de LIDs.

Versini et al. (2015) simularam a implantação de telhados verdes em uma bacia urbana por meio do SWMM e obtiveram resultados de redução da vazão de pico de até 60%, com

implantação de telhados verdes em 100% das áreas com potencial para implantação, e redução do escoamento superficial de até 45%. Em cenários mais realistas, caso 10% das áreas com potencial da bacia fossem cobertos por telhados verdes, por exemplo, a vazão de pico seria reduzida em 16% e o volume escoado em 20%.

Palla e Gnecco (2015) desenvolveram estudo de simulação de uma bacia com implantação de LID por meio do SWMM, utilizaram dados observados em campo para calibração do cenário “atual” e dados obtidos em estruturas LID construídas em escala laboratorial para calibração do cenário com LIDs. Na calibração do modelo hidrológico da bacia, utilizaram sete eventos, obtiveram coeficiente de Nash-Sutcliffe médio de 0,84 (variação de 0,80 a 0,97), erro médio do volume escoado de -2% (variação de -8% a 12%) e erro da vazão de pico médio de 4% (variação de -20% a 28%). Já na calibração dos modelos de telhado verde e pavimento permeável obtiveram, respectivamente, coeficientes de Nash-Sutcliffe médios de 0,85 e 0,86, erros médios do volume escoado de -2% -1% e erros da vazão de pico médio de -9% e -3%. Os resultados para precipitações de tempos de retorno de 2, 5 e 10 anos indicaram redução da vazão de pico nos cenários de máxima implantação de LIDs de, respectivamente, 45%, 37% e 31% da vazão de pico e redução de 23%, 17% e 14% no volume escoado.

Zimmer et al. (2007) aplicaram outro modelo hidrológico, o *Guelph All-Weather Sequential Events Runoff* (GAWSER), utilizado principalmente no Canadá, para simular a resposta hidrológica de uma bacia a três cenários de uso e ocupação do solo: o cenário urbanizado (2004), a bacia originalmente coberta por vegetação (1871) e cenário com implantação de LIDs. Simulando vazões anuais, o cenário com implantação de LIDs aumentou o escoamento de base e reduziu o escoamento superficial. Para simulação de eventos de precipitação com tempo de retorno de 10 anos, a vazão de pico produzida no cenário com LIDs foi semelhante à vazão do cenário de 1871, enquanto o cenário de 2004 produziu vazões de pico quatro vezes superiores, ou seja, a implantação dos LIDs significou uma redução de 75% na vazão de pico do cenário atual.

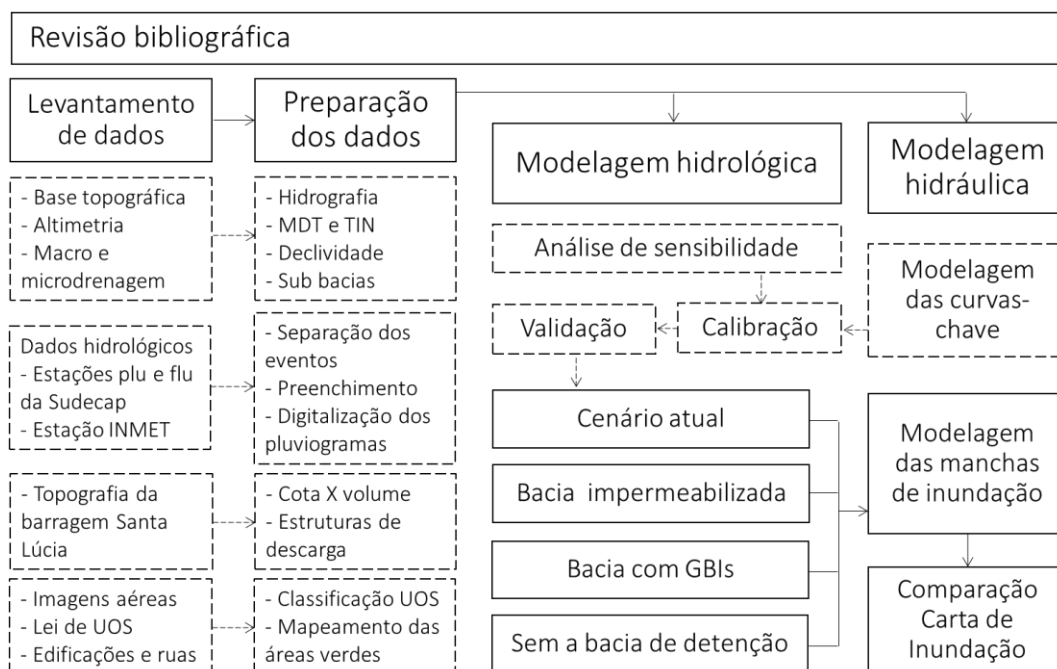
Drummond (2012) simulou, utilizando o SWMM, a implantação de microrreservatórios em lotes de uma bacia de 57 hectares localizada em Belo Horizonte e obteve redução de 50% da vazão de pico em relação ao cenário com a bacia totalmente impermeabilizada.

De uma maneira geral, na simulação de implantação de técnicas compensatórias nas diversas bacias citadas, foram observadas reduções significativas das vazões de pico e do volume escoado. Ainda que essas reduções possam ser consideradas, em alguns casos, superestimadas, a modelagem hidrológica de técnicas compensatórias é uma boa ferramenta para avaliação dos benefícios hidrológicos da implantação dessas estruturas (MCCUTCHEON e WRIDE, 2013).

4 MATERIAL E MÉTODOS

As etapas metodológicas para elaboração desta pesquisa estão apresentadas esquematicamente na Figura 30, abaixo, e detalhadas em seguida.

Figura 30: Diagrama da metodologia



Fonte: elaborada pelo autor.

A primeira etapa desta pesquisa consistiu em extensiva revisão bibliográfica e consulta a estudos e projetos desenvolvidos anteriormente para a bacia hidrográfica do córrego do Leitão. Por ser uma bacia urbanizada e historicamente afetada por inundações, vários estudos e projetos foram realizados na área, alguns a serviço da própria Prefeitura Municipal de Belo Horizonte (PBH) (DAM PROJETOS DE ENGENHARIA, 2004; BUENO, 2014; NASCIMENTO e BAPTISTA, 1997; NASCIMENTO et al., 1999).

Estudos desenvolvidos para todo o município de Belo Horizonte também foram importantes para a elaboração deste trabalho. Como citado anteriormente, o Plano Diretor de Drenagem Urbana de Belo Horizonte abrange todos os cursos de água existentes no município. Sua primeira etapa, concluída em 2001, abrangeu um diagnóstico do sistema de drenagem urbana, com levantamento e cadastro das redes de macro e microdrenagem existentes, e a implantação do Sistema de Informações Geográficas para drenagem urbana – SIG-Drenagem. A segunda etapa, iniciada em 2007, envolveu: a realização de modelagem matemática, hidrológica e hidráulica do sistema de macrodrenagem das bacias hidrográficas dos ribeirões Arrudas e Onça; a identificação das áreas suscetíveis a inundações, resultando nas “Cartas de Inundações de Belo Horizonte”, desenvolvidas pela empresa Companhia Brasileira de Projetos e

Empreendimentos (Cobrape); a expansão e atualização do SIG-Drenagem; o monitoramento da qualidade das águas das bacias do Onça e do Arrudas; e a implantação do Sistema de Monitoramento Hidrológico, cuja operação iniciou-se em setembro de 2011 (BELO HORIZONTE, 2015).

Diversos resultados do PDDrU foram consultados para a construção dos modelos hidráulicos e hidrológicos. Os dados da rede de macrodrenagem (arquivo eletrônico formato .pdf), compilados no “Atlas dos diagramas dos canais revestidos do sistema de macrodrenagem” (BELO HORIZONTE, 2002), foram disponibilizados pela Sudecap, bem como toda a rede de microdrenagem cadastrada (em formato .dwg).

4.1 Caracterização física da bacia em estudo

Para caracterização física da bacia do córrego do Leitão, foram utilizados os dados fornecidos pela Empresa de Informática e Informação do Município de Belo Horizonte, a Prodabel. Para representação do terreno, a partir dos arquivos eletrônicos contendo a nuvem de pontos (coordenadas xyz) referentes ao levantamento altimétrico realizado nos anos 2007/2008, através de *laser scanner* aerotransportado (LiDAR – *Light Detention and Ranging*), foram gerados o Modelo Digital de Terreno (MDT) e a superfície triangulada de elevação (TIN), por meio do *software* ArcGIS 10.4., do *Environmental System Research Institute* (ESRI). Foram também fornecidos os arquivos georreferenciados da base topográfica do município de Belo Horizonte, contendo arruamentos, quadras, lotes, edificações, praças, rede de drenagem, bacias e sub-bacias hidrográficas, o que permitiu a representação precisa do meio urbano.

4.1.1 Pedologia

Por meio de levantamento de campo e medições utilizando-se de cerca de 300 poços de monitoramento distribuídos em Belo Horizonte, Costa (2002) classificou os solos do município como:

- Podzólico Vermelho Amarelo: abrange a porção norte do município (60% da área), distrófico, horizonte A moderado, textura areno-argilosa, típico de relevo ondulado e fortemente ondulado, resultante de alteração de gnaisse e migmatitos, e apresenta condutividade hidráulica saturada média de $1,1 \times 10^{-6}$ m/s;
- Latossolo Vermelho Amarelo: abrange a porção sul do município (30% da extensão), distrófico, horizonte A moderado, textura argilosa, resultante da decomposição de xistos, filitos e dolomitos, condutividade hidráulica saturada média de $5,1 \times 10^{-7}$ m/s;

- Litólico: abrange os 10% restantes, relacionado às litologias mais resistentes formadoras da Serra do Curral, pouco profundo, textura arenosa, derivado de quartzitos, condutividade hidráulica saturada média de $6,0 \times 10^{-6}$ m/s.

Segundo a nova classificação brasileira de solos de 2006, esses solos são denominados, respectivamente: argissolo vermelho-amarelo distrófico típico A moderado textura média-argilosa; latossolo vermelho-amarelo distrófico A moderado textura argilosa; e neossolo litólico (EMBRAPA, 2006).

A distribuição dos tipos de solo pode ser, ainda, relacionada à camada de rocha que originou as camadas superiores do solo (COSTA, 2002). Sendo assim, a condutividade hidráulica dos solos de Belo Horizonte, de acordo com a litologia, é:

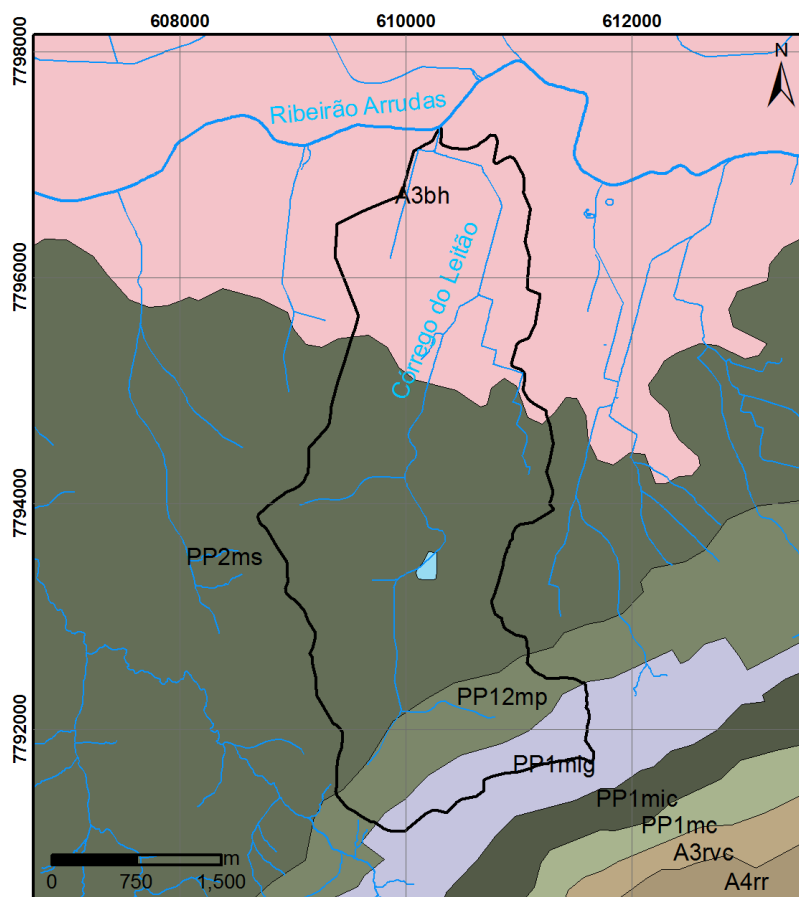
- Complexo Belo Horizonte (gnaisses e migmatitos): $1,1 \times 10^{-6}$ m/s;
- Formação Cercadinho (quartzitos): $6,0 \times 10^{-4}$ m/s;
- Formação Gandarela (dolomitos e filitos): $4,2 \times 10^{-7}$ m/s;
- Grupo Sabará (filitos): $6,3 \times 10^{-7}$ m/s.

A litologia da região da bacia do córrego do Leitão, conforme CPRM (2013), originalmente em escala 1:100.000, está apresentada na Figura 31. A bacia do córrego do Leitão está distribuída, do baixo curso para o alto curso da bacia, entre: Complexo Belo Horizonte (28% da área da bacia); Grupo Sabará (54%); Formação Cercadinho (11%); e Formação Gandarela (6%).

Ramos (1998) propôs, de maneira mais simples, a distribuição dos grupos hidrológicos dos solos em Belo Horizonte: ao norte da calha do ribeirão Arrudas os solos seriam do grupo B e, ao sul, do grupo D. Pela metodologia de Ramos (1998), a bacia do córrego do Leitão, localizada ao sul do ribeirão Arrudas, estaria totalmente enquadrada no grupo hidrológico D. Contudo, parte da bacia está inserida no Complexo Belo Horizonte e na Formação Gandarela, formações geológicas cujos solos que as recobrem apresentam condutividade hidráulica maiores do que as esperadas para solos do grupo D.

Segundo a classificação proposta por Sartori, Lombardi Neto e Genovez (2005), os solos de Belo Horizonte estariam classificados da seguinte forma: grupo hidrológico C (argissolo vermelho-amarelo distrófico típico A moderado textura média-argilosa); grupo hidrológico A (latossolo vermelho-amarelo distrófico A moderado textura argilosa); e grupo hidrológico D (neossolo litólico).

Figura 31: Mapa de Litologia da bacia do córrego do Leitão



Legenda

- Cursos d'água
- Bacia do córrego do Leitão
- Litologia - Escala 1:100.000 (CPRM, 2013)
- A3bh - Complexo Belo Horizonte
- A3rvc, A4rr - Grupo Nova Lima, Supergrupo Rio das Velhas
- PP12mp - Formação Cercadinho, Grupo Piracicaba, Supergr. Minas
- PP1mc - Grupo Caraça
- PP1mic - Formação Cauê, Grupo Itabira, Supergrupo Minas
- PP1mig - Formação Gandarela, Grupo Itabira, Supergrupo Minas
- PP2ms - Grupo Sabará, Supergrupo Minas

Fonte: elaborada pelo autor a partir de CPRM (2013).

Considerando a ausência de informações mais precisas medidas em campo e a ocorrência de litologias variadas e solos de diversas classes na bacia do córrego do Leitão, avalia-se que a determinação do grupo hidrológico do solo, e conseqüentemente do CN, não pode ser rígida e que este é um parâmetro passível de ajustes na calibração. Adotou-se como parâmetro inicial, para fins de calibração, o CN médio de 57 para todas as sub-bacias, calculado conforme Tabela 2. Para este cálculo, considerou-se que as Formações Cercadinho e Gandarela são recobertas por neossolo litólico, o que corresponde a 18% da área da bacia. Para cada grupo hidrológico e uso do solo foi associado o valor de CN correspondente, conforme tabela proposta do NRCS (2004). Ressalta-se que o CN apresentado refere-se apenas às áreas permeáveis da bacia.

Tabela 2: Estimativa do CN médio da bacia

Classe de solo	Grupo hidrológico do solo	% de Uso do Solo			CN resultante por classe de solo	% da classe de solo na bacia
		Vegetação arbórea	Campo	Solo e pastagem		
		47%	49%	5%		
Argissolo VA	A	45	30	72	39	54%
Latossolo VA	C	77	71	88	75	28%
Neossolo Litólico	D	83	78	97	82	18%
					CN final:	57

Fonte: elaborada pelo autor.

4.2 Dados pluviométricos e linimétricos

Os dados da rede de monitoramento hidrológico de Belo Horizonte, de precipitação e de níveis de água nos canais, do período outubro de 2011 a abril de 2016, foram fornecidos pela Sudecap. Os dados de todas as estações são discretizados no intervalo de 10 minutos. Os registros de alertas observados no intervalo 2011-2014 também foram fornecidos pela Sudecap. A localização das estações de monitoramento hidrológico da Sudecap utilizadas nesse estudo está apresentada no Quadro 4 e na Figura 32 (BELO HORIZONTE, 2015).

Quadro 4: Localização das estações de monitoramento hidrológico na bacia do córrego do Leitão

Estação	Localização	Coordenadas*	Grelha	Área de drenagem (km ²)	Tipo
E36	Av. Guaicuí com a Av. Prudente de Moraes	609.993 E 7.792.240 N	Grelha 3	0,926	Linimétricas
E37	Reservatório Santa Lúcia - Vertedouro	610.285 E 7.793.630 N	Vertedouro	3,742	
E38	Av. Prudente de Moraes, esquina com Rua Mangabeira	610.024 E 7.794.340 N	Grelha 4	5,764	
E39	Av. Prudente de Moraes, esquina com Rua Joaquim Murinho	610.184 E 7.795.030 N	Grelha 26	6,453	
E40	Rua São Paulo, esquina com Av. Bias Fortes - Grelha	610.761 E 7.796.310 N	Grelha 55	8,857	
E41**	Rua Mato Grosso, esquina com Rua dos Tamoios	610.282 E 7.797.220 N	Grelha 73	10,366	
E42	Rua Sebastião Botelho Nepomuceno s/n - Bairro Belvedere - COPASA	610.808 E 7.792.530 N	-	-	Pluviométrica

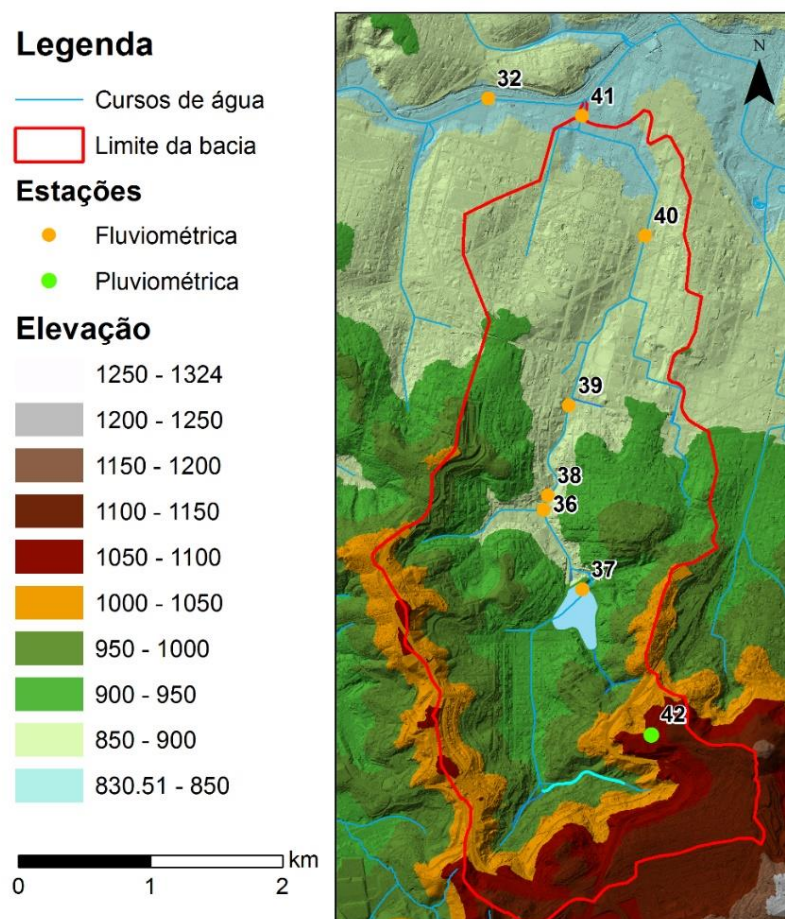
*South American Datum SAD 1969, Universal Transversa de Mercator UTM - Zona 23S

** Estação E41 é linimétrica e pluviométrica.

Fonte: elaborado pelo autor a partir de Belo Horizonte (2015).

Foi realizada análise preliminar de consistência dos dados das sete estações fluviométricas e pluviométricas estudadas. Primeiramente efetuou-se um balanço da ocorrência de falhas e, em seguida, avaliou-se a ocorrência de erros sistemáticos nas leituras. Constatou-se que durante todo o mês de fevereiro de 2013 e o período de 18 de maio a 31 de dezembro de 2014 não foram registrados quaisquer dados. Segundo a Sudecap, o longo período no qual não há registros, no ano de 2014, ocorreu devido a problemas na licitação e contratação dos serviços de transmissão dos dados. Ainda assim, de maneira geral, as estações apresentaram falhas constantes. A estação 36, por exemplo, foi a que mais apresentou falhas, em 41% do período monitorado. Já a estação 37 possui a menor indisponibilidade de dados, da ordem de 7%. A frequente ausência completa de registros e as interrupções nas leituras inviabilizaram a utilização desses dados para uma modelagem hidrológica contínua.

Figura 32: Localização das estações de monitoramento hidrológico da Sudecap na bacia do córrego do Leitão



Fonte: elaborada pelo autor a partir de Sudecap (2016).

Com relação à avaliação da ocorrência de erros sistemáticos nas leituras, algumas dificuldades foram encontradas. Ocorre que as técnicas comumente utilizadas (CAMARGOS e NAGHETTINI, 1983; TUCCI, 2005) para análise de consistência de dados pluviométricos,

como a curva de dupla acumulação, por exemplo, aplicam-se a dados de precipitações anuais ou mensais, não sendo válidas para dados diários e sub-diários, como é o caso. Assim também, dados sub-horários, como os utilizados neste trabalho, não permitem o preenchimento de longos períodos de falhas, por sua aleatoriedade e independência. O mesmo acontece com os dados fluviométricos, de forma que a utilização desses dados para modelagem contínua tornou-se inviável, conforme supracitado.

Dessa forma, foram selecionados, em meio aos dados hidrológicos disponíveis, eventos chuvavazão para os quais não houve ocorrência de lacunas maiores que dois intervalos consecutivos de leitura de precipitação (20 minutos). O preenchimento de pequenas falhas foi realizado caso a caso, manualmente, através de interpolação linear direta dos dados vizinhos, quando possível. Para a modelagem de cada evento foi selecionado um período anterior ao hidrograma, suficientemente longo para aquecimento do modelo, e outro posterior que abrangesse todo o tempo de recessão do hidrograma gerado pela precipitação em estudo. Esta tarefa demandou grande esforço, pois cada evento corresponde a, no mínimo, 432 leituras de nível ou altura de precipitação, em cada estação (três dias discretizados em intervalos de 10 minutos).

Foram identificados 42 eventos (entre outubro de 2011 e abril de 2016) que produziram algum tipo de alerta (Quadro 5), mas havia disponibilidade de dados de precipitação consistentes para as três estações pluviométricas em apenas 20. Destes, sete eventos que possuíam dados fluviométricos de todas as seis estações foram utilizados na calibração do modelo, enquanto os 13 restantes, que possuíam falhas de leitura em pelo menos uma estação pluviométrica, foram utilizados na validação.

Os dados da estação pluviométrica convencional do Instituto Nacional de Meteorologia (Inmet), localizada na bacia hidrográfica do córrego do Leitão, também foram utilizados neste trabalho. O Inmet fornece eletronicamente os dados de precipitação diária registrados pelo pluviômetro. Como o interesse deste trabalho são precipitações com o mesmo intervalo de discretização de 10 minutos, foram obtidas fotografias dos pluviogramas dos dias cujos eventos provocaram algum tipo de alerta. Esses pluviogramas foram digitalizados e seus dados comparados com os registrados pelo pluviômetro.

Para a caracterização da distribuição espacial da precipitação nas sub-bacias, considerou-se os registros da estação mais próxima de cada sub-bacia a partir dos polígonos de Thiessen (Figura 33). Dadas as pequenas extensões de cada sub-bacia, foi considerada, para cada uma delas, a precipitação da estação que abrangesse a maior parte de sua área.

Quadro 5: Eventos que geraram alertas e sua disponibilidade de dados

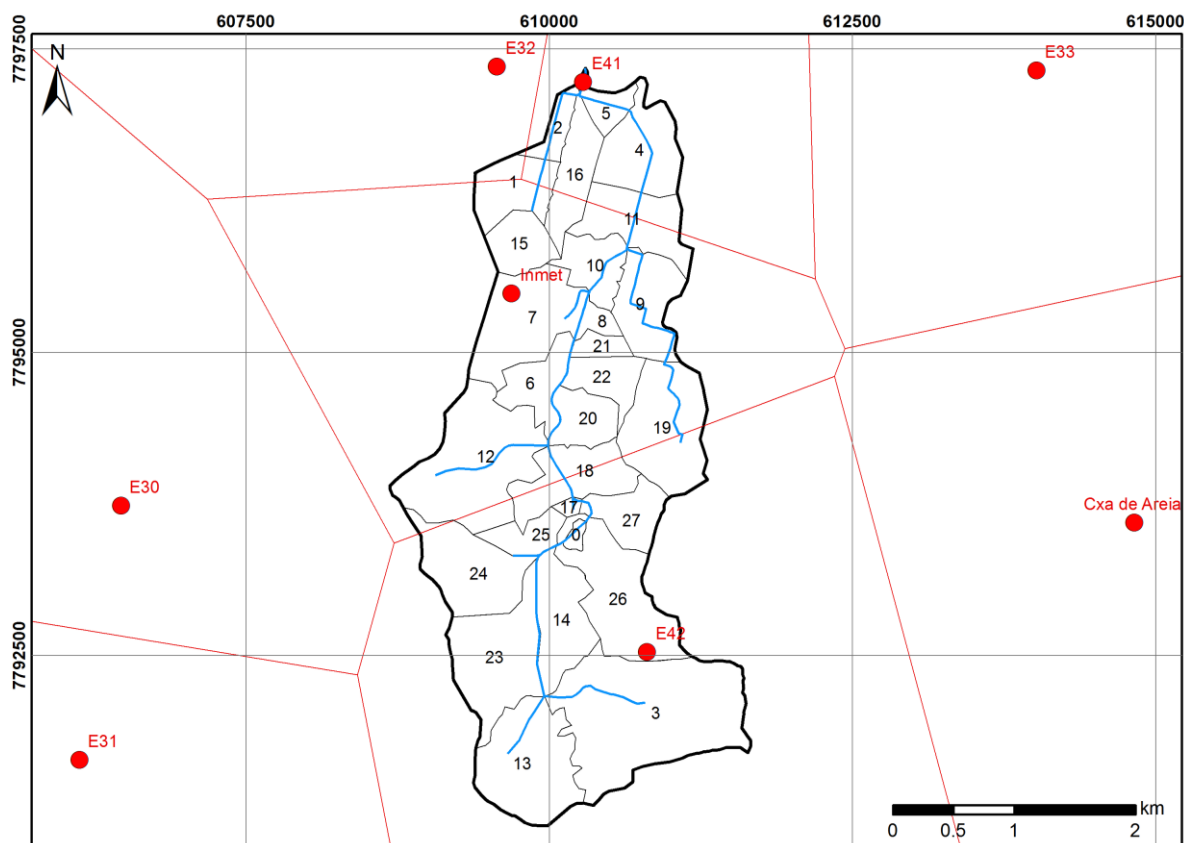
Eventos			Percentual de disponibilidade dos dados (%)									Alertas registrados*						Status**
N	Dia do alerta	Duração total (h)	E36	E37	E38	E39	E40	E41P	E41	E42P	Inmet	36	37	38	39	40	41	
1	17/10/11	79	99	100	0	80	99	99	99	100	100					A	A	D
2	27/10/11	72	99	98	37	89	98	96	96	99	34	A				A	A	V
3	14/11/11	96	98	98	84	83	98	98	98	99	75	V				A	A	C
4	23/11/11	72	97	99	89	79	99	99	99	99	100	A	V	L	A	A	L	C
5	1/12/11	96	98	99	84	84	99	98	98	100	100	L	V		A	A	V	C
6	5/12/11	72	99	99	89	79	99	98	98	99	100	A					A	C
7	12/12/11	312	99	99	83	76	98	97	97	99	100	A	V	L	L		L	C
8	27/12/11	168	99	99	82	99	99	99	99	100	100	A	V		A	A	L	C
9	4/1/12	105	26	99	49	100	99	98	98	99	100	A			A	A	A	V
10	29/1/12	168	98	99	86	98	100	82	82	100	36	L	A	A	L	A	L	V
11	8/2/12	75	95	94	76	94	93	91	91	97	100	V				A	A	C
12	28/3/12	144	98	98	84	98	99	0	0	100	100	A	V	L	L	A		V
13	15/11/12	75	99	99	100	99	99	99	99	100	100	L	V	L	A	A	A	V
14	10/12/12	75	99	99	99	98	100	99	99	99	100	A						D
15	7/1/13	72	94	99	97	97	99	96	96	99	100	A	A	A	A	A	L	D
16	13/4/13	72	99	58	99	98	100	99	99	100	79	L	A		A	A		D
17	28/10/13	72	99	52	97	98	99	97	97	99	100	L	L		A		L	D
18	30/11/13	64	90	49	90	90	90	90	90	90	100	L	V		A	A	L	V
19	6/12/13	96	98	51	97	97	99	98	98	100	100	L	A	L	L	A	L	V
20	11/12/13	78	100	24	69	100	100	100	100	100	100	A			A		L	V
21	24/12/13	168	8	42	0	100	100	100	100	100	100	V			A	A	L	V
22	17/1/14	96	63	58	58	56	53	59	59	63	50	L	V			A	A	D
23	17/2/14	72	97	98	98	98	97	97	97	61	79						A	D
24	8/3/14	96	99	97	97	99	99	99	99	100	100	V						V
25	22/3/14	72	100	99	99	99	100	99	99	100	0	V						D
26	2/4/14	96	51	97	27	97	96	96	96	99	100	A	V		L	A	L	D
27	27/1/15	72	0	100	0	0	0	0	0	100	46	A						D
28	3/2/15	216	0	100	0	0	0	0	0	100	81	V						D
29	16/2/15	120	0	100	0	0	0	0	0	98	60	V						D
30	25/2/15	72	0	100	0	0	0	0	0	98	100	V						D
31	6/3/15	72	0	99	0	0	0	0	0	99	0	A						D
32	11/3/15	96	0	99	0	0	0	0	0	99	0	V						D
33	1/4/15	96	0	96	0	0	0	0	0	99	0	V						D
34	27/10/15	72	0	99	0	0	0	0	0	100	0	V					A	D
35	13/11/15	72	0	100	0	0	0	100	100	100	100	A						V
36	8/12/15	75	0	98	100	0	0	100	0	99	100	V						V
37	18/12/15	72	0	98	99	0	0	100	55	99	100	L					A	V
38	28/12/15	72	0	98	99	0	0	0	0	98	0	V						D
39	17/1/16	168	0	99	99	0	0	0	0	99	0	V	A					D
40	26/1/16	72	0	99	99	98	99	0	0	99	0	V						D
41	12/2/16	72	0	99	99	99	99	0	0	99	100	V	L	A				D
42	28/2/16	72	0	99	99	100	99	0	0	99	100	V						D

* A: alerta amarelo; L: alerta laranja; V: alerta vermelho.

** D: evento descartado; C: evento selecionado para calibração; V: evento selecionado para validação.

Fonte: elaborado pelo autor a partir dos dados de Sudecap (2016).

Figura 33: Diagrama dos polígonos de Thiessen para a bacia do córrego do Leitão



Legenda

- Estações Pluviométricas
- Cursos d'água
- ▭ Polígonos de Thiessen
- ▭ Bacia do córrego do Leitão
- ▭ Sub bacias

Sub bacias

0, Barragem Santa Lúcia	7, Cidade Jardim	2, 14, Santa Lúcia	7, 21, Santo Antônio
1, Barro Preto	8, Lourdes	1, 15, Santo Agostinho	1, 22, Santo Antônio
2, Barro Preto	9, Lourdes	2, 16, Santo Agostinho	2, 23, São Bento
3, Belvedere	10, Lourdes	3, 17, Santo Antônio	0, 24, São Bento
4, Centro	11, Lourdes	4, 18, Santo Antônio	1, 25, Vila Paris
5, Centro	12, Luxemburgo	19, Santo Antônio	2, 26, Vila Santa Lúcia
6, Cidade Jardim	13, Santa Lúcia	1, 20, Santo Antônio	3, 27, Vila Santa Lúcia

Fonte: elaborada pelo autor a partir de Sudecap (2016).

Para os vinte eventos selecionados para calibração e validação, foram separadas as precipitações máximas que geraram os alertas e suas durações. Com esses dados, foi possível calcular a intensidade média da precipitação e estimar o tempo de retorno desses eventos de acordo com a equação intensidade-duração-frequência (IDF) proposta por Pinheiro e Naghettini (1998), para a Região Metropolitana de Belo Horizonte. Os resultados são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3: Tempo de retorno para eventos selecionados

Eventos			Duração total (h)	Precipitação total			Características da precipitação máxima					
Dia	Início	Fim		P E41 (mm)	P E42 (mm)	P Inmet (mm)	Estação	P (mm)	Duração (min)	Intensidade média (mm/h)	TR (anos)	
CALIBRAÇÃO	12/12/11	9/12/11	21/12/11	312	485	506	424,5	41P	83,8	90	55,9	75
	15/11/12	14/11/12	16/11/12	75	109	95	77,2	42P	61	120	30,5	7
	23/11/11	22/11/11	24/11/11	72	61,4	96,4	103,4	42P	55	100	33,0	5
	27/12/11	25/12/11	31/12/11	168	134,2	176,4	112	41P	39,8	60	39,8	2
	1/12/11	30/11/11	3/12/11	96	52,2	83,4	45,9	42P	33,8	60	33,8	1,5
	14/11/11	13/11/11	16/11/11	96	89	92,6	67,4	41P	20,4	30	40,8	1
	8/2/12	7/2/12	9/2/12	75	19,8	15,4	24,6	Inmet	12,7	40	19,1	1
VALIDAÇÃO	24/12/13	21/12/13	27/12/13	168	245	257	254,1	Inmet	77,9	240	19,5	7
	29/1/12	25/1/12	31/1/12	168	140	178	121,6	42P	50,4	100	30,2	3
	4/1/12	1/1/12	5/1/12	105	221	235	184	42P	38,8	40	58,2	3
	28/3/12	24/3/12	29/3/12	144	67,8	77,1	76,8	42P	45,4	90	30,3	2
	11/12/13	10/11/13	13/11/13	78	116,6	104	95,1	41P	42,8	100	25,7	1,7
	5/12/11	4/12/11	6/12/11	72	35,8	7,8	30,4	41P	35,2	60	35,2	1,5
	6/12/13	5/12/13	8/12/13	96	80,6	71	73,1	Inmet	29,8	60	29,8	1,2
	8/3/14	7/3/14	10/3/14	96	36	66,2	38,1	42P	21,4	30	42,8	1,05
	27/10/11	26/10/11	28/10/11	72	16,6	15,8	16	42P	14	180	4,7	1
	30/11/13	29/11/13	1/12/13	64	31,6	49,6	31,3	41P	18,2	30	36,4	1
	13/11/15	12/11/15	21/11/15	72	34,2	41,6	30,7	41P	24	120	12,0	1
	8/12/15	7/12/15	9/12/15	75	39,6	54,6	41,8	42P	20	40	30,0	1
	18/12/15	17/12/15	19/12/15	72	11	21,6	27,1	42P	11,8	30	23,6	1

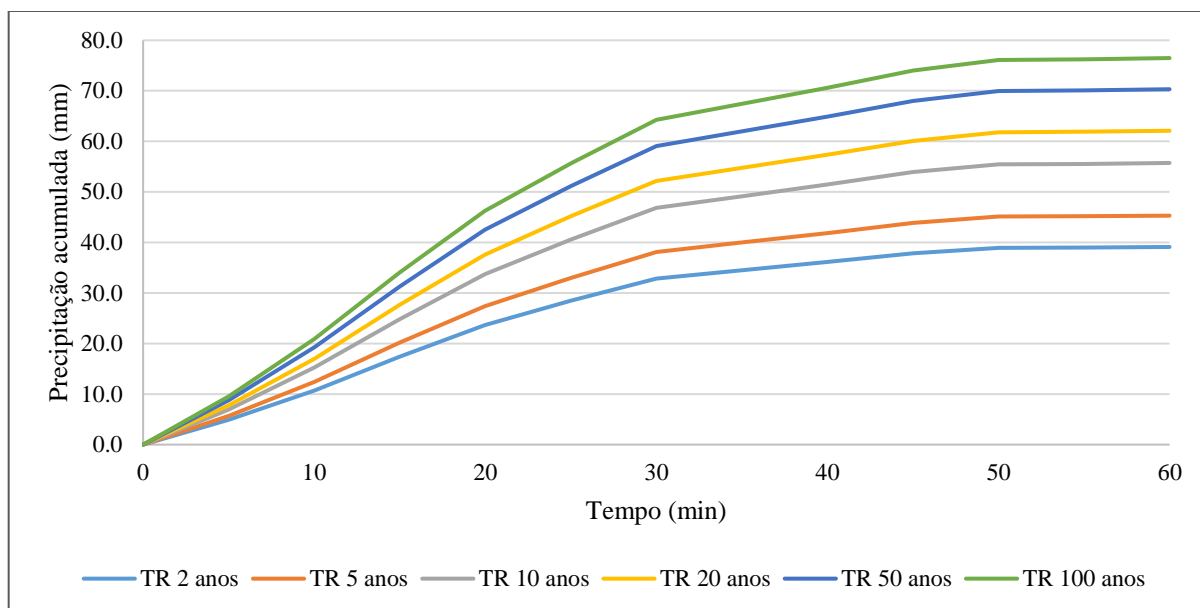
Fonte: elaborada pelo autor.

A distribuição dos eventos entre as etapas de calibração e validação, apesar de não ser simétrica, como justificado anteriormente, foi baseada na disponibilidade dos dados das estações linimétricas. Dessa forma, os sete eventos selecionados para calibração apresentaram quantidade mínima de dados que possibilitaram o ajuste de parâmetros para todas as seis estações. Com relação ao tempo de retorno, excetuando-se o evento do dia 12/12/2011, para a qual o TR foi estimado em 75 anos, a frequência dos eventos foi bem distribuída entre a calibração e a validação.

4.2.1 Precipitação de projeto

As precipitações de projeto (sintéticas) foram obtidas por meio da equação IDF de Pinheiro e Naghettini (1998), para períodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50 e 100 anos e durações de 10 a 240 minutos. A precipitação com duração crítica, isto é, aquela que produziu as maiores vazões de pico nas estações estudadas, foi a de 60 minutos de duração. A distribuição temporal sintética, baseada nos gráficos adimensionais de precipitação acumulada em função da duração com probabilidade de excedência de 50% propostos por Pinheiro e Naghettini (1998), está apresentada na Figura 34.

Figura 34: Distribuição temporal da precipitação acumulada de 60 minutos de duração



Fonte: elaborada pelo autor.

4.2.2 Evaporação

A evaporação total na bacia do córrego do Leitão considerada para esse modelo foi a normal climatológica observada na estação do Inmet entre 1961 e 1990, apresentada na Tabela 4.

Tabela 4: Evaporação na estação Belo Horizonte - 1961 a 1990

Evaporação	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Ano
Total mensal (mm)	88,1	81,2	93,5	92,3	90,8	89,5	103,3	132,9	143,6	117,6	90,8	82,4	1206
Média diária (mm)	2,84	2,90	3,02	3,08	2,93	2,98	3,33	4,29	4,79	3,79	3,03	2,66	3,30

Fonte: adaptado de INMET – Instituto Nacional de Meteorologia (2010).

4.3 Bacia de retenção – Barragem Santa Lúcia

A Barragem Santa Lúcia foi construída na década de 1970 com o objetivo de promover o amortecimento das cheias no córrego Leitão ao longo da Avenida Prudente de Moraes (BORSAGLI, 2011). Tendo sofrido um processo de assoreamento e perda de sua capacidade de amortecimento ao longo do tempo, o reservatório passou por obras de desassoreamento no ano de 2012 (BUENO, 2014). O reservatório ocupa, atualmente, 3,08 hectares e possui um espelho d'água permanente na altitude de 900,65 m, com um volume morto de 42.710 m³. O canal do córrego do Leitão passa por debaixo do reservatório, no meio do qual há uma abertura (Figura 35) de onde verte a vazão excedente quando o nível d'água no canal ultrapassa os quatro metros de altura.

Figura 35: Vertedor do canal subterrâneo no reservatório Santa Lúcia



Fonte: o autor (2016).

À jusante desta abertura foi construída uma redução da seção do canal (de 3,10 X 3,10 m para 1,00 X 1,00 m), produzindo efeito semelhante ao Venturi, para elevar o nível do canal à montante e restringir a vazão afluyente pelo canal. O reservatório possui um vertedor auxiliar do tipo tulipa (Figura 36). O vertedor tulipa entra em funcionamento quando o nível d'água (NA) atinge 900,81 m. O vertedor de emergência está na cota 903,00 m e a crista do barramento na cota 904,00 m. As estruturas de descarga são apresentadas de forma esquemática em seguida, na Figura 37.

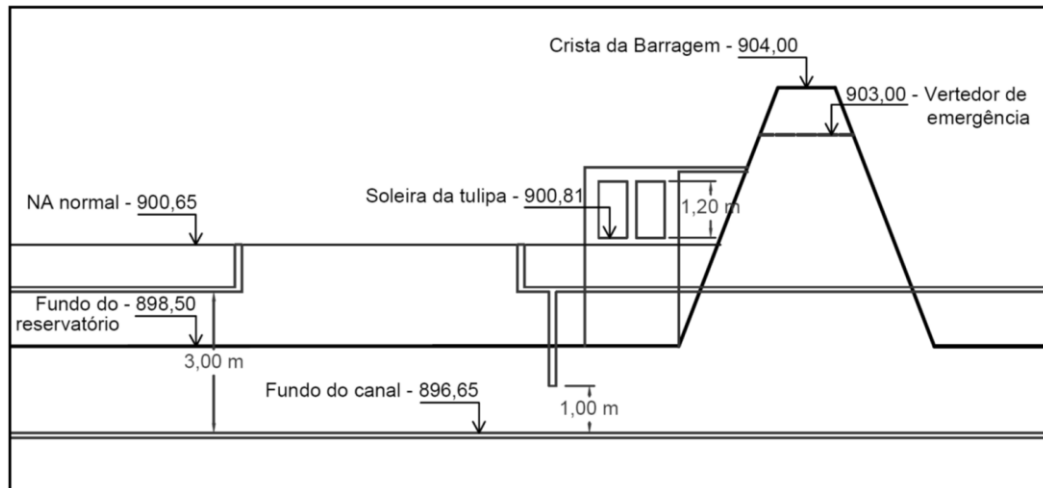
Figura 36: Vertedor auxiliar do reservatório Santa Lúcia do tipo Tulipa



Fonte: o autor (2016).

Para a representação adequada das características da bacia de detenção e suas estruturas de descarga, foi utilizado levantamento topográfico e cadastral da barragem Santa Lúcia (CGP, 2014). As curvas de nível deste levantamento até a cota 903,00 m foram utilizadas para produção da curva cota *versus* área. Para descrição do terreno acima da cota 903,00 m, foram geradas as curvas de nível a partir do MDT. Já a composição da curva cota *versus* descarga das estruturas de controle hidráulico do reservatório Santa Lúcia foi realizada a partir de ajustes nas equações indicadas nos estudos do reservatório desenvolvidos por Nascimento et al. (1999).

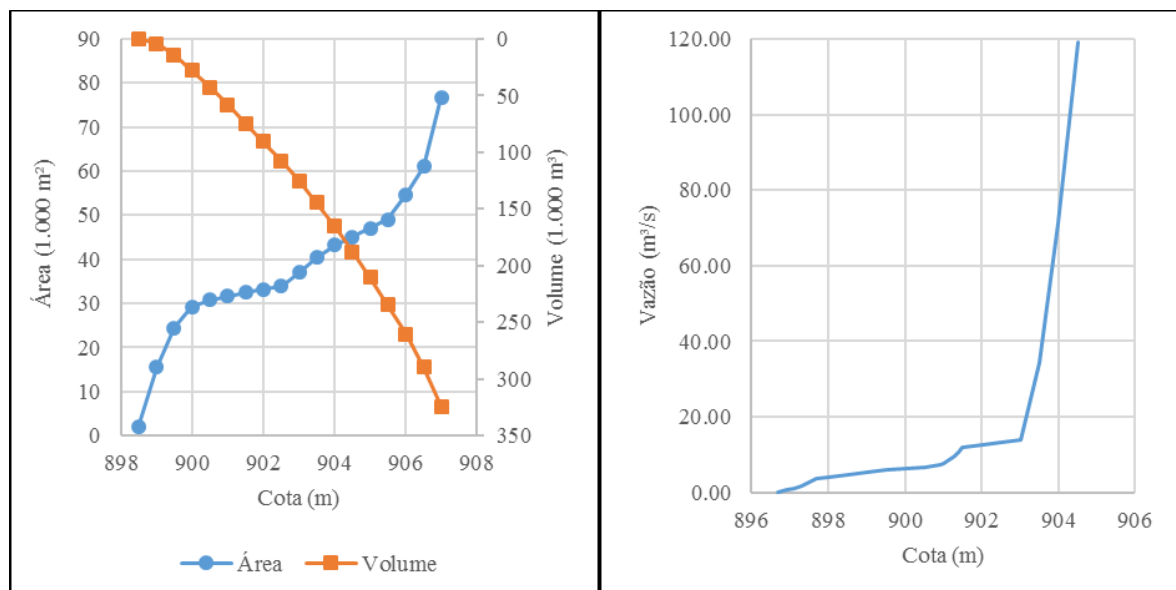
Figura 37: Diagrama esquemático das cotas dos principais elementos da Barragem Santa Lúcia



Fonte: elaborada a partir de CGP Consultoria e Projetos (2014).

Os ajustes foram realizados nas cotas de base da galeria e do vertedor auxiliar do tipo tulipa, para compatibilização de todas essas cotas para a mesma referência altimétrica utilizada no trabalho. As curvas cota *versus* área e cota *versus* volume são apresentadas na Figura 25 (a), e a curva cota *versus* descarga na Figura 25 (b).

Figura 38: Curvas Cota X Área X Volume (a) e Cota X Descarga (b) do reservatório Santa Lúcia

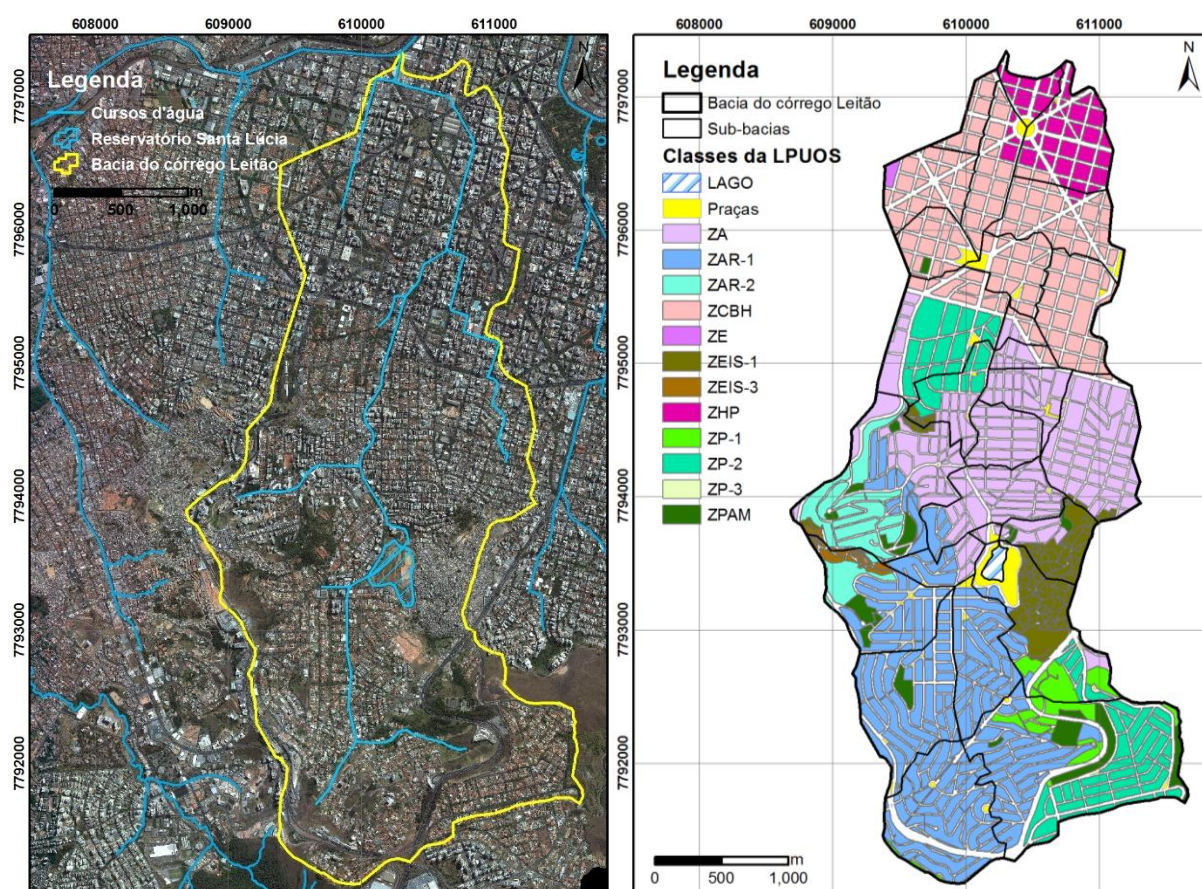


Fonte: elaboradas a partir de CGP Consultoria e Projetos (2014).

4.4 Geoprocessamento

Ferramentas de geoprocessamento foram aplicadas para o mapeamento das áreas verdes, do uso e ocupação do solo e das áreas com potenciais para implantação de infraestruturas verdes. Foram obtidas com a Prodabel imagens de satélite e fotografias aéreas da área da bacia do córrego do Leitão. As imagens de satélite *Geoeye* ortorretificadas são do ano de 2013 e têm resolução espacial de 0,50 m, enquanto as ortofotos de levantamento aéreo realizado em 2007 no município de Belo Horizonte estão em escala 1:2.000 (pixel de 0,20 m). Por meio da ferramenta de classificação supervisionada por máxima verossimilhança de imagens do *software* ArcGIS, foi realizado o mapeamento das áreas verdes e classificação do uso e ocupação do solo. Os mapas e as definições da Legislação de Parcelamento, Uso e Ocupação do Solo de Belo Horizonte (LPUOS-BH), Lei Municipal nº 7.166/1996 e posteriores alterações, foram utilizados para construção do cenário de ocupação com máxima impermeabilização, bem como para a identificação das áreas de proteção ambiental (BELO HORIZONTE, 1996). A Figura 39 apresenta mapa com as imagens de satélite da bacia, feitas no ano de 2013 e utilizadas neste trabalho, bem como o zoneamento da bacia segundo a LPUOS-BH.

Figura 39: Mapas das imagens de satélite de 2013 e classes da LPUOS-BH da bacia do córrego do Leitão



Fonte: elaboradas pelo autor a partir de Prodabel (2016) e Belo Horizonte (1996).

Barco, Wong e Stenstrom (2008) concluíram, em seu estudo de uma bacia parcialmente urbanizada de 217 km², que a taxa de impermeabilização obtida com dados de classificação do uso e ocupação do solo não foi suficientemente elevada para gerar o volume de escoamento superficial observado, o que sugere que o dado de uso e ocupação do solo não estimou adequadamente a taxa de impermeabilização. Dessa forma, pode-se considerar que a área impermeável calculada por meio de análise de imagens de satélite e ortofotos é uma boa estimativa inicial, mas, com a disponibilidade dos dados observados, este parâmetro ainda assim pode estar sujeito a ajuste na calibração. Eventualmente, a área hidráulica-efetivamente impermeável pode ser menor do que a estimada inicialmente, de modo que ajustes no volume escoado só podem ser realizados com variação no parâmetro área impermeável (TSIHRINTZIS e HAMID, 1998; BENDIENT, HUBER e VIEUX, 2008).

4.5 Modelagem hidráulica

As etapas subsequentes à da preparação de dados foram as modelagens hidrológica e hidráulica da bacia. As estações fluviométricas da Sudecap monitoram apenas o nível de água nos canais. Não foram encontrados registros de levantamentos de curvas-chave dos canais em estudo para as seções das estações, de monitoramento de vazões ou velocidades de escoamento. Considerando a inviabilidade do levantamento de vazões e/ou velocidades no contexto desta pesquisa, visto que todos os canais em estudo são subterrâneos, surgiu a necessidade da determinação indireta das curvas-chave para as seções de interesse.

Para a obtenção das curvas-chave, e posterior modelagem das manchas de inundação, foi utilizado o *software* Hec-RAS 5.0, desenvolvido pelo *Hydrologic Engineering Center*, do Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (tradução livre para *Usace – U. S. Army Corps of Engineers*). O Hec-RAS é um modelo computacional que utiliza as equações de escoamentos unidimensional e bidimensional para modelagem em regime permanente ou transitório, em rede de cursos de água naturais ou canais construídos, planícies de inundação e diversas estruturas hidráulicas. Oferece ainda ferramentas para modelagem de transporte de sedimentos e análise de qualidade da água (USACE - U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2016).

A primeira etapa da modelagem hidráulica é a construção do modelo topológico, com o desenho da rede de drenagem e a entrada dos dados de geometria das seções transversais. Para possibilitar o mapeamento das áreas inundáveis e visualização espacial dos resultados, o modelo deve ser georreferenciado. Para tanto foi utilizada a ferramenta Hec-GeoRAS, que

permite a construção do modelo topológico no ArcGIS para posterior importação no próprio Hec-RAS (USACE - U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2005). Dessa forma, os dados topográficos e a superfície triangulada de Belo Horizonte foram recortados para a área da bacia do córrego do Leitão e utilizados como base para construção dos elementos do modelo geométrico: o traçado dos cursos de água e sua identificação, as confluências, as margens do canal principal e das planícies de inundação, além da localização das seções transversais. Foram criadas e situadas seções transversais em todos os locais onde havia mudança de geometria do canal, de inclinação do leito ou ocorrência de degraus. Todas essas informações foram lidas no “Atlas dos diagramas dos canais revestidos do sistema de macrodrenagem” (BELO HORIZONTE, 2002). Como nos canais da bacia do córrego do Leitão há muitas variações na geometria, foi necessária a criação de mais de oitocentas seções transversais.

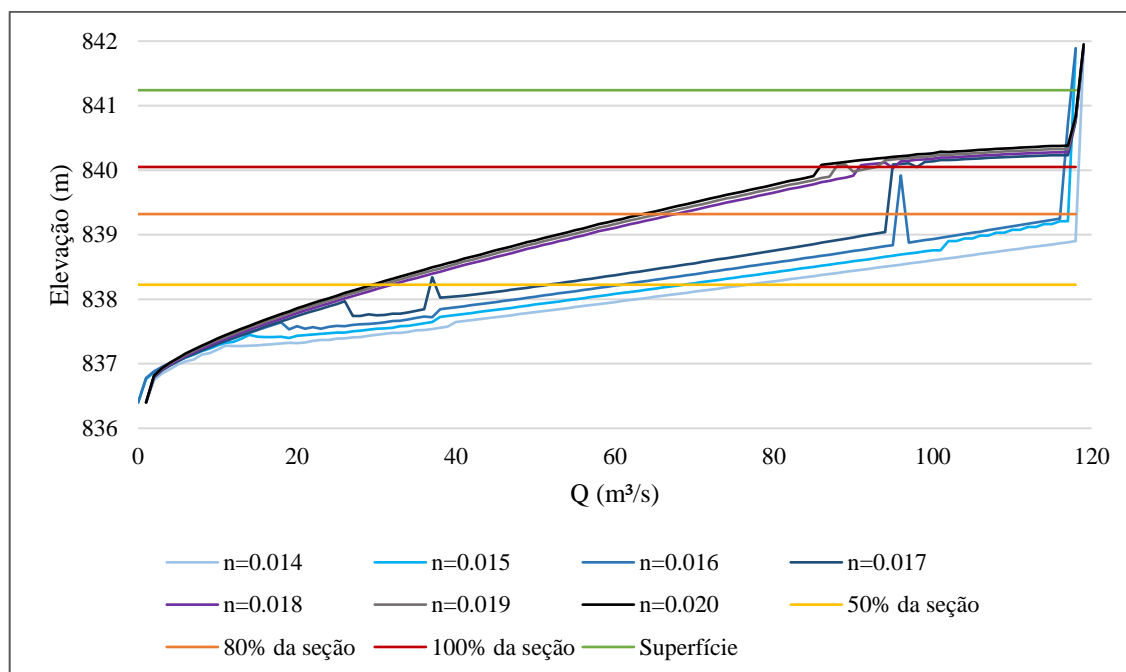
Após a finalização da construção do modelo no Hec-GeoRAS, este foi exportado para ser trabalhado no Hec-RAS. A quase totalidade dos cursos de água na bacia do córrego do Leitão são canais subterrâneos, de modo que o modelo geométrico precisou, ainda, ser editado para representação dessa realidade, visto que as seções transversais importadas do ArcGIS traziam apenas a informação da superfície do terreno. Sendo assim, em cada uma das seções foi necessário inserir o canal subterrâneo e sua laje de cobertura. Para este fim foi utilizada a ferramenta que adiciona um “*lid*”, uma cobertura que representa a rodovia sobre o canal. A opção da inclusão de uma “fenda de Preissmann” foi aplicada a todas as seções com o “*lid*”. A fenda hipotética de Preissmann consiste em um modelo que representa indiretamente a pressão dentro de um canal que entra em carga, de forma que a utilização das equações de Saint-Venant seja possível em situações de escoamento sob pressão (VOJINOVIC e ABBOTT, 2012).

Com o modelo geométrico finalizado, as curvas-chave das seções correspondentes às estações 36, 37, 38, 39, 40 e 41 foram geradas para diversos valores do coeficiente de rugosidade de Manning (de 0,014 a 0,020). As curvas-chave foram geradas modelando-se em escoamento uniforme para uma faixa de vazões entre 1 m³/s e 120 m³/s, para cada valor possível do coeficiente de Manning. A título de exemplo, as curvas-chave sintéticas encontradas para a estação 41, a mais a jusante no córrego do Leitão, são apresentadas na Figura 40.

A incerteza associada à definição indireta das curvas-chave pode ser observada pela ampla faixa de vazões associadas a um mesmo nível. Por exemplo, as vazões referentes a 50% da altura da seção transversal do canal (neste caso a elevação 838,23 m) variam de 29 m³/s, para *n* de 0,020, a 76 m³/s, para *n* de 0,014. Esta discrepância é reduzida para o caso de maiores vazões e elevações. Foi selecionado o coeficiente 0,020, limite superior da faixa recomendada na

literatura (CHOW, 1959), por este representar maior estabilidade tanto no modelo construído no Hec-RAS quanto no SWMM. Considerando a incerteza gerada pela obtenção indireta das curvas-chave para as estações em estudo, o coeficiente de Manning dos trechos do canal próximos às estações também foi ajustado no processo de calibração.

Figura 40: Curvas-chave sintéticas obtidas para a Estação 41



Fonte: elaborada pelo autor.

A modelagem das manchas de inundação foi realizada em regime permanente, inserindo-se as vazões máximas para cada trecho do córrego e seus afluentes como dados de entrada no modelo hidráulico. Tal estratégia foi adotada devido à alta instabilidade observada no modelo em regime transitório, o que pode estar relacionado à complexidade das estruturas hidráulicas presentes na bacia, ao elevado número de degraus e à ocorrência de escoamento supercrítico e próximo do crítico em boa parte do canal. Os hidrogramas de escoamento superficial de cada sub-bacia resultantes da modelagem hidrológica no SWMM foram inseridos nos respectivos pontos de entrada ao longo da rede de macrodrenagem no Hec-RAS. Os resultados da modelagem hidráulica de todos os cenários foi exportado para que as manchas de inundações fossem delimitadas com a ferramenta Hec-GeoRAS no ArcGIS.

4.6 Modelagem dos fenômenos hidrológicos

A modelagem matemática hidrológica foi realizada por meio do modelo computacional SWMM em sua versão mais atualizada disponível (5.0.011). A primeira etapa da modelagem hidrológica no SWMM é a construção de um modelo topológico com indicação de todas as sub-bacias, condutos, nós, junções, exutórios, unidades de armazenamento e pluviômetros. As

principais características das estruturas hidráulicas e dos componentes hidrológicos precisam ser inseridas no modelo. O modelo de infiltração selecionado foi o do *Soil Conservation Service* (SCS); portanto, precisam ser inseridos o *curve number* (CN) e o tempo para um solo saturado se tornar seco. As estruturas LID que foram hipoteticamente instaladas nas sub-bacias também demandaram a inserção de uma série de dados específicos para cada uma delas.

As sub-bacias foram delimitadas no ArcGIS considerando-se a topografia e a microdrenagem, na tentativa de discretizar a bacia em sub-bacias com características, tais como declividade e uso do solo, mais homogêneas. Dessa forma, foram definidas, no total, 28 sub-bacias.

Considerando-se a complexidade do modelo construído, com a presença de confluências, degraus, estrutura de armazenamento e trechos de elevadas declividades seguidos por trechos de menor declive, o modelo de propagação selecionado foi o da onda dinâmica, que representa adequadamente o efeito de remanso. Sendo assim, para redução da instabilidade do modelo e melhor representação dos fenômenos hidráulicos, foi necessário ajustar o máximo intervalo de tempo no processamento da propagação do escoamento para 1,0 segundo. Os erros de continuidade nos processos hidrológicos e hidráulicos simulados permaneceram sempre menores do que 3%. Com esta configuração e o número elevado de nós (435) e de sub-bacias (28), o processamento de um evento típico, com três dias de duração, alcançou a faixa de 4 minutos de duração.

4.6.1 Parâmetros característicos das sub-bacias

As áreas das sub-bacias foram definidas através do ArcGIS, bem como as declividades médias, calculadas a partir de ferramentas de análise espacial tridimensional. Já a largura característica do escoamento superficial foi estimada inicialmente dividindo-se a área da sub-bacia pelo valor médio do comprimento máximo do escoamento superficial (ROSSMAN e HUBER, 2016). Este comprimento corresponde ao comprimento do caminho percorrido pela água superficial do ponto mais distante da sub-bacia até o ponto onde o escoamento é canalizado. Os valores de largura foram estimados utilizando-se as áreas das sub-bacias calculadas automaticamente e os comprimentos máximos do escoamento superficial estimados através de medição direta no SIG, com a base topográfica e da microdrenagem.

A porcentagem de áreas impermeáveis foi estimada a partir dos resultados da classificação de uso e ocupação do solo de todas as sub-bacias. O CN de cada sub-bacia foi obtido de maneira análoga, a partir da associação de valores indicados pela literatura para cada tipo de cobertura do solo. Considerou-se que a bacia está totalmente inserida nos grupos hidrológicos dos tipo A, C e D, conforme descrito anteriormente. O coeficiente de rugosidade de Manning das

superfícies permeáveis e impermeáveis das sub-bacias foi calculado ponderando-se os valores recomendados pela literatura para cada tipo de superfície e suas respectivas áreas obtidas na classificação das imagens de satélite. A estimativa do armazenamento em depressões é difícil de ser estabelecida *a priori*, de modo que parâmetros médios indicados pela literatura foram adotados. Para áreas permeáveis e impermeáveis foram adotados, respectivamente, os valores médios de 6,0 mm e 2,0 mm (ROSSMAN e HUBER, 2016; VIEUX e BEDIANT, 2014). Ressalta-se que os valores adotados para os parâmetros largura, coeficiente de rugosidade e armazenamento em depressões foram apenas estimativas iniciais a partir das quais foi realizada a calibração. Conforme Rossman e Huber (2016), não é necessário investimento excessivo de trabalho na definição prévia desses parâmetros, visto que poderão ser alterados durante a calibração.

4.6.2 Calibração e validação

O desempenho do modelo hidrológico foi avaliado através da comparação dos dados de vazões ou níveis simulados com os dados observados nas estações fluviométricas instaladas ao longo do curso de água, por meio da avaliação visual dos hidrogramas observados e simulados, e das funções objetivo: coeficiente de Nash-Sutcliffe, erro percentual da vazão de pico e do volume escoado. A calibração foi realizada por tentativa e erro, evento por evento, de forma que um conjunto de parâmetros que otimizava as funções objetivo era encontrado para cada evento. No final, os eventos da calibração foram novamente modelados com a média dos parâmetros resultantes. O conjunto de parâmetros resultantes da calibração foi validado através da modelagem de eventos independentes não utilizados na calibração. Ressalta-se que as funções objetivos foram calculadas para todo o intervalo selecionado, de no mínimo três dias, para cada evento.

4.6.2.1 Análise de incertezas

A faixa de incertezas associadas aos dados observados e aos dados simulados, representada graficamente, possibilita uma avaliação mais realista dos resultados dos modelos. Para tanto, faz-se necessário estimar as margens de erro provável para as vazões observadas e simuladas.

As incertezas associadas à vazão observada, conforme indicado anteriormente, são associadas aos erros no registro de nível d'água nas estações fluviométricas e na obtenção indireta de curvas-chave sintéticas. Conforme informações do fabricante dos medidores de nível ultrassônico utilizados nas estações da rede de monitoramento da Sudecap, o erro da medição de nível está na faixa de $\pm 0,3\%$ (NIVELCO, 2017). Já a margem de erro para a estimativa indireta das curvas-chave pode ser definida em $\pm 15\%$, conforme Slade (2004 apud (HARMEL

et al., 2006). Aplicando-se a metodologia sugerida por Topping (1972), a margem de erro provável associada aos dados observados é de $\pm 15\%$.

As incertezas associadas aos resultados da simulação hidrológica não podem ser estimadas tão diretamente devido à complexidade dos processos de transformação da chuva em vazão simulados. Neste caso, a metodologia adotada consistiu na simulação do modelo hidrológico variando-se todos os parâmetros de entrada conjuntamente, dentro da faixa de variação prevista, de forma a se obter as vazões mínima e máxima possíveis. Na obtenção dessas vazões, os resultados da análise de sensibilidade do modelo foram levados em consideração para definição de quais parâmetros deveriam ser minorados ou majorados em cada caso.

4.6.3 Análise de sensibilidade do modelo

A fim de avaliar quais parâmetros exercem maior influência sobre os resultados do modelo, foi realizada a análise de sensibilidade. Os parâmetros analisados foram: largura da bacia (W), porcentagem de áreas impermeáveis (A_i), coeficiente de rugosidade de Manning das áreas impermeáveis (N_i), permeáveis (N_p) e do canal (N_c), armazenamento em depressões nas áreas impermeáveis (S_i) e permeáveis (S_p), porcentagem de áreas impermeáveis sem armazenamento em depressões (Z), *Curve Number* do método do SCS (CN) e declividade média (%S) das sub-bacias. A influência no modelo foi avaliada em termos de variação na vazão de pico e no volume escoado total.

Os parâmetros foram variados separadamente, dentro dos limites recomendados pela literatura. Os valores iniciais a partir dos quais foram realizadas as variações foram os valores médios dos intervalos recomendados, como no caso dos parâmetros N_i , N_p , N_c , S_i , S_p e Z. A Tabela 5 apresenta os intervalos de variação de cada um desses parâmetros.

Tabela 5: Variações dos parâmetros recomendados utilizadas na análise de sensibilidade

Variação	N_i	Variação	N_p	Variação	S_i	Variação	S_p	Variação	Z
-40%	0.012	-80%	0.010	-80%	0.4	-80%	1.2	-80%	5
-30%	0.014	-60%	0.020	-60%	0.8	-60%	2.4	-60%	10
-20%	0.016	-40%	0.030	-40%	1.2	-40%	3.6	-40%	15
-10%	0.018	-20%	0.040	-20%	1.6	-20%	4.8	-20%	20
0%	0.021	0%	0.050	0%	2.0	0%	6.0	0%	25
10%	0.023	20%	0.060	20%	2.4	20%	7.2	20%	30
20%	0.025	40%	0.070	40%	2.8	40%	8.4	40%	35
30%	0.027	60%	0.080	60%	3.2	60%	9.6	60%	40
40%	0.029	80%	0.090	80%	3.6	80%	10.8	80%	45

Fonte: elaborada pelo autor.

Os valores iniciais dos outros parâmetros, W, Ai, CN e %S foram obtidos através da utilização de geoprocessamento, conforme citado anteriormente. A Tabela 6 apresenta os intervalos de variação de cada um desses parâmetros.

Tabela 6: Variações dos parâmetros estimados utilizadas na análise de sensibilidade

Variação	CN	Variação	Ai*	Variação	W*	Variação	Nc	Variação	%S*
-80%	17	-40%	0.6	-90%	0.1	-50%	0.010	-40%	0.6
-60%	27	-30%	0.7	-60%	0.4	-40%	0.012	-30%	0.7
-40%	37	-20%	0.8	-30%	0.7	-20%	0.016	-20%	0.8
-20%	47	-10%	0.9	0%	1.0	0%	0.020	-10%	0.9
0%	57	0%	1.0	100%	2.0	20%	0.024	0%	1.0
20%	67	10%	1.1	300%	4.0	40%	0.028	10%	1.1
40%	77	20%	1.2	500%	6.0	60%	0.032	20%	1.2
60%	87	30%	1.3	700%	8.0	80%	0.036	30%	1.3
80%	97	40%	1.4	900%	10.0	100%	0.040	40%	1.4

* Multiplicador.

Fonte: elaborada pelo autor.

Foi selecionado um evento para realização da análise de sensibilidade. Pela própria formulação do modelo, o comportamento da bacia, no que diz respeito à vazão de pico e volume escoado, responde qualitativamente da forma prevista por Rossman e Huber (2016), indicados no Quadro 6. A análise de sensibilidade, realizada antes e depois do processo de calibração, pode indicar os parâmetros mais e menos influentes, sendo que esses últimos podem ser eventualmente desconsiderados na própria calibração.

O parâmetro coeficiente de rugosidade de Manning nos canais (Nc) foi considerado na calibração a fim de possibilitar a compatibilização do escoamento de base em todas as estações fluviométricas. O escoamento de base nas estações de montante, E36 e E37, foi inicialmente estimado por meio das curvas-chave sintéticas obtidas com Nc de 0,020. Os níveis de base observados na maior parte do tempo nas E36 e E37 são, respectivamente, 11 cm e 20 cm. Com a curva-chave para Nc igual a 0,020, o escoamento de base foi estimado em 0,22 m³/s na E36 e em 0,47 m³/s na E37. Dessa forma, o *n* dos canais próximos às estações de jusante foi calibrado para obtenção do melhor ajuste das vazões mínimas observadas ao longo do curso d'água.

Quadro 6: Sensibilidade do volume escoado e vazão de pico aos parâmetros do modelo

Parâmetro	Efeito típico no hidrograma	Efeito do aumento no volume escoado	Efeito do aumento na vazão de pico	Comentários
Área	Significativo	Aumento	Aumento	Menor efeito para bacias muito permeáveis.
Área impermeabilizada	Significativo	Aumento	Aumento	Menor efeito quando áreas permeáveis possuem baixa capacidade de infiltração.
Largura	Afeta a forma	Diminuição	Aumento	Para eventos de variada intensidade, o aumento da largura produz picos mais altos e rápidos. Apenas afeta o volume quando a redução da largura prolonga o tempo para infiltração nas áreas permeáveis.
Declividade	Afeta a forma	Diminuição	Aumento	O mesmo para a largura, mas menos sensível, já que a vazão é proporcional à raiz da declividade.
Rugosidade	Afeta a forma	Aumento	Diminuição	Efeito inverso ao da largura.
Armazenamento em depressões	Moderado	Diminuição	Diminuição	Efeito significativo apenas para pequenas precipitações.

Fonte: traduzido de Rossman e Huber (2016)

4.6.4 Construção dos cenários de modelagem

Os seguintes cenários foram modelados no SWMM:

- modelagem do “Cenário Zero”, estado atual da bacia;
- modelagem do “Cenário MImp”, máxima impermeabilização permitida pela legislação;
- modelagem do “Cenário SRSL”, sem a bacia de detenção, o Reservatório Santa Lúcia;
- modelagem do “Cenário GBI100”, implantação de GBI em 100% das áreas disponíveis;
- modelagem do “Cenário GBI50”, implantação de GBI em 50% das áreas disponíveis;
- modelagem do “Cenário GBI10”, implantação de GBI em 10% das áreas disponíveis.

O Cenário Zero foi construído considerando as características atuais da bacia, isto é, com a bacia de detenção em funcionamento e com as taxas de impermeabilização obtidas através da análise das imagens de satélite de 2013. Para o Cenário MImp, considerou-se o funcionamento da bacia de detenção e a taxa de impermeabilização máxima permitida pela legislação vigente, conforme indicado anteriormente (item 4.4). O Cenário SRSL considerou as taxas de impermeabilização atuais e o não funcionamento da bacia de detenção. Para os cenários com implantação de GBI (GBI100, GBI50 e GBI10), foram consideradas as taxas de impermeabilização atuais e o funcionamento da bacia de detenção.

Cada cenário foi modelado para dois eventos selecionados entre os observados e para precipitações de projeto obtidas segundo a equação IDF de Pinheiro e Naghettini (1998), para tempos de retorno de 2, 10, 50 e 100 anos. A comparação dos resultados da modelagem dos cenários Zero e MImp atende ao objetivo específico “B” (avaliar a influência de áreas verdes, permeabilidade do solo e densidade da ocupação da bacia no regime de cheias); dos cenários Zero e SRSL, ao objetivo específico “A” (avaliar a influência do Reservatório Santa Lúcia em eventos de cheia na bacia do córrego do Leitão, e sua capacidade de amortecimento de cheias); e dos cenários Zero e GBI, ao objetivo específico “C”. A modelagem do cenário Zero para os diversos tempos de retorno possibilitou a obtenção das manchas de inundação, que serão comparadas com as manchas da “Carta de Inundações de Belo Horizonte” para validação ou revisão, cumprindo o objetivo específico “D” (mapear as áreas inundáveis de acordo com o período de retorno dos eventos chuvosos e validar, ou atualizar, as cartas de inundação).

4.6.4.1 Parâmetros para modelagem das técnicas compensatórias

McCutcheon e Wride (2013) ressaltam que os parâmetros básicos de propriedade do solo, volumes de armazenamento, características da superfície e drenos internos, utilizados na simulação, são essencialmente os mesmos para as várias técnicas compensatórias. No Quadro 7 são apresentados os parâmetros de entrada para cada técnica compensatória no SWMM.

Quadro 7: Parâmetros de entrada para controles LID no SWMM

Camada	Parâmetro	Telhado verde	Trincheira de Infiltração	Pavimento permeável	Cisternas	Desconexão dos telhados
Superfície	Profundidade de armazenamento (mm)	100	100	0		0
	Cobertura vegetal (fração)	0,2	0	0		
	Rugosidade superficial (Manning)	0,4	0,1	0,015		0,4
	Declividade superficial (%)	10	5	3		10
Solo*	Espessura (mm)	100		450		
	Porosidade (fração)	0,46		0,45		
	Capacidade de campo (fração)	0,244		0,19		
	Ponto de murcha (fração)	0,136		0,085		
	Condutividade hidráulica (mm/h)	1,5		10,9		
	Declividade da condutividade	10		5		
Potencial matricial (mm)	218,5		110			
Pavimento	Espessura (mm)			150	900	
	Índice de vazios (vazios/sólidos)			0,2		
	Superfície impermeável			0,1		
	Permeabilidade (mm/hr)			5000		
	Fator de colmatação			270		
Armazenamento	Espessura (mm)		400	400		
	Índice de vazios (vazios/sólidos)		0,6	0,6		
	Condutividade hidráulica (mm/h)		15	15		
	Fator de colmatação		36	36		
Drenagem	Espessura (mm)	50				
	Índice de vazios (vazios/sólidos)	0,5				
	Rugosidade (Manning)	0,4				
Dreno de fundo	Coefficiente de drenagem (mm/hr)		0,8	0,8	0,8	1000
	Expoente de drenagem		0,5	0,5	0,5	
	Cota de referência do dreno (mm)		50	0	0	
	Tempo de espera do dreno (horas)				12	

* Mesmas características dos solos encontrados na bacia, classificados pela condutividade hidráulica como “Sandy Clay Loam” e “Sandy Loam” (COSTA, 2002; ROSSMAN, 2015).

Fonte: valores médios recomendados por Rossman (2015), profundidades recomendadas por Schueler (1987) e Woods Ballard et al. (2015).

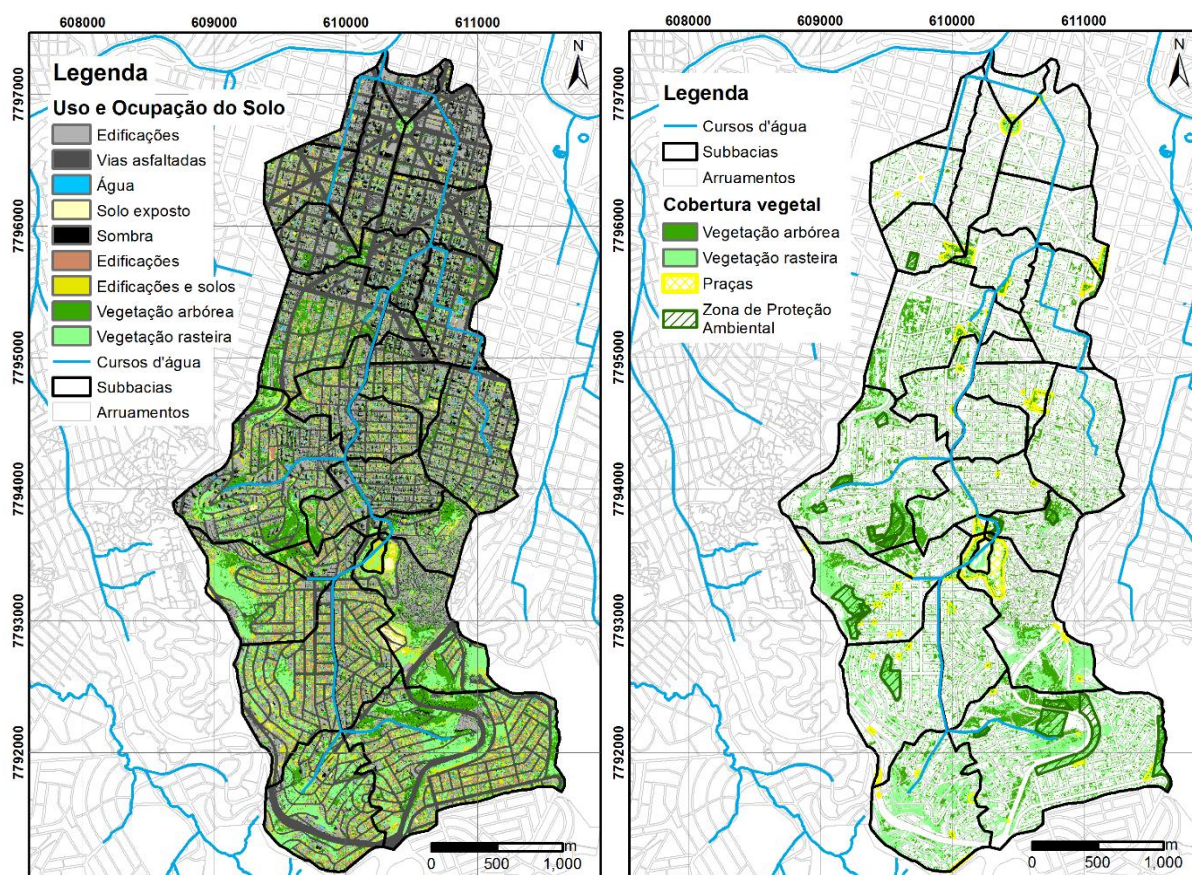
5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados referentes às etapas: construção dos cenários de uso e ocupação do solo; análise de sensibilidade e de incertezas, calibração e validação do modelo hidrológico; modelagem hidrológica dos cenários; e modelagem hidráulica das manchas de inundação da bacia.

5.1 Construção dos cenários de uso e ocupação do solo

Parques e áreas verdes se estendem por uma área de 286 hectares, ou 27,6% da bacia do córrego do Leitão. Considerando o cenário no qual a taxa de impermeabilização definida pela legislação de uso do solo seja completamente aplicada, parte dessas áreas verdes seria substituída por área impermeável. Dessa forma, a área permeável da bacia seria reduzida para 182 hectares, ou 17,2% da área total da bacia. A Figura 41 apresenta os resultados da classificação de uso e ocupação do solo e identificação das áreas verdes da bacia. Os principais mapas podem ser encontrados com maior detalhe no Apêndice 1.

Figura 41: Mapa de Uso e Ocupação do Solo e de áreas verdes da bacia do córrego do Leitão

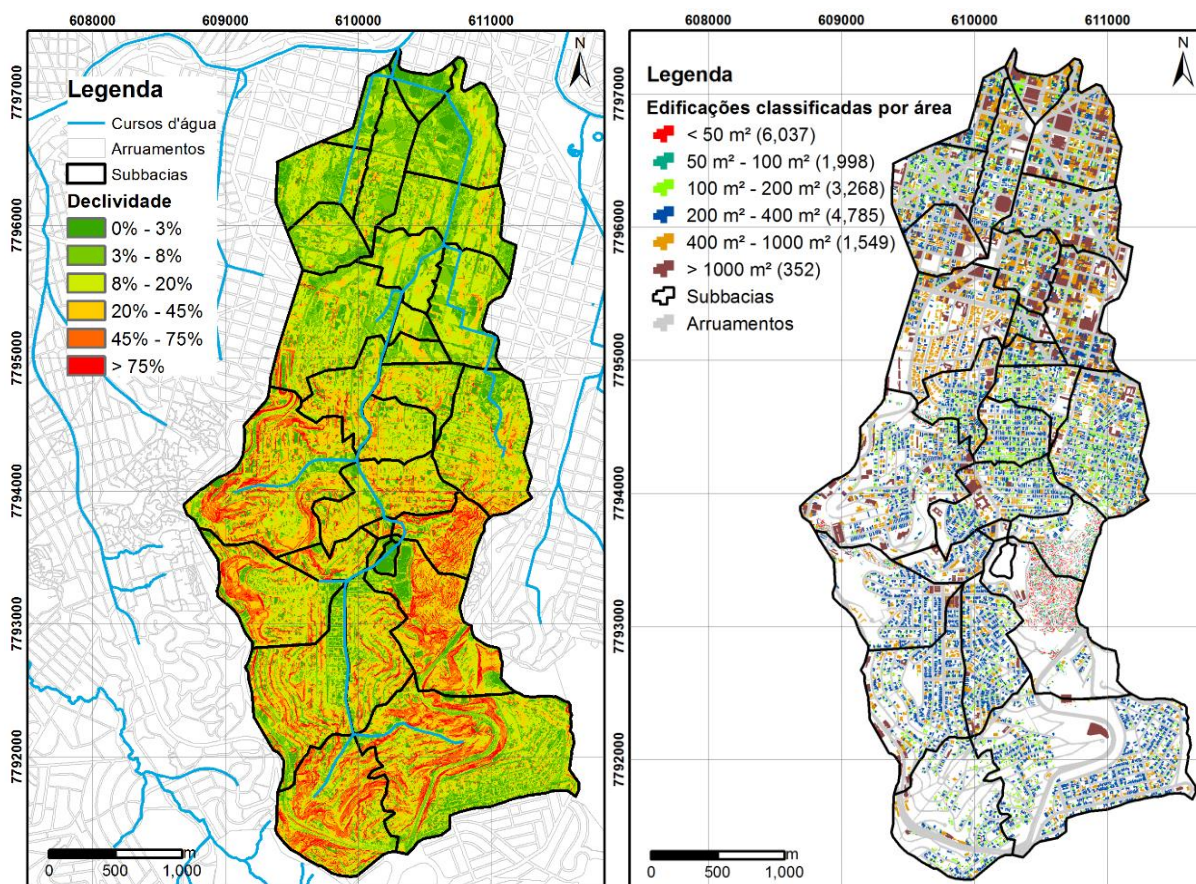


Fonte: elaboradas a partir de Sudicap (2016) e Prodabel (2016).

5.1.1 Cenário com implantação de infraestruturas verdes

Para construção do cenário com implantação de GBI, a declividade do terreno, a taxa de ocupação dos lotes, largura das vias, área e tipo dos telhados foram mapeados e classificados. A Figura 29 apresenta o mapeamento da declividade do terreno e classificação das edificações por área da cobertura com base nos dados fornecidos por Sudecap (2016) e Prodabel (2016).

Figura 42: Mapa de declividade do terreno e Mapa de classificação das edificações por área do telhado



Fonte: elaboradas a partir de Sudecap (2016) e Prodabel (2016).

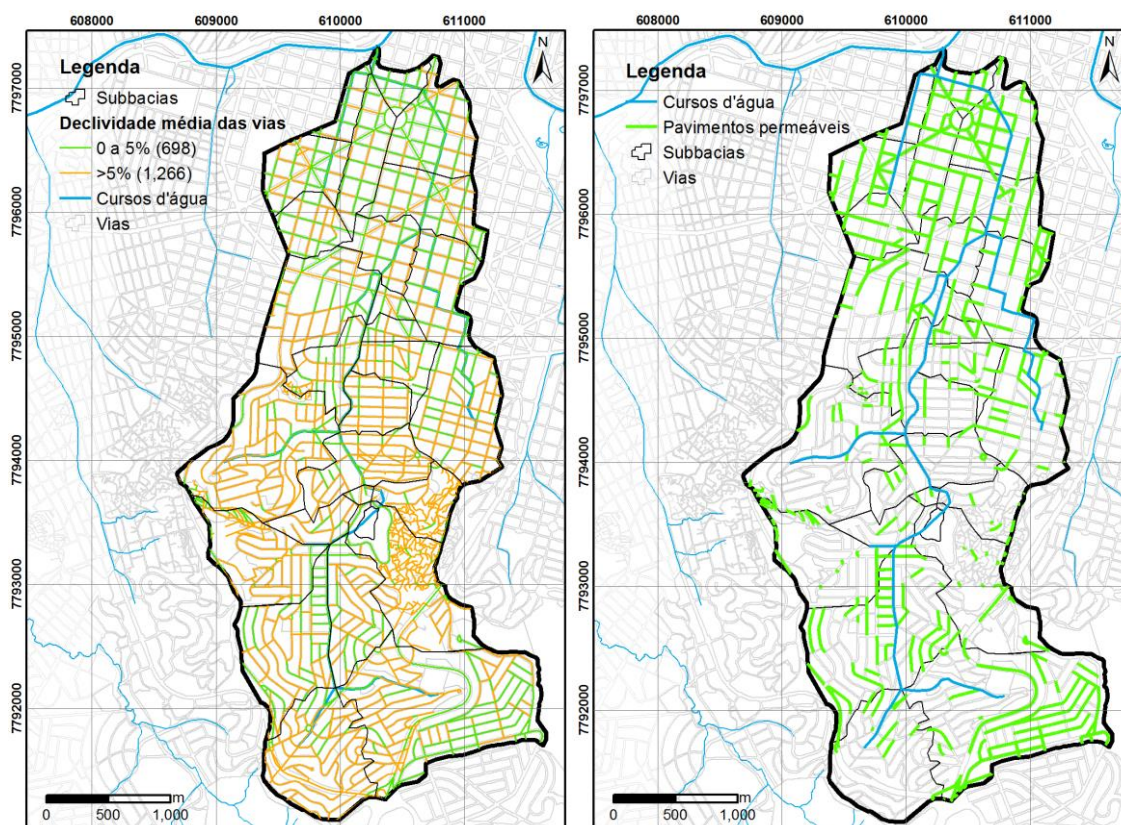
Na implantação de técnicas compensatórias que promovem a infiltração da água no solo, devem ser consideradas as restrições relacionadas à profundidade do lençol freático e à condutividade hidráulica do solo. Ocorre que, conforme resultados apresentados por Costa (2002), a profundidade do lençol na região é, quase sempre, maior do que cinco metros. Considerando-se que essa profundidade tende a reduzir-se nas proximidades do leito dos cursos d'água, exigiu-se uma distância mínima de 30 metros dos canais para implantação das técnicas de infiltração. Conforme apresentado anteriormente, a condutividade hidráulica normalmente exigida para aplicação de técnicas de infiltração varia de 10^{-4} m/s a 10^{-6} m/s. Contudo, há ocorrência de capacidades de infiltração menores na bacia, da ordem de 10^{-7} m/s (COSTA, 2002). Ainda assim, *a priori*, a implantação de pavimentos permeáveis e trincheiras de

infiltração foi admitida em toda a bacia, considerando-se a possibilidade de que essas estruturas promovam o armazenamento e a infiltração parcial da precipitação afluente (WOODS BALLARD et al., 2015).

5.1.1.1 Pavimentos permeáveis

A seleção de áreas para implantação de pavimentos permeáveis seguiu o seguinte procedimento: mapeamento das vias por declividade média (da via e do entorno), seleção das vias com declividade menor ou igual a 5%, largura maior que 12 metros e distância dos cursos d'água maior que 30 metros. Os mapas de classificação das vias por declividade média e da seleção final para pavimentos permeáveis são apresentados na Figura 43. Para simulação dos pavimentos permeáveis no SWMM, o número de unidades, as áreas e larguras médias das estruturas foram calculados para cada sub-bacia. Os resultados são apresentados na Tabela 7.

Figura 43: Mapa de declividade das vias e Mapa das áreas selecionadas para pavimentos permeáveis



Fonte: elaboradas pelo autor.

As áreas que se mostraram mais propícias para implantação de pavimentos permeáveis e apresentaram maior concentração dessas estruturas foram a região central da cidade, baixo curso da bacia, e bairro Belvedere no alto curso, que são as regiões de menores declividades.

Tabela 7: Características dos pavimentos permeáveis por sub-bacia

Sub-bacia	Quantidade (unid.)	Área média (m ²)	Largura média (m)	Área total (ha)
Barro Preto 1	27	3166	26	8,548
Barro Preto 2	8	3455	24	2,764
Belvedere	87	2552	18	22,204
Centro 1	49	2775	25	13,598
Centro 2	14	3101	27	4,341
Cidade Jardim 1	23	1494	15	3,435
Cidade Jardim 2	35	2326	20	8,140
Lourdes 1	8	3402	21	2,722
Lourdes 2	23	2497	21	5,742
Lourdes 3	14	3308	26	4,631
Lourdes 4	39	2728	25	10,638
Luxemburgo	29	1203	11	3,490
São Bento 1	40	2528	17	10,111
São Bento 2	37	1493	16	5,524
Santa Lúcia 1	24	2190	18	5,257
Santa Lúcia 7	20	2085	14	4,170
Santo Agostinho 1	22	2547	21	5,604
Santo Agostinho 2	39	2973	25	11,596
Santo Antônio 0	3	1674	18	0,502
Santo Antônio 1	19	865	12	1,644
Santo Antônio 2	39	1930	17	7,527
Santo Antônio 3	12	1192	11	1,430
Santo Antônio 4	9	2324	17	2,091
Santo Antônio 5	19	1318	13	2,505
Vila Paris 1	5	1593	16	0,796
Vila Santa Lúcia 1	46	1573	16	7,234
Vila Santa Lúcia 3	15	881	10	1,321

Fonte: elaborada pelo autor.

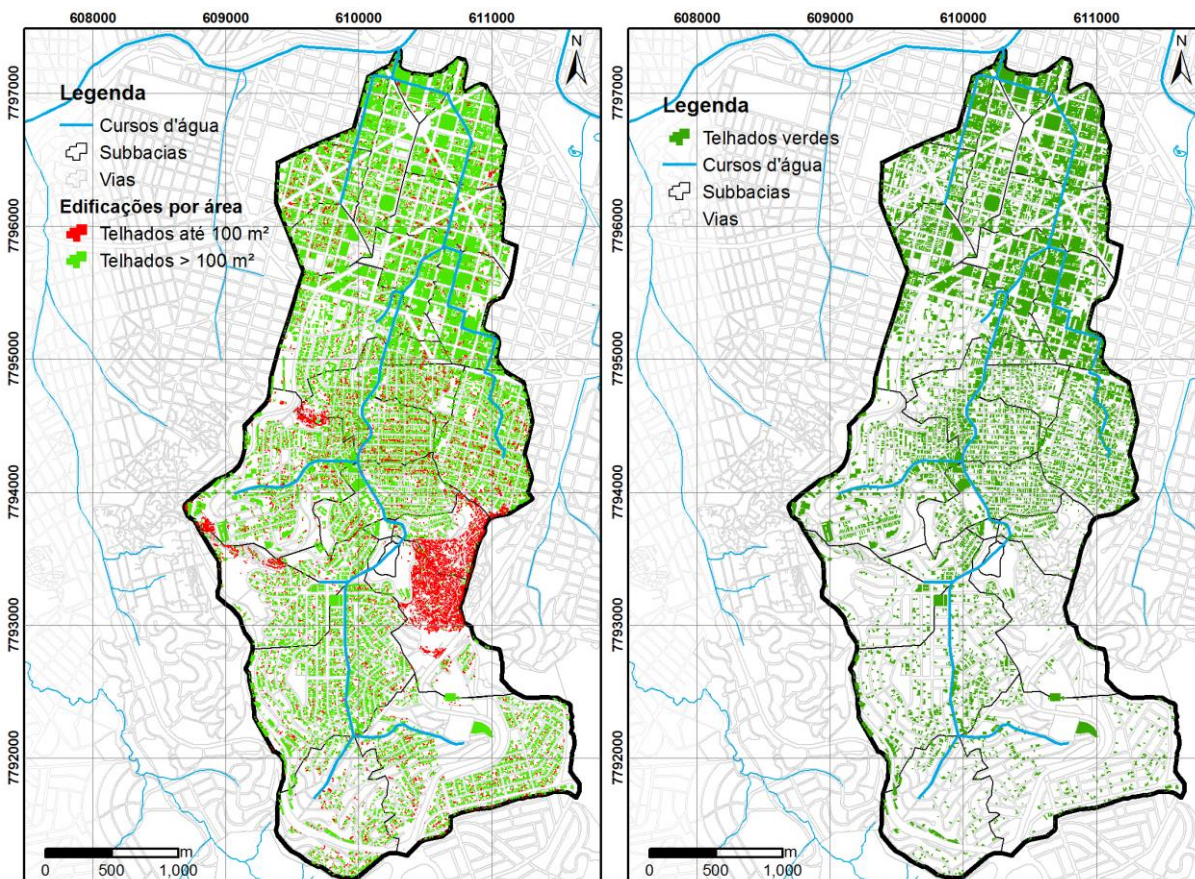
Ressalta-se que pode haver restrições para instalação de pavimentos permeáveis em algumas das vias selecionadas que, apesar de apresentarem declividades menores que 5%, têm os terrenos vizinhos com elevada inclinação. Dessa forma, o número de vias selecionadas para implantação viável de pavimentos permeáveis pode estar superestimado.

5.1.1.2 Telhados verdes

A seleção de áreas para implantação de telhados verdes seguiu o seguinte procedimento: seleção das edificações com área de cobertura maior ou igual a 100 m² (mediana das áreas), exclusão das edificações com telhados coloniais (classificados pelas imagens de satélite). Buscou-se, com esse método de seleção, a exclusão de telhados muito inclinados e de edificações com

restrições estruturais. Ainda assim, o número de edificações selecionadas com capacidade estrutural para implantação de telhados verdes provavelmente está superestimado. Os mapas das edificações de áreas maiores ou iguais a 100 m² e da seleção final para telhados verdes são apresentados na Figura 44.

Figura 44: Mapa das edificações com coberturas de áreas maiores que 100 m² e Mapa das edificações selecionadas para telhados verdes



Fonte: elaboradas pelo autor.

As áreas que se mostraram mais propícias para implantação de telhados verdes e apresentaram maior concentração dessas estruturas foram a região central da cidade, no baixo curso da bacia, e região do bairro Santo Antônio no médio curso, que são as regiões mais verticalizadas e possuem alta concentração de edifícios de médio e grande porte. Para simulação dos telhados verdes no SWMM, o número de unidades, as áreas e larguras médias dos telhados foram calculados para cada sub-bacia. Os resultados são apresentados na Tabela 8.

Tabela 8: Características dos telhados verdes por sub-bacia

Sub-bacia	Quantidade (unid.)	Área média (m ²)	Largura média (m)	Área total tratada (ha)
Barro Preto 1	308	277	17	8,52
Barro Preto 2	198	295	17	5,84
Belvedere	272	285	17	7,74
Centro 1	577	388	20	22,37
Centro 2	159	394	20	6,26
Cidade Jardim 1	248	275	17	6,81
Cidade Jardim 2	359	386	20	13,84
Lourdes 1	102	271	16	2,77
Lourdes 2	532	393	20	20,91
Lourdes 3	419	301	17	12,62
Lourdes 4	539	297	17	16,02
Luxemburgo	588	324	18	19,06
São Bento 1	255	330	18	8,43
São Bento 2	98	313	18	3,07
Santa Lúcia 1	147	267	16	3,93
Santa Lúcia 7	277	256	16	7,08
Santo Agostinho 1	228	380	19	8,67
Santo Agostinho 2	318	320	18	10,16
Santo Antônio 0	22	353	19	0,78
Santo Antônio 1	458	244	16	11,18
Santo Antônio 2	822	256	16	21,08
Santo Antônio 3	324	208	14	6,73
Santo Antônio 4	134	264	16	3,54
Santo Antônio 5	254	222	15	5,65
Vila Paris 1	87	318	18	2,76
Vila Santa Lúcia 1	88	224	15	1,97
Vila Santa Lúcia 3	128	184	14	2,36

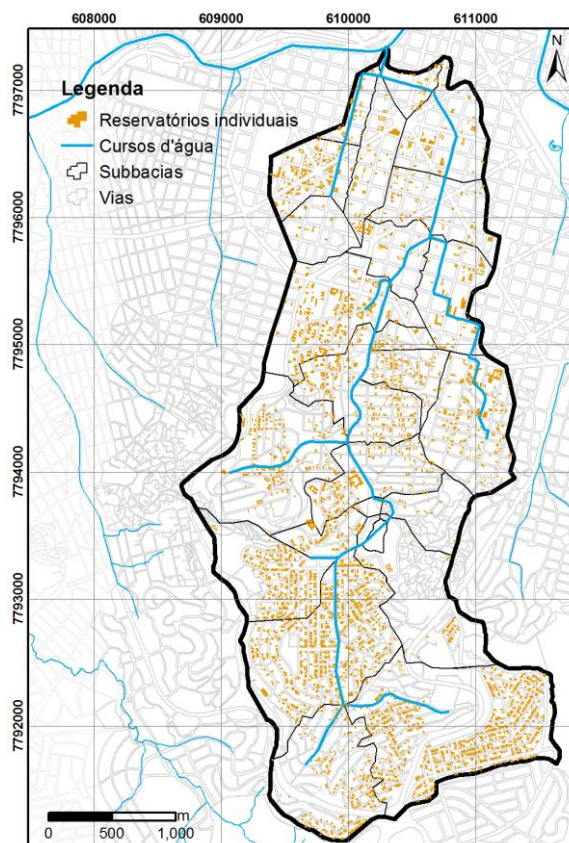
Fonte: elaborada pelo autor.

5.1.1.3 Reservatórios individuais

A seleção de edificações para implantação de reservatórios domiciliares seguiu o seguinte procedimento: seleção das edificações com área de cobertura maior ou igual a 100 m², com cobertura de telhado colonial. O mapa com as edificações selecionadas para implantação de reservatórios individuais é apresentado na Figura 45.

As áreas que se mostraram mais propícias para implantação de reservatórios individuais e apresentaram maior concentração dessas estruturas foram as regiões de ocupação tipicamente residencial: bairros Cidade Jardim e Santo Antônio, no médio curso; bairros Santa Lúcia, São Bento e Belvedere, no alto curso. Para simulação dos reservatórios individuais no SWMM, o número de unidades, as áreas e larguras médias dos telhados tratados com essa técnica foram calculados para cada sub-bacia. Os resultados são apresentados na Tabela 9.

Figura 45: Mapa das edificações selecionadas para implantação de reservatórios individuais



Fonte: elaborada pelo autor.

Tabela 9: Características dos reservatórios individuais por sub-bacia

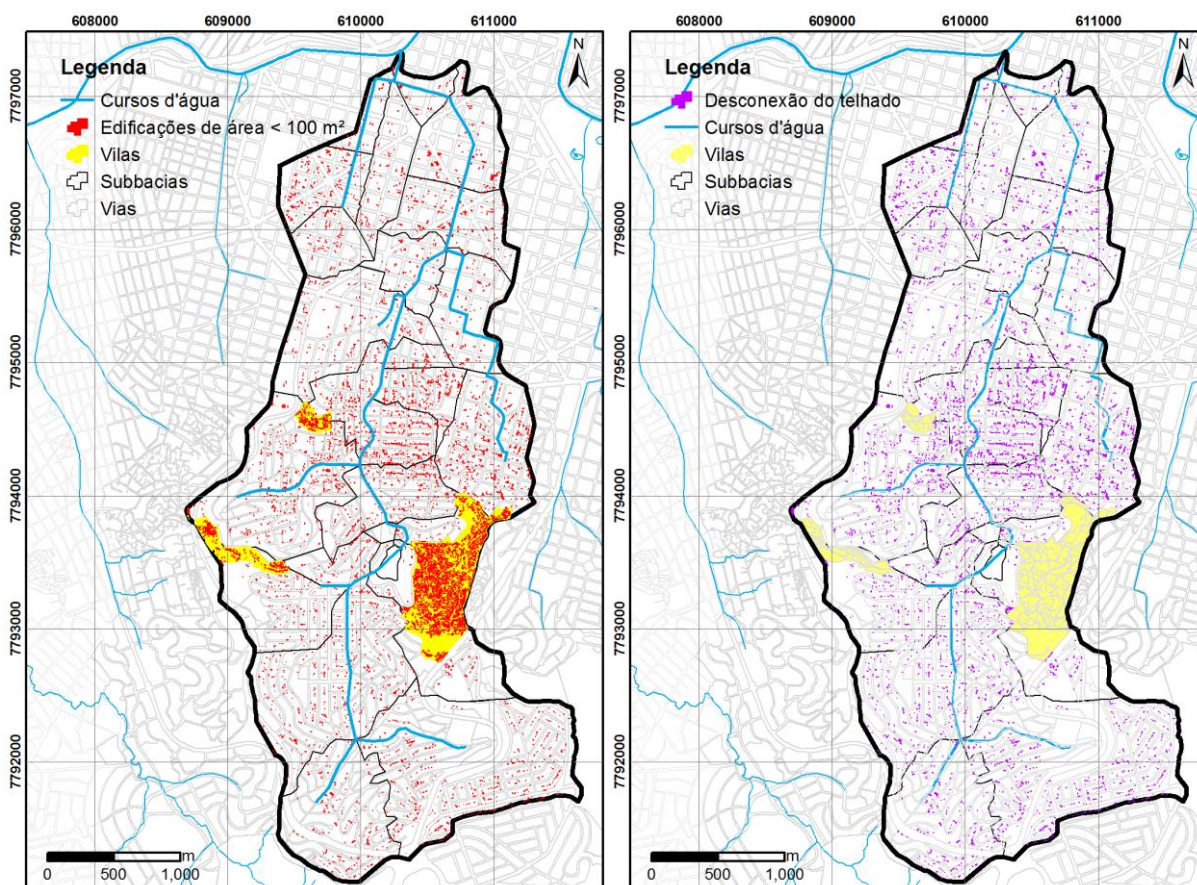
Sub-bacia	Quantidade (unid.)	Área média (m ²)	Largura média	Área total tratada (ha)
Barro Preto 1	140	253	8	3,544
Barro Preto 2	32	324	11	1,038
Belvedere	685	249	8	17,036
Centro 1	51	413	14	2,107
Centro 2	22	401	13	0,882
Cidade Jardim 1	98	337	11	3,299
Cidade Jardim 2	135	496	17	6,693
Lourdes 1	11	267	9	0,293
Lourdes 2	65	459	15	2,984
Lourdes 3	39	394	13	1,537
Lourdes 4	74	267	9	1,979
Luxemburgo	187	281	9	5,256
São Bento 1	336	275	9	9,250
São Bento 2	234	276	9	6,465
Santa Lúcia 1	234	205	7	4,803
Santa Lúcia 7	295	254	8	7,481
Santo Agostinho 1	15	324	11	0,486
Santo Agostinho 2	53	439	15	2,327
Santo Antônio 0	6	221	7	0,132
Santo Antônio 1	145	320	11	4,635
Santo Antônio 2	171	298	10	5,088
Santo Antônio 3	114	203	7	2,315
Santo Antônio 4	41	276	9	1,133
Santo Antônio 5	111	222	7	2,467
Vila Paris 1	69	337	11	2,324
Vila Santa Lúcia 1	42	307	10	1,291
Vila Santa Lúcia 3	17	231	8	0,392

Fonte: elaborada pelo autor.

5.1.1.4 Desconexão dos telhados

A seleção de edificações cujos telhados seriam desconectados da rede de drenagem e o escoamento direcionado para áreas permeáveis seguiu o seguinte procedimento: seleção das edificações com área de cobertura menor que 100 m², excetuadas as edificações localizadas em vilas e aglomerados (pela dificuldade de intervenções nas edificações dessas áreas e indisponibilidade de áreas permeáveis nas proximidades). No caso de terrenos com declividades maiores que 5%, assim como no caso das trincheiras de infiltração, pode ser necessária a regularização do terreno para redução da velocidade do escoamento superficial. Os mapas com as edificações com área de cobertura menor que 100 m² e com as selecionadas para desconexão dos telhados são apresentados na Figura 46.

Figura 46: Mapa das edificações com coberturas de áreas menores que 100 m² e das edificações selecionadas para desconexão dos telhados



Fonte: elaboradas pelo autor.

As áreas propícias para desconexão dos telhados apresentaram-se dispersas em toda a bacia e se referem principalmente a pequenas edificações localizadas no mesmo lote de outra edificação maior. Para simulação da desconexão dos telhados no SWMM, o número de unidades e as áreas médias dos telhados foram calculados para cada sub-bacia. Os resultados são apresentados na Tabela 10.

Tabela 10: Características dos telhados desconectados por sub-bacia

Sub-bacia	Quantidade (unid.)	Área média (m ²)	Área total tratada (ha)
Barro Preto 1	189	43	0,813
Barro Preto 2	28	56	0,156
Belvedere	528	30	1,592
Centro 1	119	55	0,659
Centro 2	21	72	0,151
Cidade Jardim 1	215	32	0,690
Cidade Jardim 2	195	30	0,578
Lourdes 1	34	40	0,135
Lourdes 2	107	39	0,422
Lourdes 3	67	44	0,296
Lourdes 4	155	50	0,777
Luxemburgo	513	30	1,523
São Bento 1	240	32	0,759
São Bento 2	185	23	0,422
Santa Lúcia 1	237	29	0,684
Santa Lúcia 7	222	29	0,654
Santo Agostinho 1	105	34	0,357
Santo Agostinho 2	89	40	0,354
Santo Antônio 0	4	23	0,009
Santo Antônio 1	364	27	0,974
Santo Antônio 2	472	37	1,765
Santo Antônio 3	318	33	1,063
Santo Antônio 4	51	43	0,219
Santo Antônio 5	262	35	0,908
Vila Paris 1	110	30	0,329
Vila Santa Lúcia 1	97	35	0,339
Vila Santa Lúcia 3	51	23	0,115

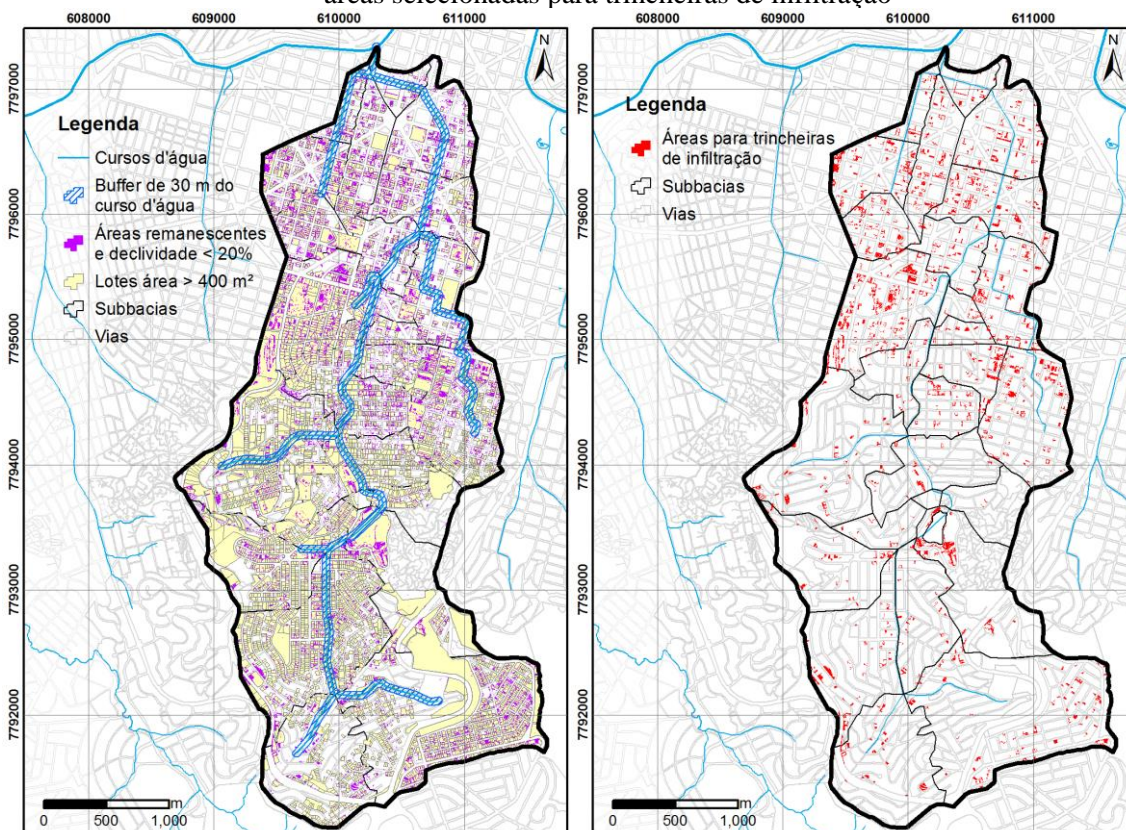
Fonte: elaborada pelo autor.

5.1.1.5 Trincheiras de infiltração

As áreas internas aos lotes passíveis de tratamento com infraestruturas de infiltração foram tratadas com trincheiras de infiltração. No processo de seleção dessas áreas, seguiu-se o seguinte procedimento: seleção dos lotes com áreas maiores ou iguais a 400 m²; recorte das áreas impermeáveis disponíveis dentro do lote (exclusão das edificações e áreas verdes); seleção das áreas com declividade menor que 20%; seleção das áreas remanescentes com no mínimo 72 m² (área mínima para implantação de uma trincheira de dimensões 12,0 m x 0,6 m e distância mínima de 2,0 m de qualquer estrutura ao redor); seleção das áreas distantes no mínimo 30 metros de cursos d'água. Os mapas dos lotes com áreas maiores ou iguais a 400 m² e da seleção final para trincheiras de infiltração são apresentados na Figura 47.

As áreas que se mostraram mais propícias para implantação de trincheiras de infiltração foram a região central da cidade e proximidades, como bairros Cidade Jardim e Santo Antônio, regiões onde os terrenos são normalmente mais extensos. Para simulação das trincheiras de infiltração no SWMM, o número de unidades, as áreas e larguras médias foram calculados para cada sub-bacia. Os resultados são apresentados na Tabela 11.

Figura 47: Mapa das áreas que atendem aos critérios para instalação de trincheiras de infiltração e das áreas selecionadas para trincheiras de infiltração



Fonte: elaboradas pelo autor.

Tabela 11: Características das trincheiras de infiltração por sub-bacia

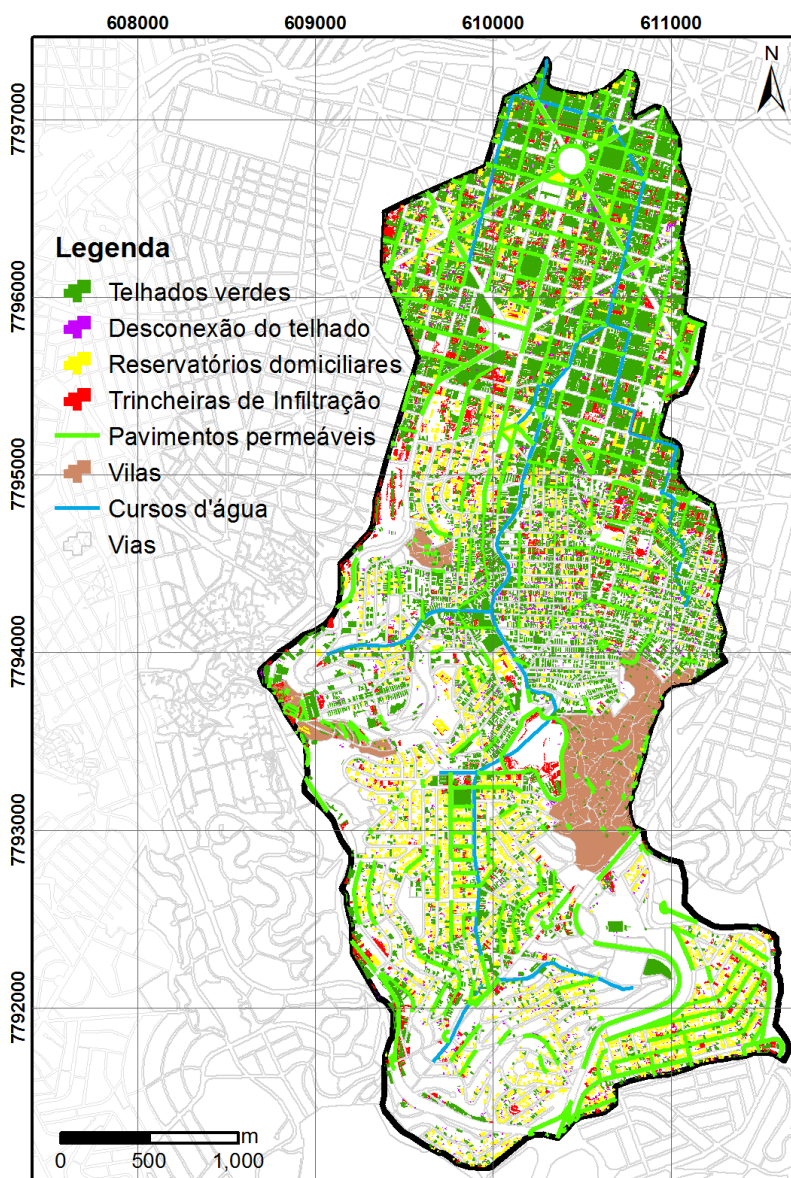
Sub-bacia	Quantidade (unid.)	Área total tratada (ha)
Barro Preto 1	135	0,162
Barro Preto 2	19	0,023
Belvedere	94	0,113
Centro 1	104	0,125
Centro 2	15	0,018
Cidade Jardim 1	48	0,058
Cidade Jardim 2	312	0,374
Lourdes 1	32	0,038
Lourdes 2	150	0,180
Lourdes 3	66	0,079
Lourdes 4	152	0,182
Luxemburgo	135	0,162
São Bento 1	104	0,125
São Bento 2	58	0,070
Santa Lúcia 1	50	0,060
Santa Lúcia 7	52	0,062
Santo Agostinho 1	100	0,120
Santo Agostinho 2	124	0,149
Santo Antônio 0	0	0,000
Santo Antônio 1	38	0,046
Santo Antônio 2	160	0,192
Santo Antônio 3	72	0,086
Santo Antônio 4	26	0,031
Santo Antônio 5	99	0,119
Vila Paris 1	9	0,011
Vila Santa Lúcia 1	104	0,125
Vila Santa Lúcia 3	2	0,002

Fonte: elaborada pelo autor.

5.1.1.6 Resumo

A combinação da aplicação das cinco infraestruturas verdes descritas possibilitou o tratamento de 69% das áreas impermeáveis da bacia do córrego do Leitão. A Figura 48 apresenta o mapa com a distribuição de todas as infraestruturas verdes na bacia.

Figura 48: Áreas destinadas à implantação de infraestruturas verdes



Fonte: elaborada pelo autor.

Como pode ser observado na Figura 48 e nos dados apresentados na Tabela 12, de uma maneira geral, o baixo curso, que corresponde à região central da cidade, apresentou maior potencial para implantação de infraestruturas verdes, de modo que mais de 90% da área impermeável nessa região pôde ser tratada (sub-bacias Centro, Barro Preto, Santo Agostinho e Lourdes). Já as sub-bacias que apresentaram menor potencial foram aquelas ocupadas por vilas e aglomerados (Vila Santa Lúcia) e onde são observadas as maiores declividades (Belvedere, Santa Lúcia e Luxemburgo).

Tabela 12: Áreas impermeáveis tratadas por sub-bacia

Sub-bacia	% da área impermeável tratada					Total
	Telhados verdes	Pavimentos permeáveis	Reservatórios individuais	Desconexão dos telhados	Trincheiras de infiltração	
Barro Preto 1	31,75%	31,86%	13,21%	3,03%	0,60%	80,45%
Barro Preto 2	53,76%	25,42%	9,55%	1,43%	0,21%	90,37%
Belvedere	9,76%	28,00%	21,48%	2,01%	0,14%	61,39%
Centro 1	55,70%	33,85%	5,25%	1,64%	0,31%	96,75%
Centro 2	54,49%	37,80%	6,24%	1,32%	0,16%	100,00%
Cidade Jardim 1	35,63%	17,97%	17,26%	3,61%	0,30%	74,77%
Cidade Jardim 2	32,27%	18,98%	15,60%	1,35%	0,87%	69,07%
Lourdes 1	48,40%	47,60%	0,96%	2,36%	0,67%	100,00%
Lourdes 2	65,10%	17,87%	9,29%	1,31%	0,56%	94,13%
Lourdes 3	62,55%	22,95%	7,61%	1,47%	0,39%	94,97%
Lourdes 4	46,42%	30,82%	5,73%	2,25%	0,53%	85,75%
Luxemburgo	30,51%	5,59%	8,41%	2,44%	0,26%	47,20%
São Bento 1	18,32%	21,99%	20,11%	1,65%	0,27%	62,34%
São Bento 2	10,07%	18,12%	21,21%	1,39%	0,23%	51,01%
Santa Lúcia 1	9,48%	12,70%	11,60%	1,65%	0,14%	35,58%
Santa Lúcia 7	24,40%	14,36%	25,77%	2,25%	0,21%	67,00%
Santo Agostinho 1	46,04%	29,76%	2,58%	1,90%	0,64%	80,91%
Santo Agostinho 2	38,33%	43,75%	8,78%	1,34%	0,56%	92,76%
Santo Antônio 0	39,89%	25,81%	6,81%	0,47%	0,00%	72,98%
Santo Antônio 1	36,18%	5,32%	15,00%	3,15%	0,15%	59,79%
Santo Antônio 2	42,48%	15,17%	10,25%	3,56%	0,39%	71,84%
Santo Antônio 3	37,34%	7,94%	12,84%	5,90%	0,48%	64,50%
Santo Antônio 4	50,78%	29,98%	15,65%	3,14%	0,45%	100,00%
Santo Antônio 5	34,48%	15,28%	15,05%	5,54%	0,72%	71,08%
Vila Paris 1	25,79%	7,43%	21,69%	3,07%	0,10%	58,08%
Vila Santa Lúcia 1	10,08%	37,06%	6,61%	1,73%	0,64%	56,13%
Vila Santa Lúcia 3	14,17%	7,95%	2,36%	0,69%	0,01%	25,19%

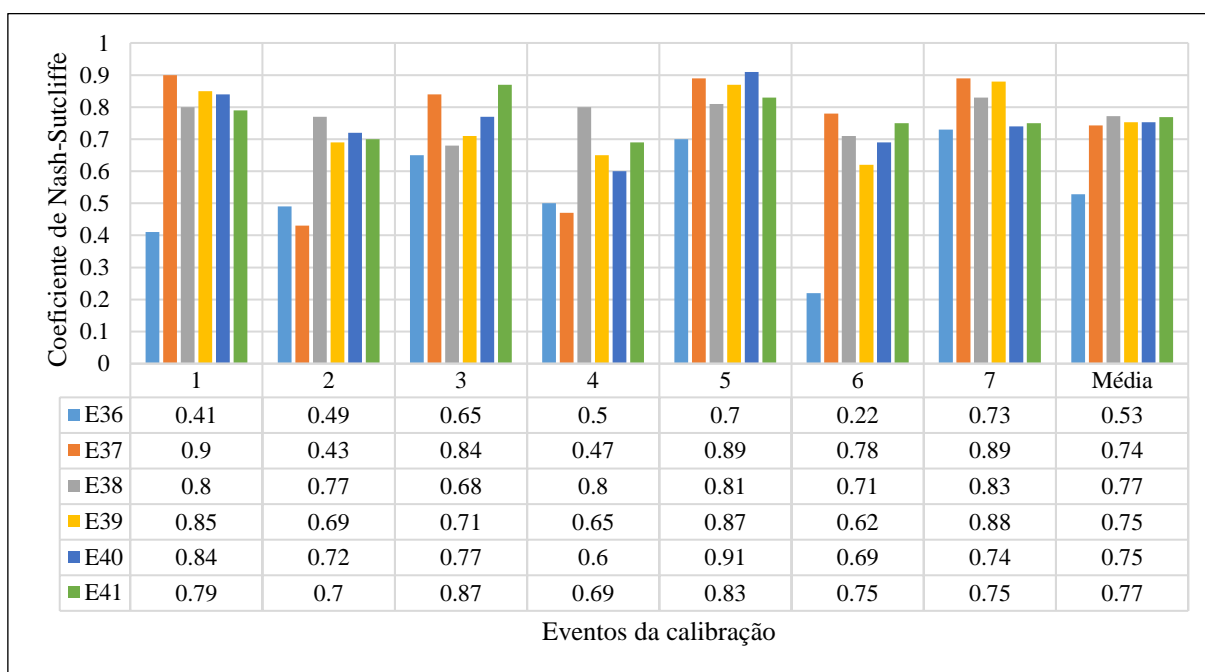
Fonte: elaborada pelo autor.

Na bacia como um todo, a maior parte das áreas impermeáveis foi tratada por telhados verdes (32,1% da área impermeável total), pavimentos permeáveis (21,0%) e reservatórios individuais (13,0%). O restante foi tratado por desconexão dos telhados (2,2%) e trincheiras de infiltração (0,4%). Com a metodologia adotada para seleção de áreas com potencial para implantação de infraestruturas verdes, os seguintes resultados foram obtidos para toda a bacia do córrego do Leitão: 100% das coberturas das edificações foram tratadas com telhados verdes, reservatórios individuais ou desconexão dos telhados; 56% da área de vias pavimentadas foram tratados com pavimentos permeáveis; e 1,4% das áreas impermeáveis dos lotes foram tratados com trincheiras de infiltração.

5.2 Calibração e validação

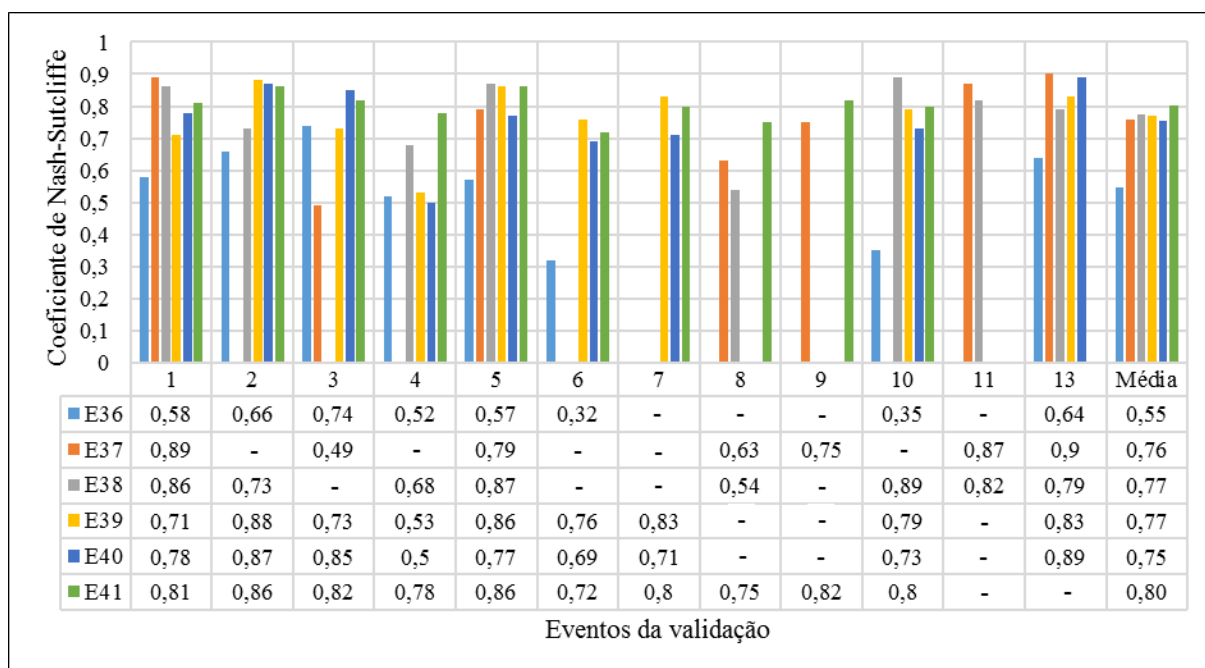
Os hidrogramas resultantes da calibração e validação de todos os eventos estão apresentados no Apêndice 2. Os valores encontrados para o coeficiente de Nash-Sutcliffe das vazões nas seis estações, para os sete eventos da calibração, estão apresentados na Figura 49 e para os treze eventos da validação na Figura 50.

Figura 49: Coeficiente de Nash-Sutcliffe para os eventos de calibração



Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 50: Coeficiente de Nash-Sutcliffe para os eventos de validação

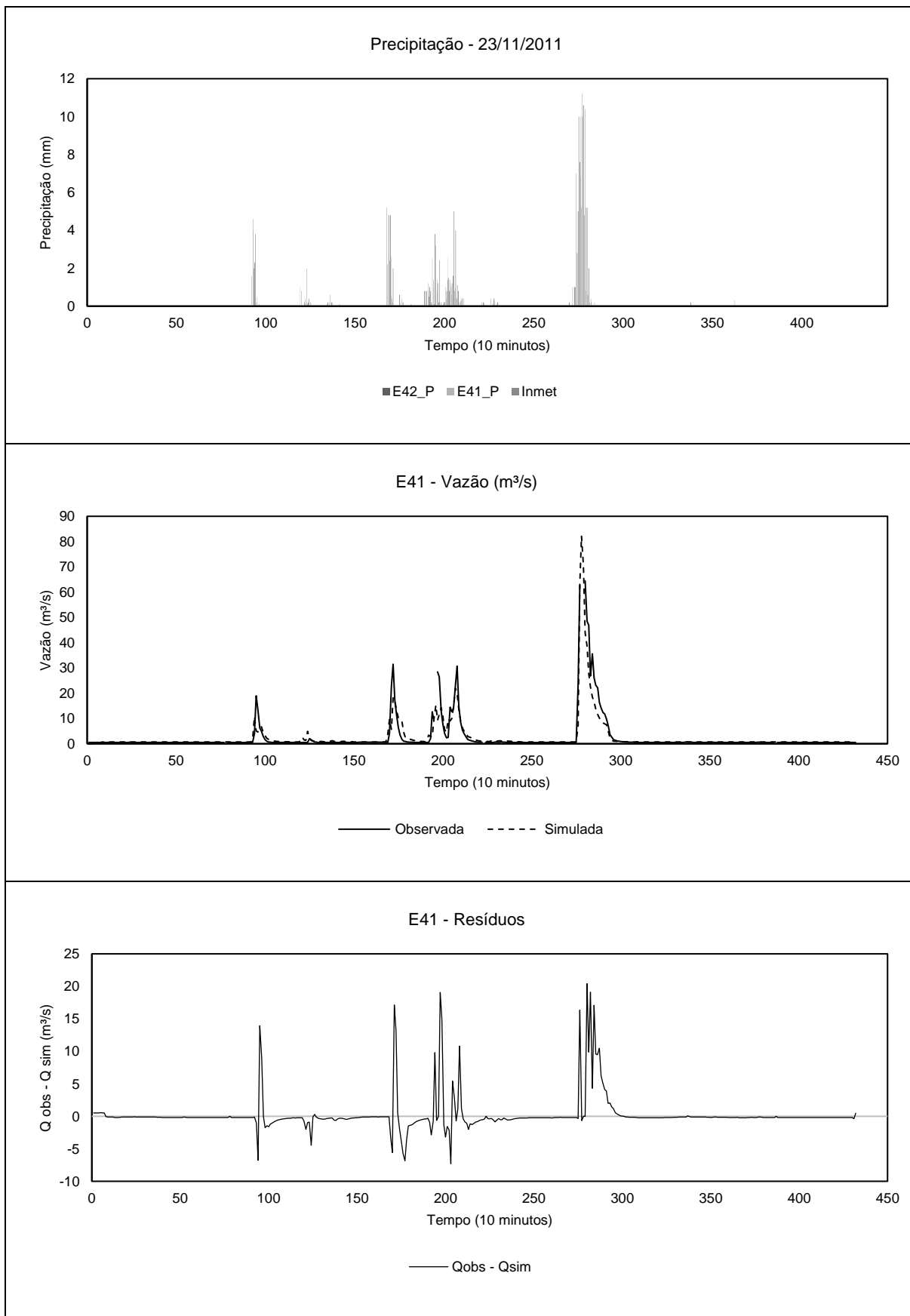


Fonte: elaborada pelo autor.

De uma maneira geral, o modelo produziu resultados semelhantes nas etapas de calibração e validação. O valor médio do coeficiente de Nash-Sutcliffe para a vazão encontrado na calibração foi de 0,72 e na validação de 0,74, enquanto que para nível, foi de 0,70 e 0,73. Considerando o saldo das variações negativas e positivas, a média do erro percentual da vazão de pico foi nulo na calibração e na validação, enquanto o erro médio do volume escoado foi de 3% e 5%, para as etapas de calibração e validação, respectivamente. Já a média dos valores absolutos de erro percentual das vazões de pico foi de 11% e do volume total escoado foi de 12%. Considerando-se que a calibração foi realizada manualmente, por tentativa e erro, e que frequentemente havia conflito de interesses na calibração entre as seis estações existentes ao longo do curso d'água, os valores encontrados neste trabalho podem ser considerados satisfatórios.

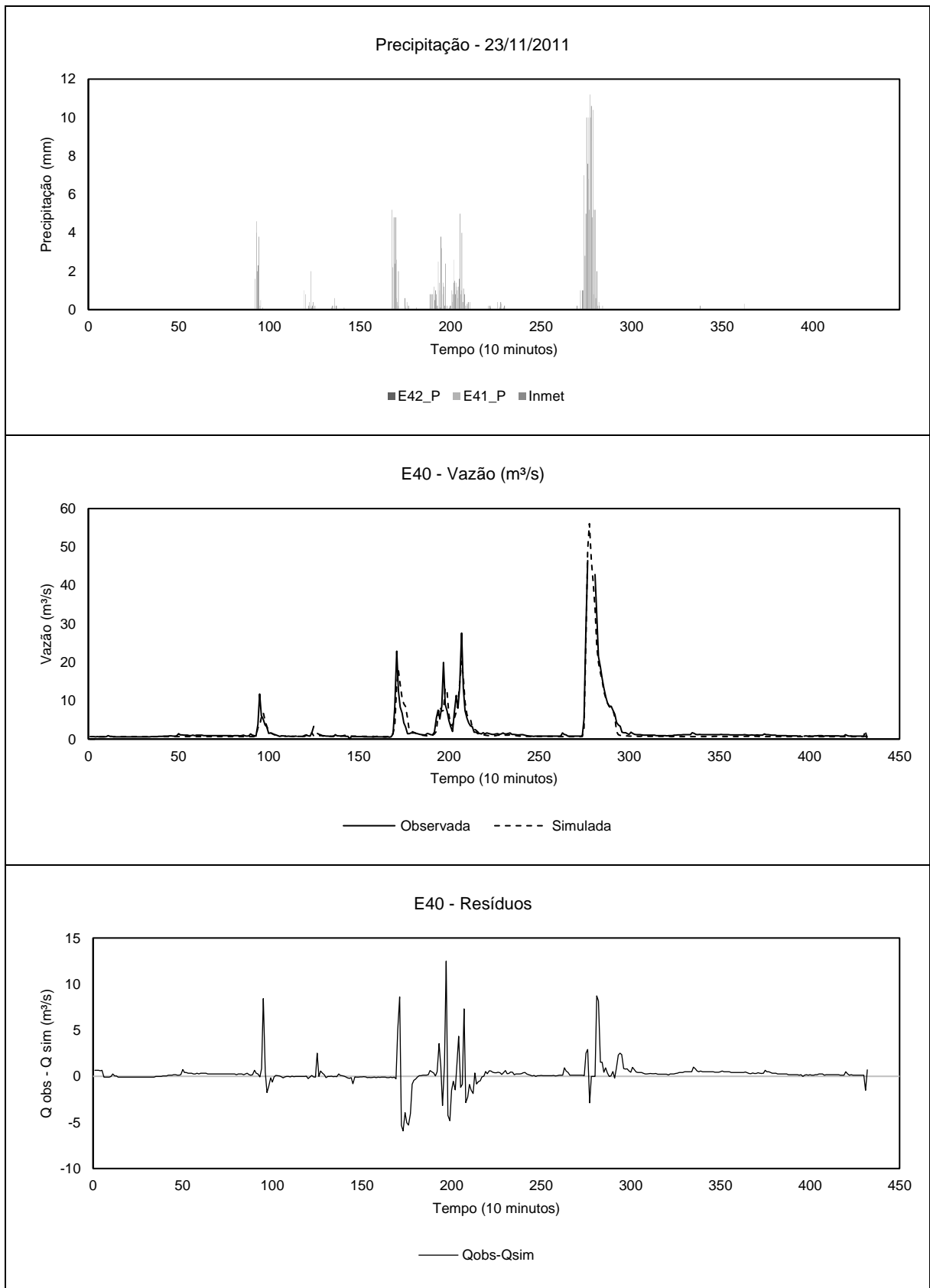
Apresentam-se, a seguir, os resultados para o evento 5 da calibração, que obteve os melhores resultados para o coeficiente de Nash-Sutcliffe. As figuras 51 a 56 apresentam os hidrogramas calibrados das seis estações para o evento ocorrido no dia 23/11/2011, bem como os hietogramas e os gráficos dos resíduos da modelagem. Este evento gerou alerta em todas as estações, sendo alerta do tipo laranja (mais de 80% da seção) nas estações E38 e E41.

Figura 51: Precipitação, vazões observadas, simuladas e resíduos – Alerta dia 23/11/201 – E41



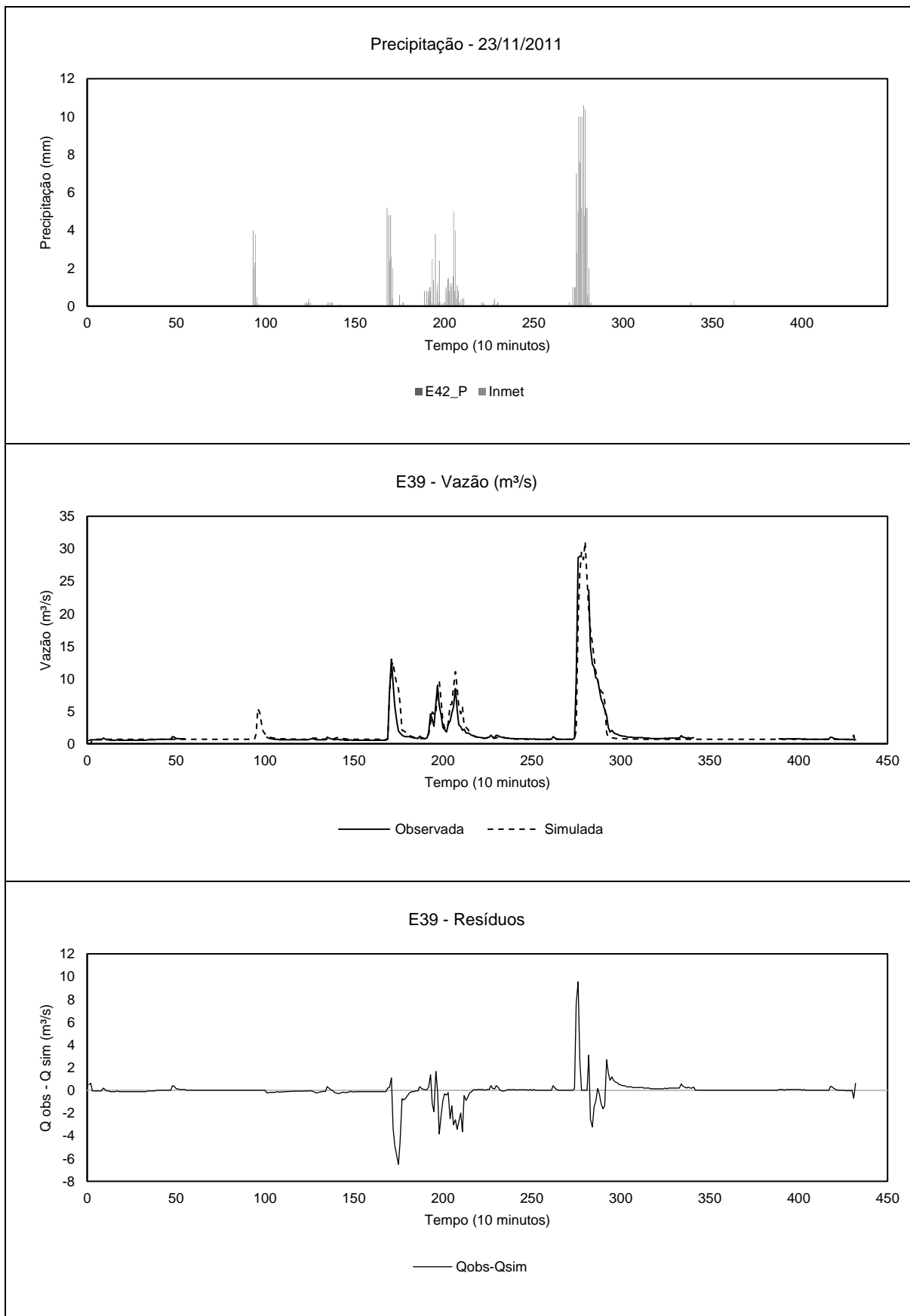
Fonte: elaboradas pelo autor.

Figura 52: Precipitação, vazões observadas, simuladas e resíduos – Alerta dia 23/11/2011 – E40



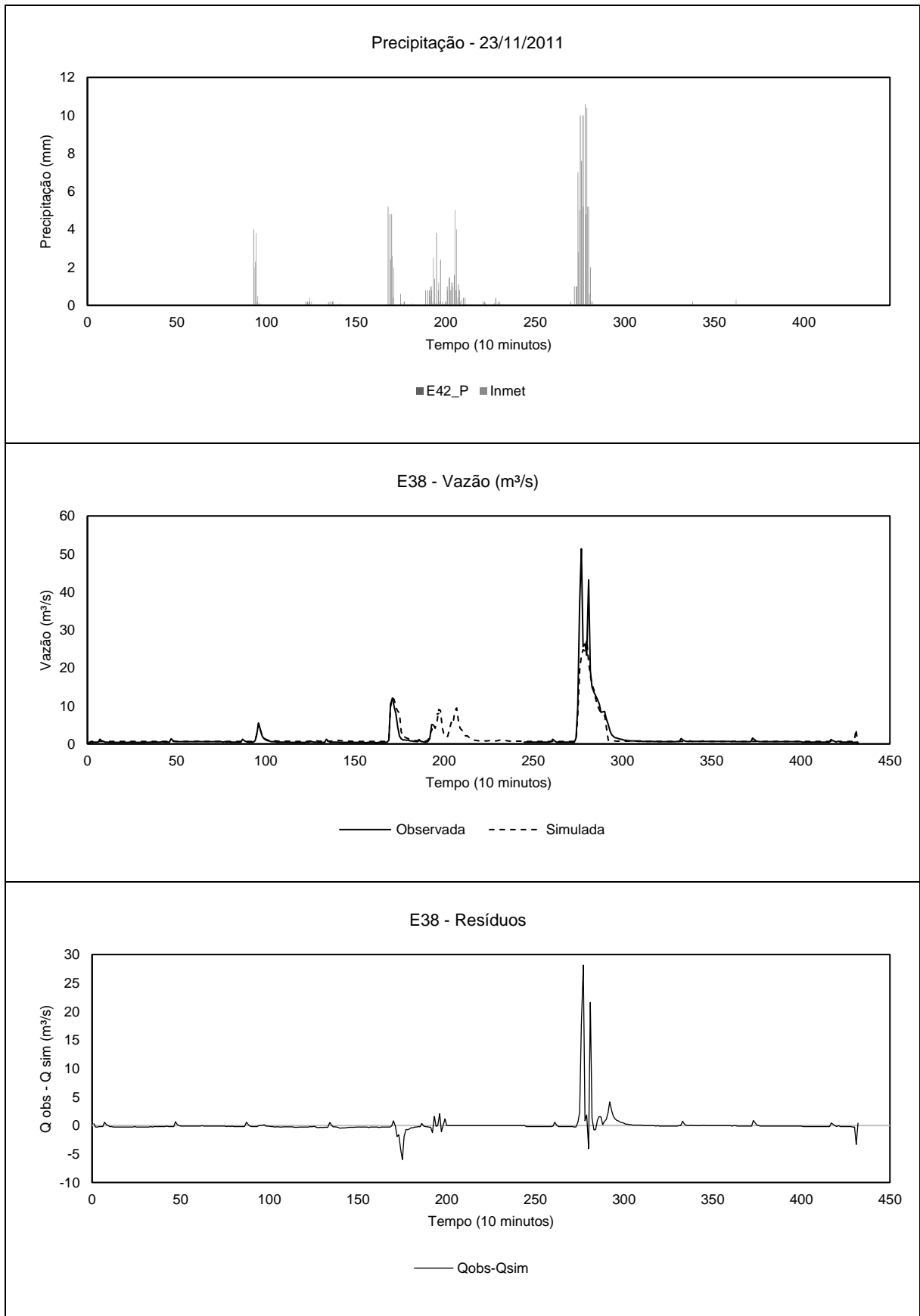
Fonte: elaboradas pelo autor.

Figura 53: Precipitação, vazões observadas, simuladas e resíduos – Alerta dia 23/11/201 – E39



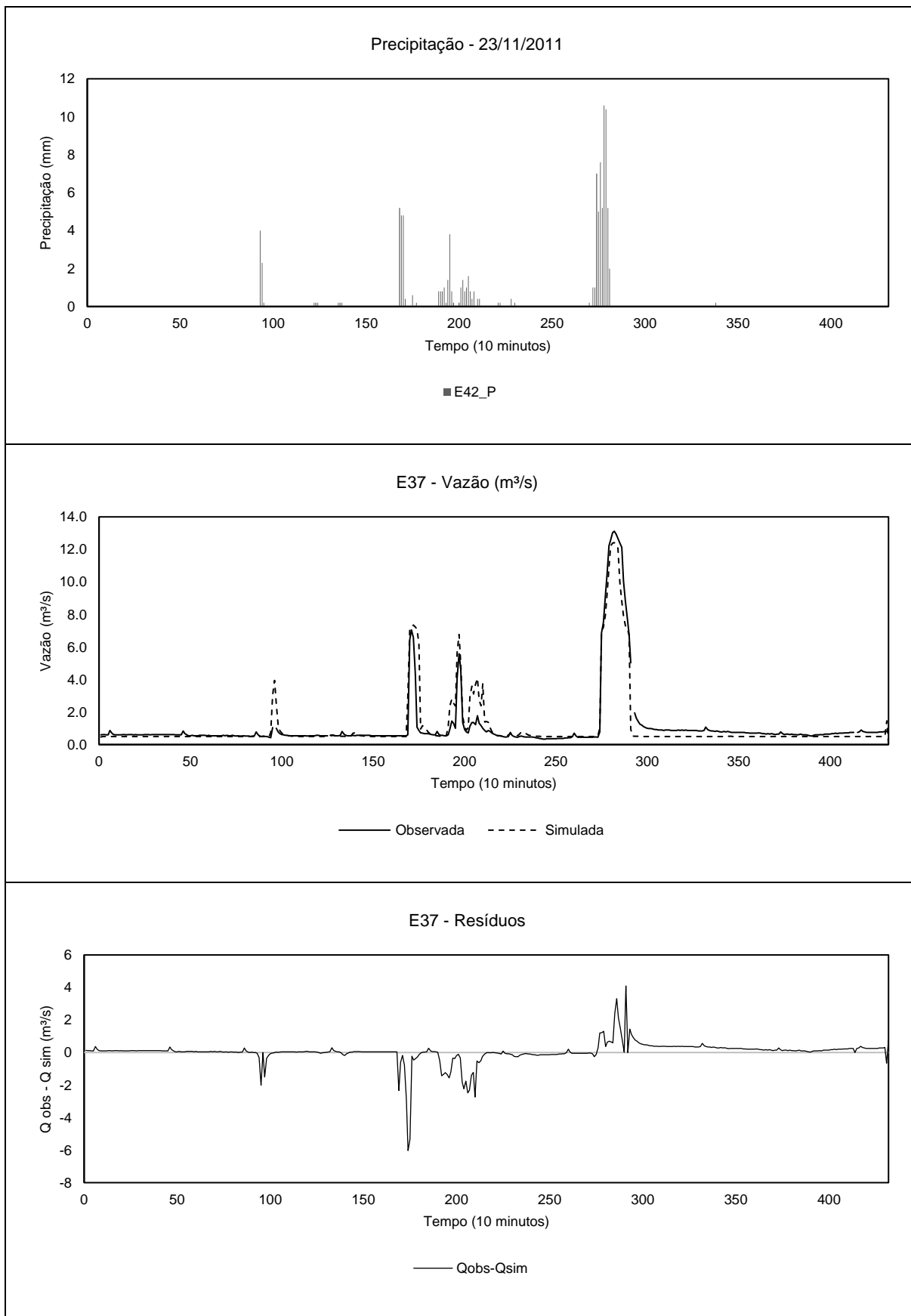
Fonte: elaboradas pelo autor.

Figura 54: Precipitação, vazões observadas, simuladas e resíduos – Alerta dia 23/11/201 – E38



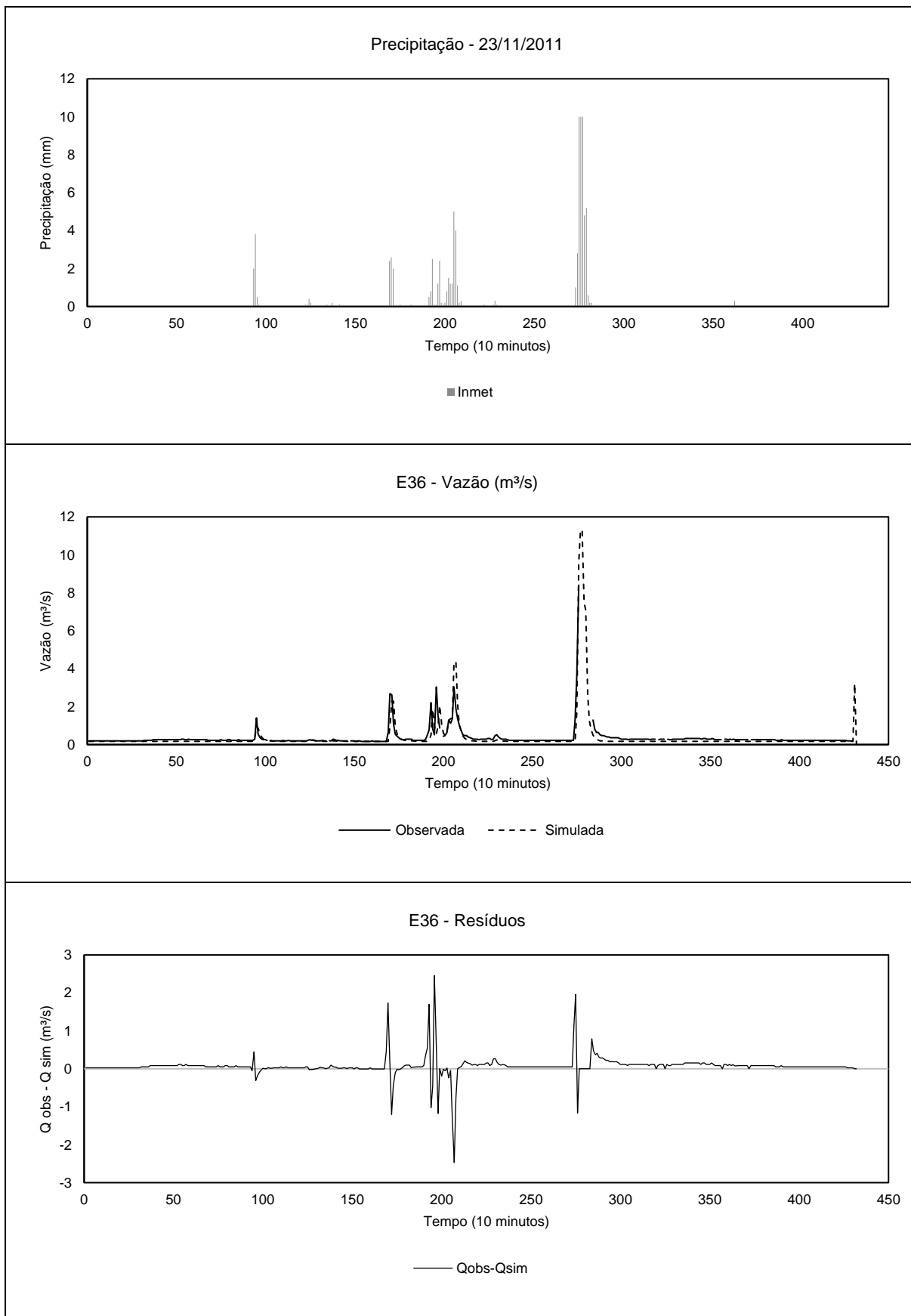
Fonte: elaboradas pelo autor.

Figura 55: Precipitação, vazões observadas, simuladas e resíduos – Alerta dia 23/11/2011 – E37



Fonte: elaboradas pelo autor.

Figura 56: Precipitação, vazões observadas, simuladas e resíduos – Alerta dia 23/11/2011 – E36



Fonte: elaboradas pelo autor.

Em primeira análise dos resultados plotados em gráficos, observa-se um ajuste satisfatório dos tempos de ascensão e recessão do hidrograma, boa representação das vazões de pico para as estações E37, E38 e E39, e subestimação dos picos nas estações E36, E40 e E41. O evento ocorrido no dia 23/11/2011 foi o que obteve os melhores ajustes entre os dados simulados e observados. Nota-se, como indicado na Tabela 13, que todas as funções objetivo apresentaram bons resultados. O coeficiente de Nash-Sutcliffe alcançou média de 0,83, o erro médio percentual da vazão de pico foi de 16% e o erro do volume escoado médio de 9%. Observa-se que os erros de vazão de pico nas estações E41 e E38 foram os maiores, respectivamente, 31% e 21%. Tal fato provavelmente deve-se à elevação do nível d'água a cotas muito próximas do sensor de nível, que possui capacidade de leitura apenas até o alerta laranja.

Os hidrogramas também apresentam os resíduos da modelagem nas seis estações de monitoramento. Percebe-se a ocorrência de resíduos positivos e negativos para todas as estações. A ocorrência de resíduos sequenciais pode indicar correlação entre os erros, isto é, um pequeno erro na representação da cronologia do hidrograma pode se propagar até o fim do período de recessão. Nota-se que, frequentemente, as vazões simuladas são menores que as observadas, isto é, há uma tendência para subestimação das vazões. As vazões máximas, entretanto, foram superestimadas em 3%, 2% e 14% para as estações E41, E40 e E37, e subestimadas em 10%, 21% e 4% para as estações E39, E38 e E36, respectivamente. Em média, para o evento do dia 23/11/2011, as vazões de pico foram subestimadas em 4%.

A despeito dessa pequena subestimação notada, o modelo conseguiu representar bem as vazões observadas e respeitar a cronologia dos eventos. A representação dos tempos de pico e dos períodos de recessão das maiores cheias foi, em geral, muito boa. Resultados semelhantes foram obtidos para os outros eventos e são apresentados no Apêndice 2.

Os resultados de todas as funções objetivo, coeficiente de Nash-Sutcliffe para vazão e nível, erros percentuais médios de vazão de pico e de volume escoado, para todas os eventos da calibração são apresentados na Tabela 13.

Observa-se que, em média, o modelo superestimou as vazões de pico para os eventos 1, 3, 6 e 7, e subestimou nos eventos 2, 4 e 5. Os volumes escoados foram superestimados nos eventos 3, 4 e 6, e subestimados nos eventos 1, 2, 5 e 7. Em relação às estações, nota-se que o modelo subestimou as vazões de pico para as estações E41, E40 e E37 e superestimou nas estações E39, E38 e E36. Os volumes escoados foram subestimados nas estações E40, E37 e E36, e superestimados nos eventos E41, E39 e E38. Por fim, na média final de todos eventos e estações, o erro médio percentual da vazão de pico foi anulado, enquanto o volume escoado foi ligeiramente subestimado em 3%.

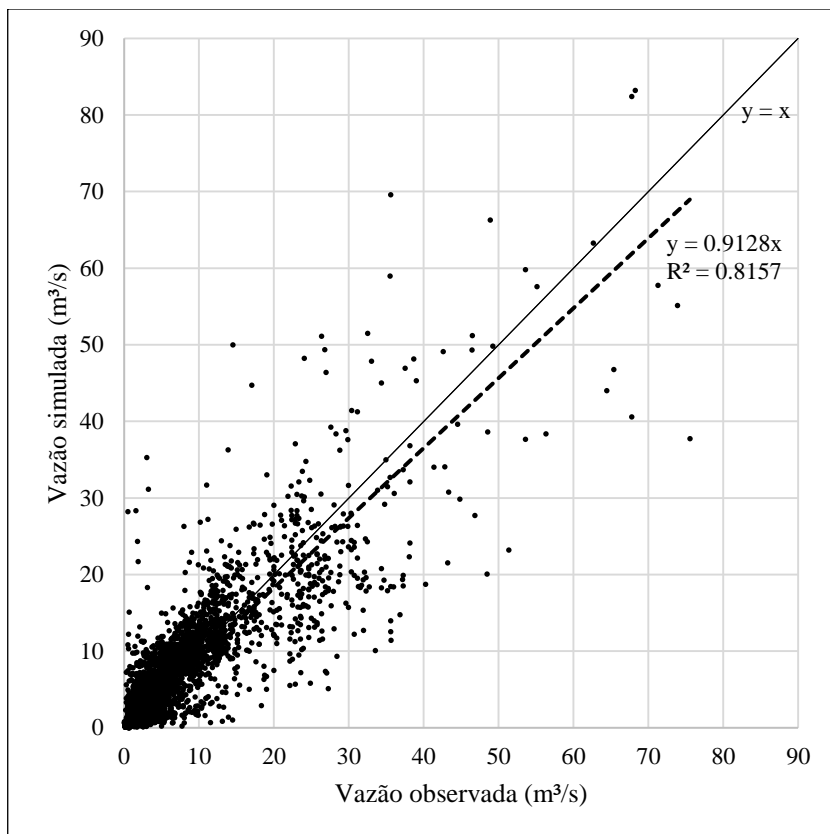
Tabela 13: Resultados das funções objetivo para todos os eventos da calibração

Evento	Função objetivo	Estações						Média por evento
		E41	E40	E39	E38	E37	E36	
1 01/12/2011	C _{NS} Q	0,79	0,84	0,85	0,80	0,90	0,41	0,77
	C _{NS} H	0,67	0,74	0,89	0,84	0,91	0,50	0,76
	EQp	-0,05	0,11	-0,26	-0,20	-0,03	0,11	-0,05
	EVt	0,04	0,20	0,09	-0,02	0,05	0,31	0,11
2 08/02/2012	C _{NS} Q	0,70	0,72	0,69	0,77	0,43	0,49	0,63
	C _{NS} H	0,36	0,57	0,70	0,67	0,55	0,44	0,55
	EQp	0,14	0,32	0,04	-0,04	0,14	-0,15	0,08
	EVt	-0,09	0,28	0,08	-0,08	0,42	0,22	0,14
3 12/12/2011	C _{NS} Q	0,87	0,77	0,71	0,68	0,84	0,65	0,75
	C _{NS} H	0,78	0,74	0,81	0,81	0,88	0,72	0,79
	EQp	0,09	-0,15	-0,10	-0,28	0,02	-0,05	-0,08
	EVt	0,01	0,05	-0,15	-0,07	-0,07	0,11	-0,02
4 14/11/2011	C _{NS} Q	0,69	0,60	0,65	0,80	0,47	0,50	0,62
	C _{NS} H	0,45	0,70	0,67	0,79	0,44	0,57	0,60
	EQp	0,13	-0,04	0,03	0,01	-0,08	0,31	0,06
	EVt	-0,15	-0,09	-0,15	-0,19	-0,24	0,10	-0,12
5 23/11/2011	C _{NS} Q	0,83	0,91	0,87	0,81	0,89	0,70	0,83
	C _{NS} H	0,75	0,83	0,81	0,89	0,91	0,65	0,81
	EQp	-0,03	-0,02	0,10	0,21	0,11	-0,14	0,04
	EVt	0,10	0,11	-0,06	0,04	0,03	0,20	0,07
6 27/12/2011	C _{NS} Q	0,75	0,69	0,62	0,71	0,78	0,22	0,63
	C _{NS} H	0,53	0,62	0,72	0,76	0,76	0,38	0,63
	EQp	-0,12	-0,13	0,07	-0,17	0,00	-0,03	-0,06
	EVt	-0,16	0,14	-0,25	-0,07	-0,07	0,04	-0,06
7 15/11/2012	C _{NS} Q	0,75	0,74	0,88	0,83	0,87	0,73	0,80
	C _{NS} H	0,66	0,71	0,88	0,88	0,94	0,73	0,80
	EQp	-0,01	0,01	-0,09	0,07	0,12	-0,17	-0,01
	EVt	0,02	0,06	-0,005	0,02	0,24	0,25	0,10
Média por estação	C _{NS} Q	0,77	0,75	0,75	0,77	0,74	0,53	0,72
	C _{NS} H	0,60	0,70	0,78	0,80	0,77	0,57	0,70
	EQp	0,02	0,01	-0,03	-0,06	0,04	-0,02	0,00
	EVt	-0,04	0,11	-0,06	-0,05	0,05	0,18	0,03

Fonte: elaborada pelo autor.

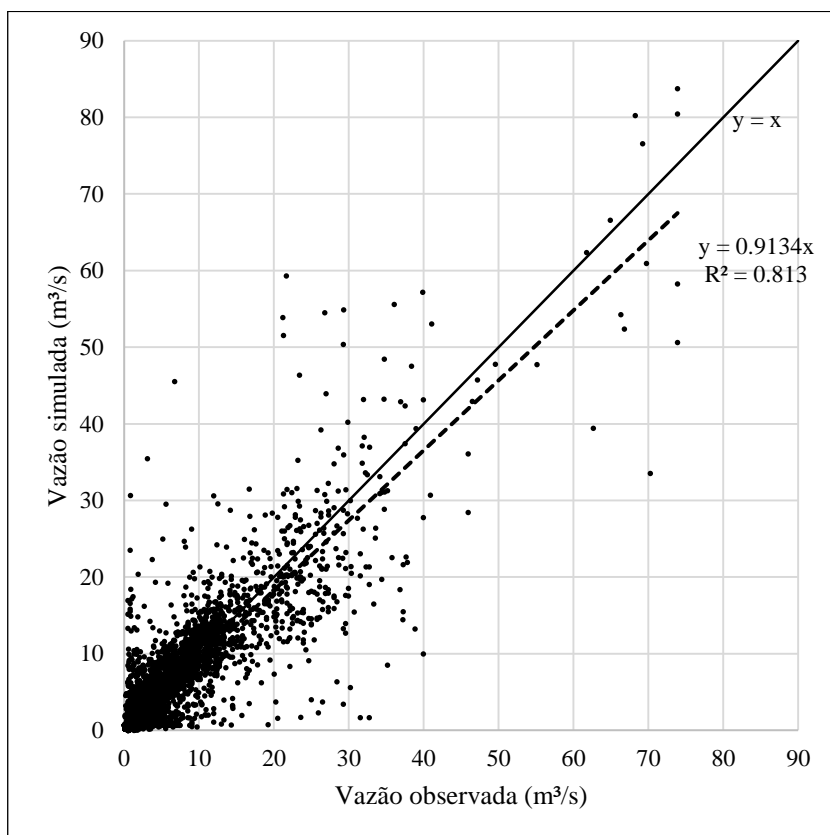
As figuras 57 e 58 apresentam gráficos que relacionam os valores de vazão observadas e simuladas, previamente classificados em ordem crescente, para todas estações e todos os eventos da calibração e da validação. Na ausência ideal de erros na simulação, todos os pares vazão observada (abscissa) e vazão simulada (ordenada) se alinhariam com a bissetriz, onde as ordenadas são iguais às abscissas.

Figura 57: Gráfico Vazões Observadas X Vazões Simuladas – Conjunto de Eventos da Calibração



Fonte: elaborada pelo autor.

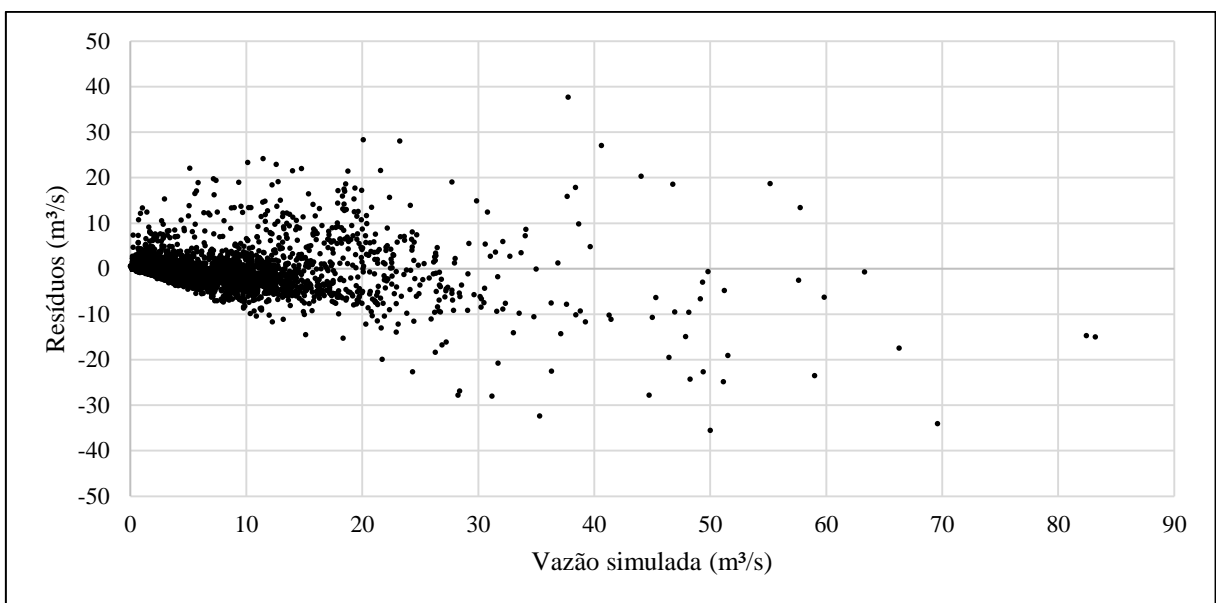
Figura 58: Gráfico Vazões Observadas X Vazões Simuladas - Conjunto de Eventos da Validação



Fonte: elaborada pelo autor.

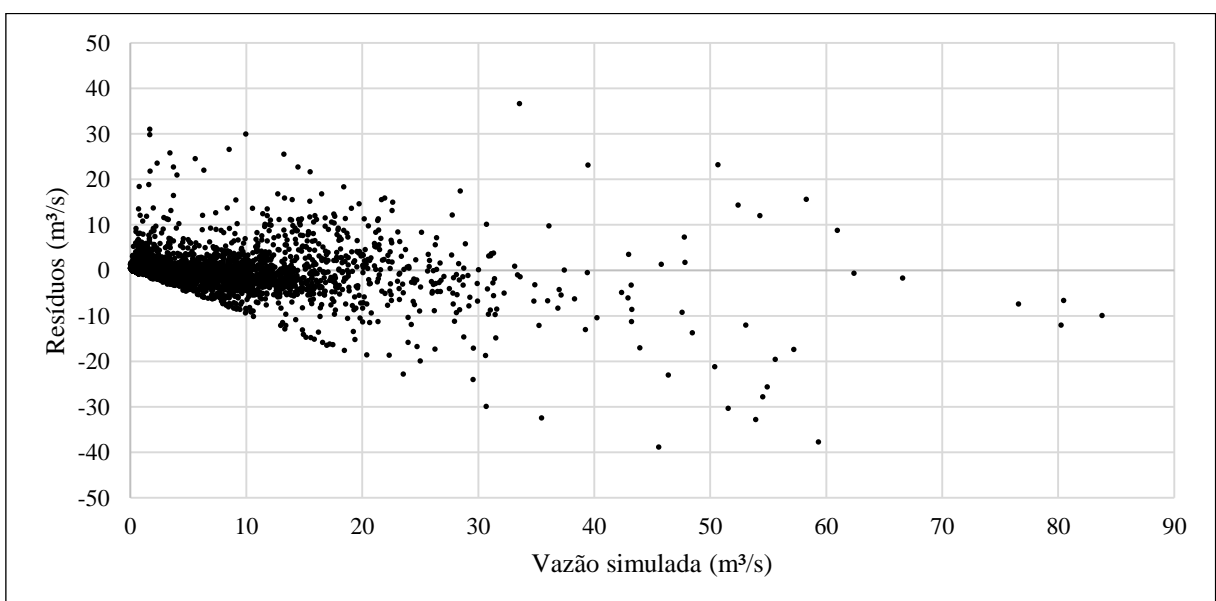
Percebe-se, tanto no caso da calibração quanto da validação, que há uma dispersão significativa dos pontos em ambos os sentidos – acima e abaixo da reta $y=x$. Nota-se uma ligeira tendência média de subestimação das vazões. Os coeficientes angulares das linhas de tendência da calibração e da validação, 0,8959 e 0,8988, respectivamente, foram menores, mas bem próximos, do coeficiente angular da bissetriz, 1,0, o que comprova as constatações anteriores. Nos dois casos, calibração e validação, a dispersão de pontos tende a aumentar com o aumento dos valores das vazões. Este mesmo fato pode ser constatado nos gráficos de resíduos (diferença entre vazão observada e vazão simulada) em função da vazão calculada, apresentados nas figuras 59 e 60.

Figura 59: Gráfico de Vazão Calculada X Resíduos - Calibração



Fonte: elaborada pelo autor.

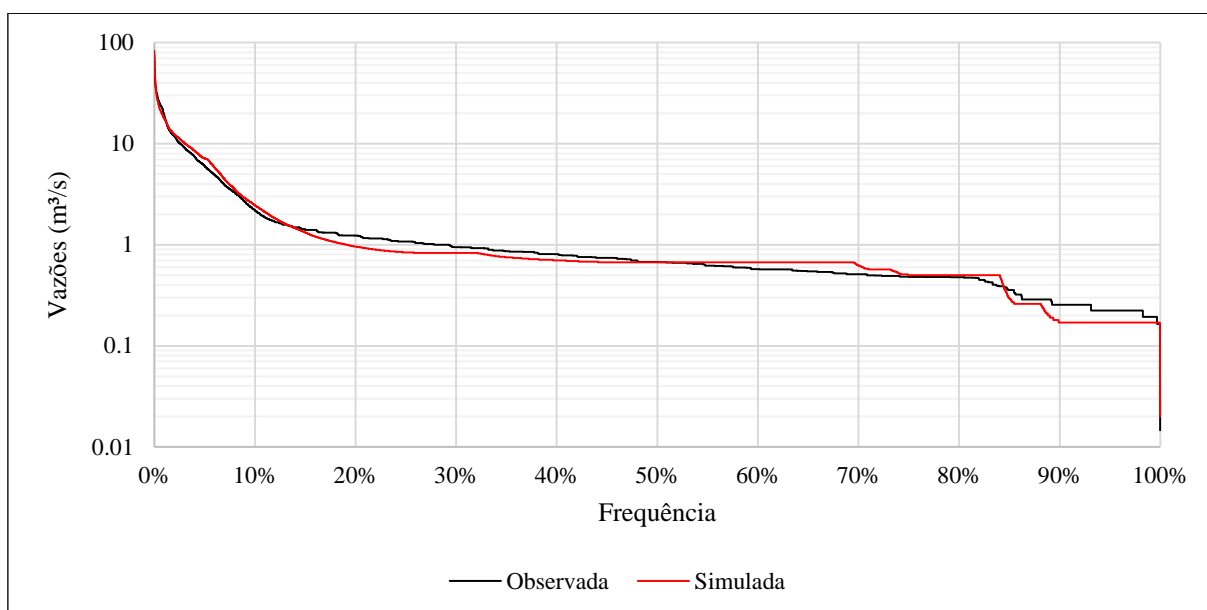
Figura 60: Gráfico de Vazão Calculada X Resíduos - Validação



Fonte: elaborada pelo autor.

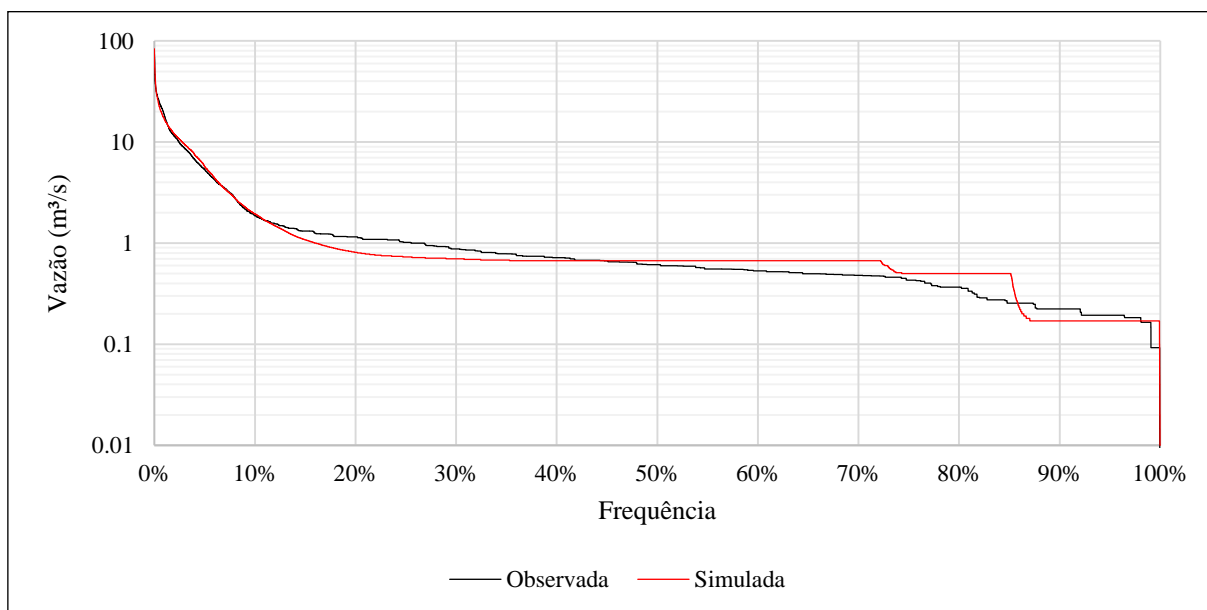
Uma alternativa gráfica para comparação entre as vazões simuladas e observadas são as curvas de permanência, apresentadas nas figuras 61 e 62.

Figura 61: Curva de permanência - Calibração



Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 62: Curva de permanência – Validação



Fonte: elaborada pelo autor.

As curvas de permanência foram plotadas em escala logarítmica para permitir uma melhor visualização das diferenças entre as vazões observadas e simuladas. Para as menores vazões, frequentes em mais de 90% do tempo, foi constatada uma pequena subestimação de 2%. Destaca-se que essas vazões mais frequentes referem-se ao escoamento de base, que foi estimado e não calibrado. Já para as maiores vazões, frequentes em menos de 10% do tempo,

houve superestimação de cerca de 15%. De maneira geral, percebe-se, contudo, que houve bom ajuste entre as vazões observadas e simuladas tanto na calibração quanto na validação.

Os parâmetros calibrados por sub-bacia são apresentados na Tabela 14.

Tabela 14: Parâmetros calibrados por sub-bacia

Sub-bacias	Ai (%)	W (m)	%S	Ni	Np	Si (mm)	Sp (mm)	CN
Barragem Santa Lucia	0,0	312	2,26	0,012	0,010	4,2	10,3	27
Barro Preto 1	100,0	13087	14,33	0,012	0,085	0,9	6,0	27
Barro Preto 2	100,0	8960	12,01	0,012	0,082	0,9	6,0	27
Belvedere	41,6	1440	26,56	0,012	0,024	4,2	10,3	27
Centro 1	100,0	20800	13,33	0,012	0,090	0,9	6,0	27
Centro 2	100,0	8960	9,29	0,012	0,080	0,9	6,0	27
Cidade Jardim 1	55,5	51	20,48	0,020	0,090	3,0	6,0	27
Cidade Jardim 2	61,0	3360	19,4	0,012	0,095	3,1	11,0	27
Lourdes 1	74,9	1360	16,29	0,012	0,093	3,1	11,0	27
Lourdes 2	69,2	5520	14,24	0,012	0,100	3,1	11,0	27
Lourdes 3	72,3	3280	11,22	0,012	0,101	3,1	11,0	27
Lourdes 4	73,1	4640	15,85	0,012	0,091	3,1	11,0	27
Luxemburgo	67,5	958	35,27	0,012	0,027	4,8	8,8	27
Santa Lúcia 1	43,9	1032	36,34	0,012	0,021	4,2	10,3	27
Santa Lúcia 7	54,7	1584	24,14	0,012	0,023	4,2	10,3	27
Santo Agostinho 1	99,5	10560	14,67	0,012	0,102	0,9	6,0	27
Santo Agostinho 2	99,6	12480	14,25	0,012	0,091	0,9	6,0	27
Santo Antônio 0	56,5	27	25,96	0,020	0,132	3,0	6,0	27
Santo Antônio 1	54,6	90	25,24	0,020	0,140	3,0	6,0	27
Santo Antônio 2	66,9	3760	24,21	0,012	0,091	3,1	11,0	27
Santo Antônio 3	60,5	53	18,62	0,020	0,089	3,0	6,0	27
Santo Antônio 4	69,9	1440	17,54	0,012	0,095	3,1	11,0	27
Santo Antônio 5	57,5	51	18,04	0,020	0,085	3,0	6,0	27
São Bento 1	56,2	1032	24,74	0,012	0,022	4,2	10,3	27
São Bento 2	42,1	1056	28,81	0,012	0,022	4,7	11,3	27
Vila Paris 1	50,1	480	28,6	0,012	0,028	4,7	11,3	27
Vila Santa Lúcia 1	28,0	69	32,56	0,020	0,110	3,0	6,0	27
Vila Santa Lucia 3	46,5	68	35,03	0,020	0,140	3,0	6,0	27
Média	64,3	3804	20,7	0,014	0,077	3,0	8,5	27

Fonte: elaborada pelo autor.

O resultado do parâmetro CN na calibração, de média 27, enfatiza o cuidado que se deve ter na determinação deste parâmetro pela simples associação direta do uso do solo e tipo de solo com os valores de CN das tabelas propostas pelo NRCS (2004). Ressalta-se, contudo, que esse CN caracteriza apenas as áreas permeáveis, tal como requisitado pelo SWMM. Mota (2016) apresenta uma revisão de estudos que dissertam sobre as limitações do método SCS-CN, dentre os quais se destacam as críticas de Hawkins (2014). Mota (2016) e Cunha (2014) indicam que

o método do SCS pode, em determinados casos, superestimar o volume escoado e as vazões de pico. Para a bacia do ribeirão Serra Azul, que possui geologia semelhante à encontrada em Belo Horizonte, Cunha (2014) obteve um CN de 30, bem menor do que o estimado pelas tabelas do SCS (65,2).

Os resultados médios de Ni e Np, respectivamente, de 0,013 e 0,065, foram menores que os valores estimados inicialmente, 0,015 e 0,086. Mantiveram-se dentro das faixas de valores definidas para superfícies impermeáveis e permeáveis (CHOW, 1959). O valor de Ni obtido manteve-se dentro da faixa alcançada por outros estudos em bacias brasileiras apresentados por Nunes et al. (2015), entre 0,010 e 0,400. Já o de Np foi menor do que a faixa obtida por esses mesmos estudos, entre 0,124 e 0,697.

Os resultados médios de Si e Sp, respectivamente, de 3,3 e 9,0, foram maiores que os valores estimados inicialmente, 2,0 e 6,0. O valor de Si obtido manteve-se dentro da faixa alcançada por outros estudos em bacias brasileiras apresentados por Nunes et al. (2015), entre 1,47 e 4,00. Já o de Sp foi maior do que a faixa obtida por esses mesmos estudos, entre 3,13 e 7,00.

O resultado da calibração da área impermeável, Ai média de 61,3%, foi inferior à estimada inicialmente, de 72,2%. Esta diferença permaneceu dentro do erro estimado para a classificação do uso e ocupação do solo por meio de geoprocessamento. Essas incertezas foram estimadas em $\pm 16\%$, por meio da soma das áreas classificadas como solo exposto, telhados coloniais e áreas sombreadas, devido à possibilidade da existência de lançamento de águas pluviais de telhados em áreas permeáveis e à dificuldade de diferenciação entre essas classes.

A média das larguras das sub-bacias calibrada, de 3.498, aumentou em mais de sete vezes a estimada inicialmente, 465. Ainda que esta largura não possua significado explicitamente físico, seu aumento implica na diminuição do tempo de concentração, o que pode ser considerado coerente com a situação de uma bacia urbana com extensa rede de microdrenagem e altas declividades.

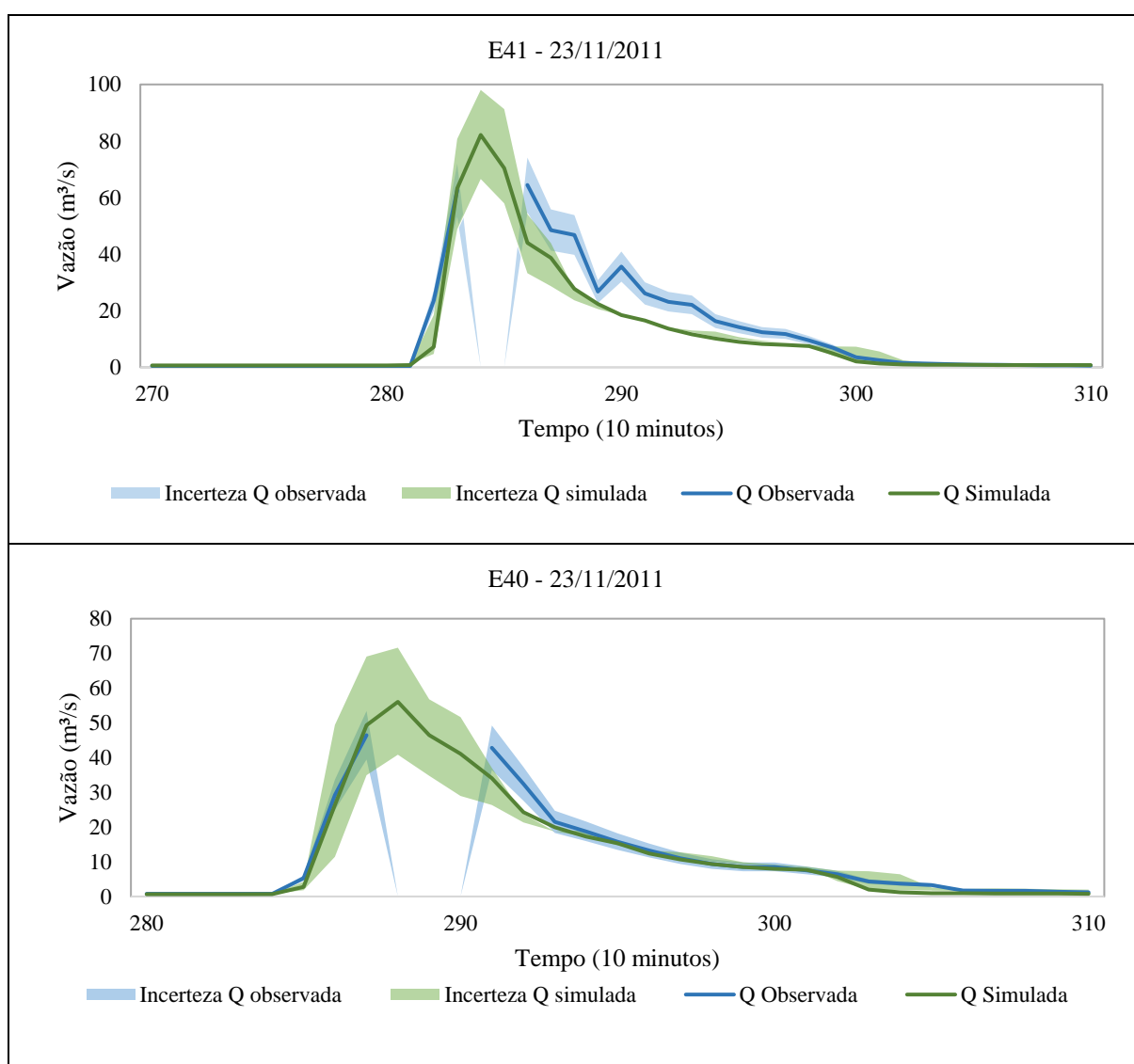
De maneira geral, a redução dos valores de Ai e CN em relação aos estimados inicialmente evidenciam a necessidade que houve durante o processo de calibração de aumentar a infiltração na bacia para reduzir o volume de escoamento produzido. Em contrapartida, houve necessidade de aumento das vazões de pico ao longo do processo de calibração, o que justificou a elevação dos parâmetros W, e diminuição de Ni e Np. O aumento dos valores de Si e Sp possibilitaram o melhor ajuste das perdas iniciais, reduzindo principalmente os primeiros picos de vazões observados para cada evento.

5.2.1 Análise de incertezas

Conforme apresentado anteriormente, a margem provável de erro das vazões simuladas foi estimada por meio da simulação das vazões mínimas e máximas possíveis, variando-se os parâmetros de entrada do modelo hidrológico. O desvio padrão de cada parâmetro foi calculado a partir dos valores obtidos na calibração individual dos eventos. Para os parâmetros que majoram as vazões (Z, W, Si, CN, Ai, %S), o desvio padrão foi somado à média; para os parâmetros minoram as vazões (Ni, Np, Nc e Sp), o desvio padrão foi subtraído da média.

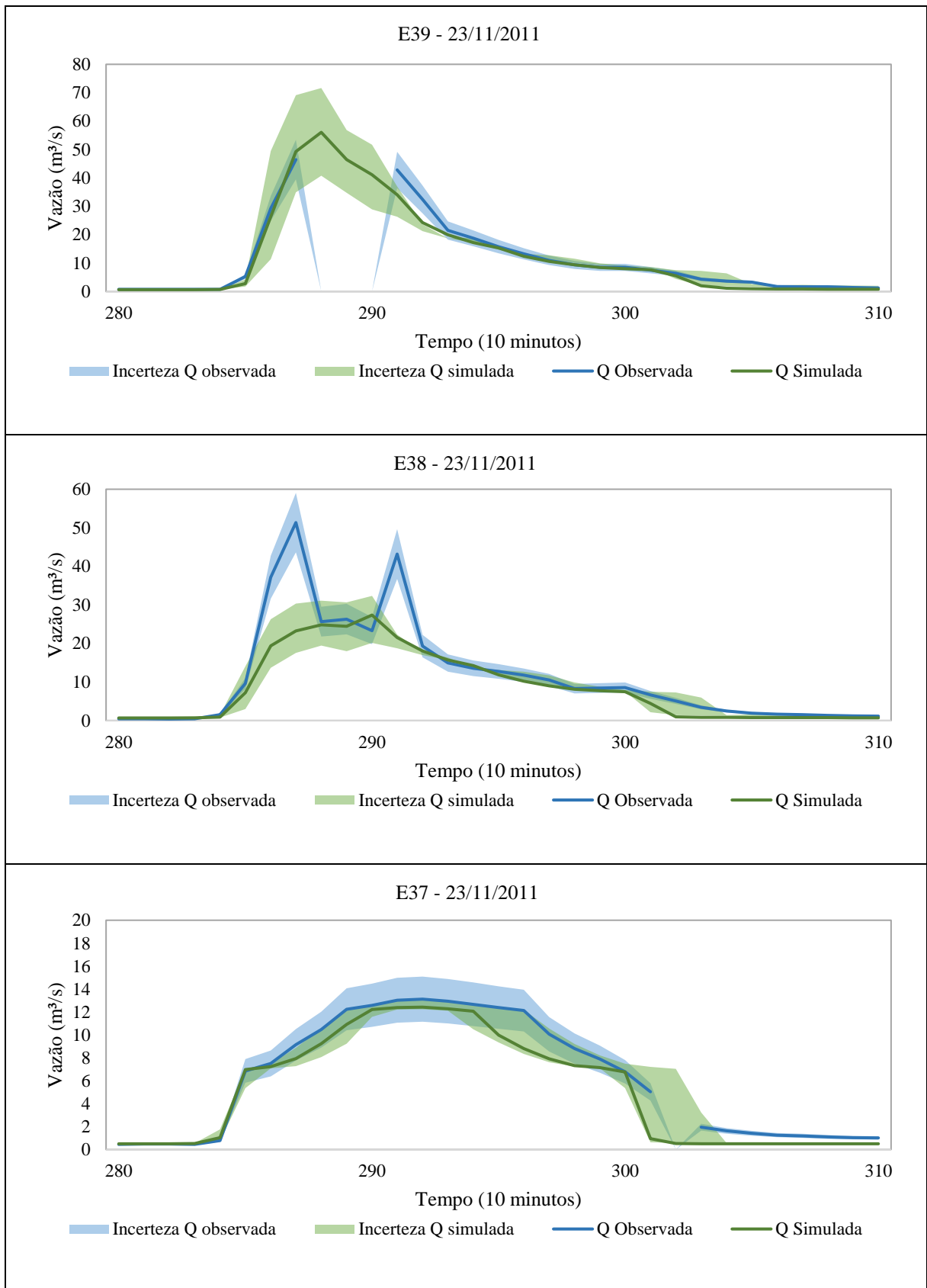
Os resultados da análise de incertezas para o evento observado no dia 23/11/2011 são apresentados nas figuras 63 e 64. Ressalta-se que o ajuste deste evento na calibração foi considerado satisfatório – obteve-se coeficiente de Nash-Sutcliffe médio de 0,83.

Figura 63: Hidrogramas do alerta registrado no dia 23/11/2011 com margem provável de erro



Fonte: elaborados pelo autor.

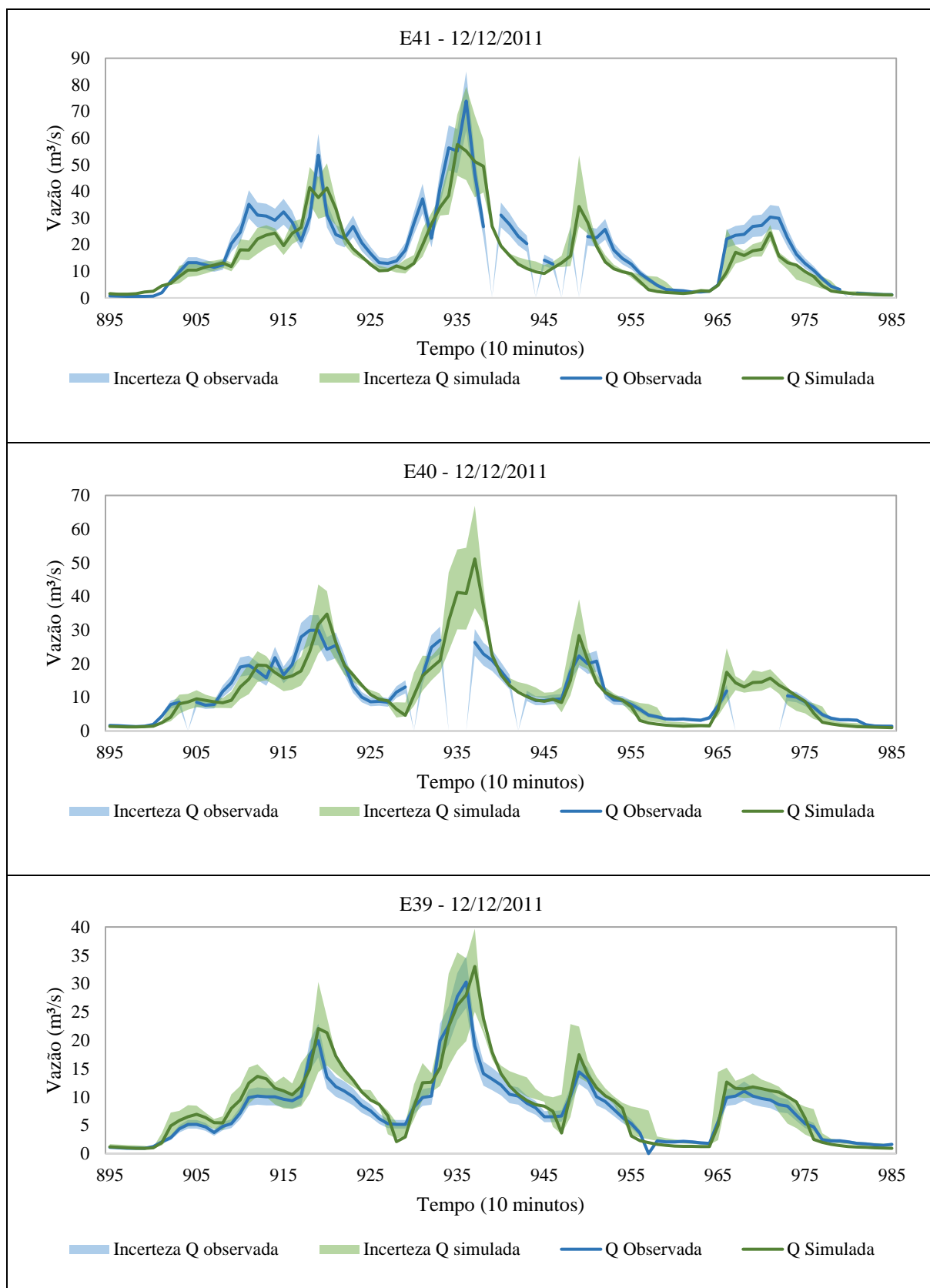
Figura 64: Hidrogramas do alerta registrado no dia 23/11/2011 com margem provável de erro



Fonte: elaborados pelo autor.

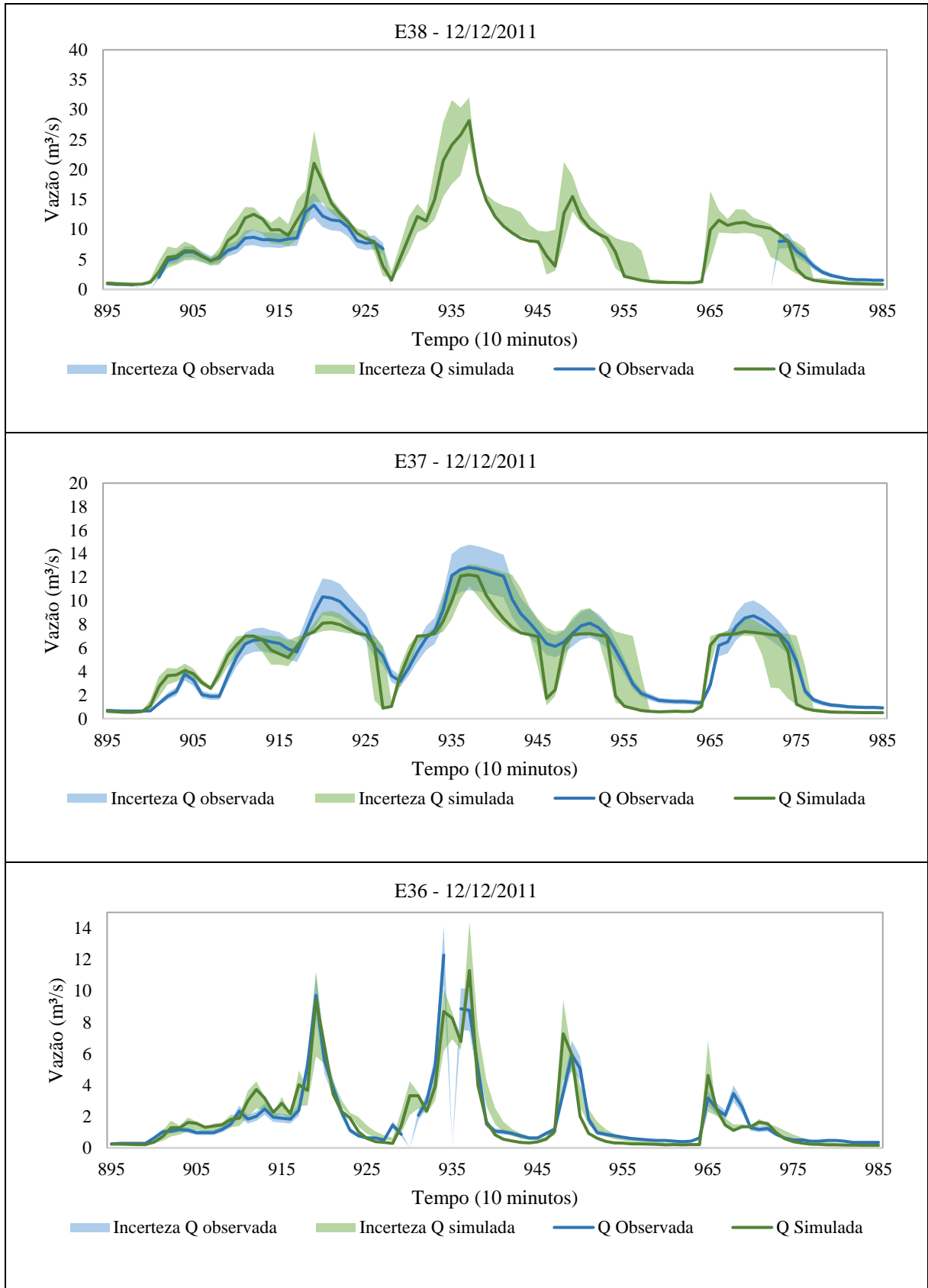
Os resultados da análise de incertezas para o evento observado no dia 12/12/2011 são apresentados nas figuras 65 e 66. Ressalta-se que o ajuste deste evento na calibração foi satisfatório – obteve-se coeficiente de Nash-Sutcliffe médio de 0,75.

Figura 65: Hidrogramas do alerta registrado no dia 12/12/2011 com margem provável de erro



Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 66: Hidrogramas do alerta registrado no dia 12/12/2011 com margem provável de erro



Fonte: elaborados pelo autor.

É possível perceber que, na maior parte do tempo, a margem de erro das vazões simuladas é maior do que a das vazões observadas. Isto provavelmente se justifica pelas maiores incertezas existentes na modelagem dos fenômenos hidrológicos em comparação com as incertezas na modelagem hidráulica das curvas-chave e na estimativa dos coeficientes de rugosidade dos canais.

Analisando-se os gráficos apresentados para o evento do dia 23/11/2011, observa-se pequeno adiantamento da recessão dos hidrogramas simulados em todas as estações. Já a ascensão está bem representada, de forma que a vazão observada permanece dentro da faixa de incerteza da vazão simulada na maior parte do tempo. Os dois picos do hidrograma observado na E38 não foram representados pelo modelo, nem mesmo com a margem de erro. Entretanto, esses picos não foram observados nas E37 e E36, principais contribuições a montante da E38 – possivelmente estão associados a anomalias no registro do nível d'água nessa estação.

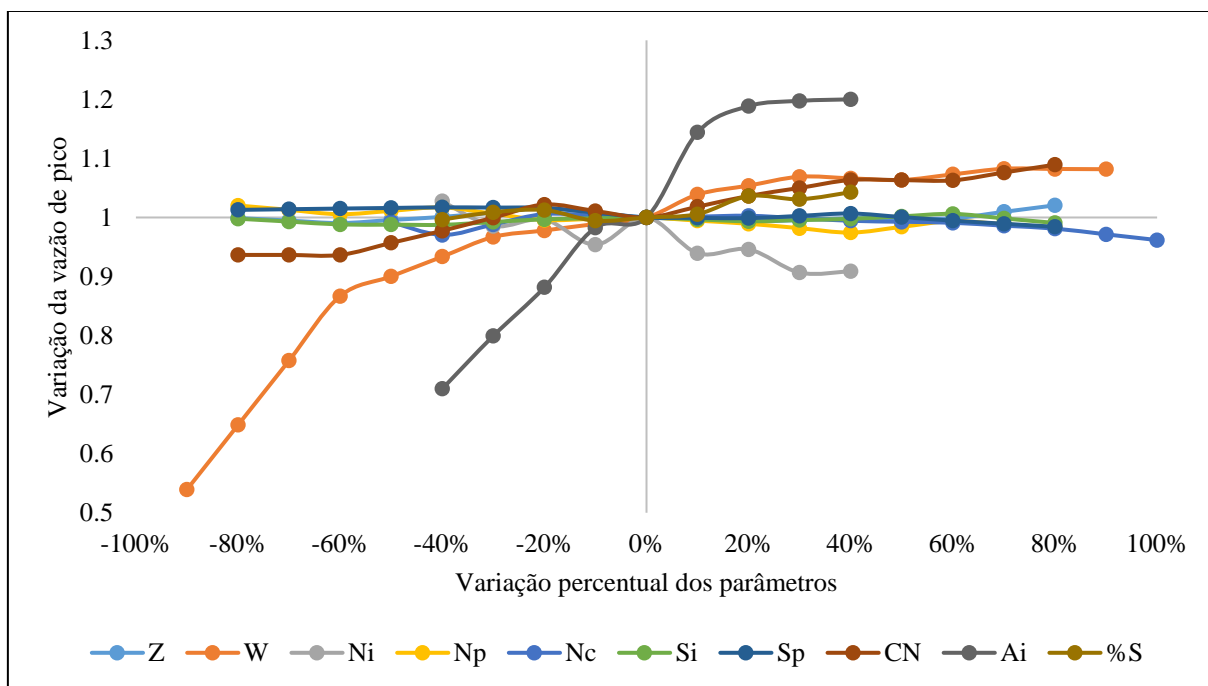
Para o evento do dia 12/12/2011, nota-se o encontro e a proximidade das margens de erro das vazões observadas e simuladas na maior parte do tempo. Em geral, para todas as estações, as faixas de incerteza contornaram os erros das vazões de pico. O mesmo ocorreu para o tempo de pico – o ligeiro atraso constatado nas estações E40 e E39, por exemplo, foi contornado pela margem de erro simulada.

O método utilizado para a análise de incertezas apresentada, no qual os valores extremos dos parâmetros foram definidos pelo desvio padrão, pode implicar em uma representação exagerada dos erros associados à modelagem. Uma análise de incertezas mais rigorosa e probabilística, com indicação de intervalo de confiança, envolveria a simulação de um elevado número de combinações de valores dos parâmetros gerados pelo método Monte Carlo, por exemplo. Entretanto, a aplicação de métodos probabilísticos não foi alternativa viável para este trabalho devido: à complexidade do modelo estudado, com muitas sub-bacias, estruturas hidráulicas complexas e muitos parâmetros de calibração; ao longo tempo de processamento do modelo (de no mínimo 4 minutos); e ao limite de tempo para desenvolvimento desta pesquisa. Por isso, o método mais simplificado para representação das incertezas da modelagem foi selecionado.

5.3 Análise de sensibilidade

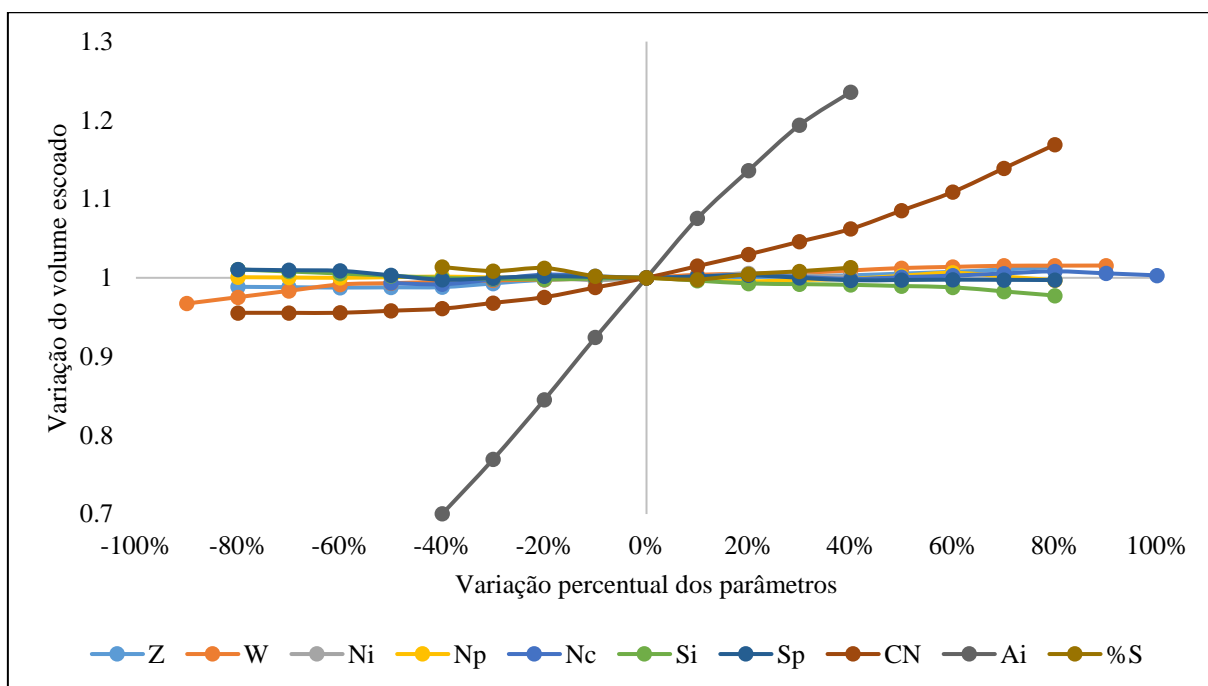
Os resultados da análise de sensibilidade do modelo, com relação aos parâmetros calibráveis, para um dos eventos selecionados, ocorrido entre os dias 21 e 24 de novembro de 2011, estão apresentados nas figuras 67 e 68.

Figura 67: Resultado da análise de sensibilidade para vazão de pico (Qp) – 23/11/2011



Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 68: Resultado da análise de sensibilidade para volume escoado total – 23/11/2011



Fonte: elaborada pelo autor.

Observa-se que os parâmetros mais sensíveis no que diz respeito à vazão de pico são a largura (W) e a área impermeável (Ai), que se comportaram como o previsto por Rossman e Huber (2016). A vazão de pico variou positivamente com a variação de Ai, W e CN e negativamente com Ni e Np. Os parâmetros Si, Sp e Z não apresentaram sensibilidade notável em relação à

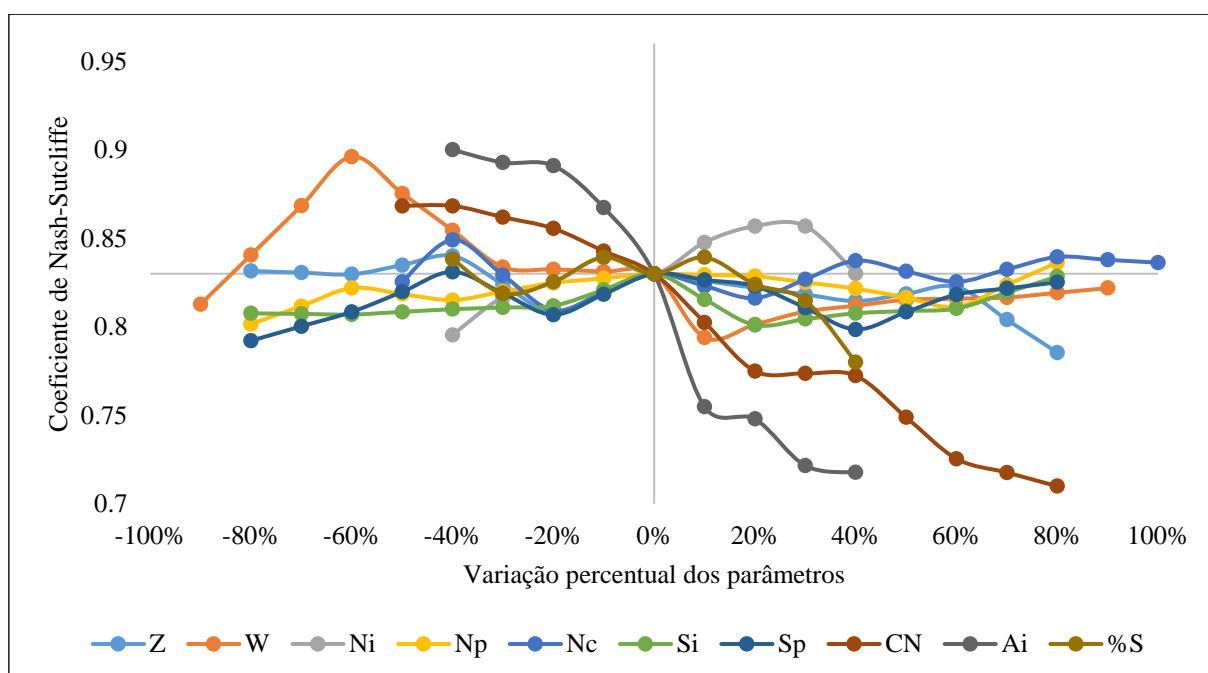
vazão, para o evento simulado. Dessa forma, no ajuste de vazões de pico para o processo de calibração, foram considerados os parâmetros A_i , W , N_i , CN e N_c .

Com relação ao volume escoado, o parâmetro A_i foi o mais sensível, seguido pelo CN , enquanto que o percentual de área impermeável sem armazenamento em depressões (Z) foi o menos sensível. O volume variou positivamente com a variação de A_i , N_i , N_p , CN e Z , e negativamente com a variação de W , S_i e S_p .

De maneira geral, os parâmetros mais sensíveis do modelo foram o percentual de área impermeável e a largura da sub-bacia. O parâmetro W foi preferencialmente variado para ajuste da Q_p , visto que apresenta maior flexibilidade e não exige compromisso com a estimativa inicial. Já o percentual de áreas impermeáveis de cada sub-bacia foi variado dentro do limite de $\pm 20\%$ do valor inicial, calculado a partir da análise das imagens de satélite da bacia. Os parâmetros N_i , N_p e N_c apresentaram comportamento inverso ao de W , mas com menor sensibilidade, de modo que foram utilizados apenas para realização de pequenos ajustes na calibração. Os parâmetros S_i e S_p apresentaram pequena sensibilidade para o evento estudado, visto que o armazenamento em depressões é da ordem de poucos milímetros de profundidade, e assim sua influência se restringe aos primeiros milímetros precipitados. Como o parâmetro Z não apresentou sensibilidade significativa, não foi considerado no processo de calibração.

A Figura 69 apresenta o resultado da análise de sensibilidade para coeficiente de Nash-Sutcliffe da estação E41. Nesta análise o modelo já estava calibrado, conforme será explanado na próxima seção.

Figura 69: Resultado da análise de sensibilidade para coeficiente de Nash-Sutcliffe



Fonte: elaborada pelo autor.

Considerando-se a variação isolada de cada parâmetro, observa-se que o C_{NS} é mais sensível aos parâmetros A_i , CN , W e N_i . Os outros parâmetros alcançaram C_{NS} máximos, ou muito próximos do máximo, para o valor calibrado. O C_{NS} alcançou valores superiores ao obtido na calibração para valores menores de A_i e CN , para variação de W entre -80% e -20%, e para N_i com variação positiva de até 30%. A obtenção de valores maiores de C_{NS} poderia indicar a existência de melhores valores para os parâmetros citados do que os finalmente selecionados com a calibração. Contudo, há que se considerar as restrições para uma maior redução de parâmetros como A_i e CN . Outra justificativa seria que a melhoria do C_{NS} pode competir com as outras funções objetivo e piorar a representação da vazão de pico e do volume escoado, como seria o caso da redução de A_i , CN e W , que reduziriam a vazão de pico. Por fim, há que se considerar que o valor de C_{NS} de 0,83 foi obtido com a média dos parâmetros alcançados com a calibração de todos os eventos, ou seja, o ajuste poderia ser melhor se os parâmetros fossem selecionados com a calibração isolada deste evento.

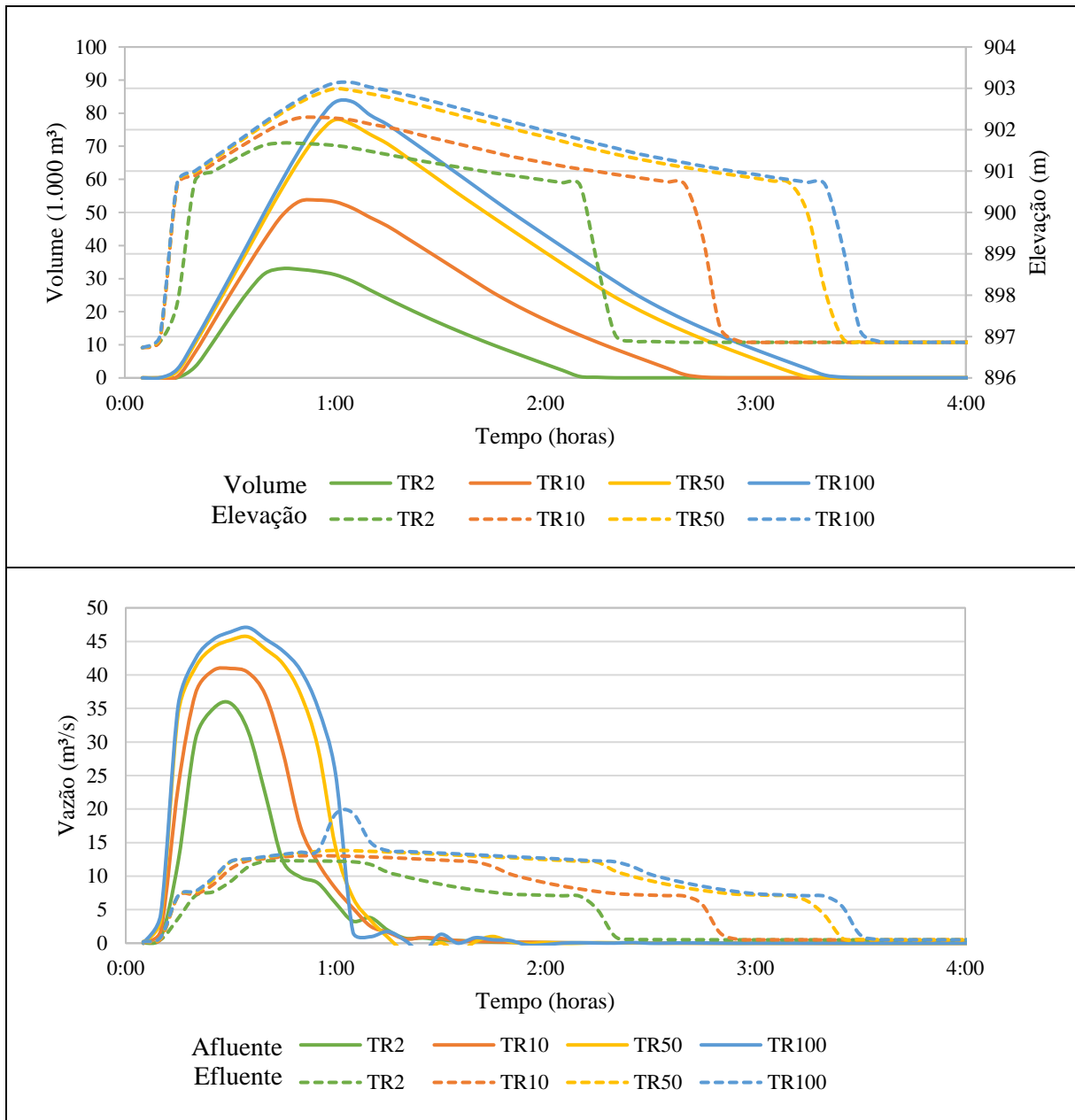
5.4 Modelagem hidrológica dos cenários

Os hidrogramas resultantes da modelagem dos cenários são apresentados a seguir. Primeiramente é apresentada uma análise da eficiência da bacia de retenção no amortecimento de cheias. Em seguida, apresentam-se os resultados da modelagem dos cenários com os hidrogramas do exutório da bacia. Os resultados da modelagem hidráulica das manchas de inundação, apresentados posteriormente, permitirão uma observação espacial dos efeitos das mudanças de cenários ao longo do curso d'água, e não apenas no exutório.

5.4.1 Avaliação da eficiência da bacia de retenção

O comportamento do reservatório Santa Lúcia para precipitações de duração de 60 minutos e períodos de retorno de 2, 10, 50 e 100 anos é apresentado na Figura 70.

Figura 70: Comportamento do reservatório Santa Lúcia para precipitações de duração de 60 minutos e período de retorno de 2, 10, 50 e 100 anos



Fonte: elaborada pelo autor.

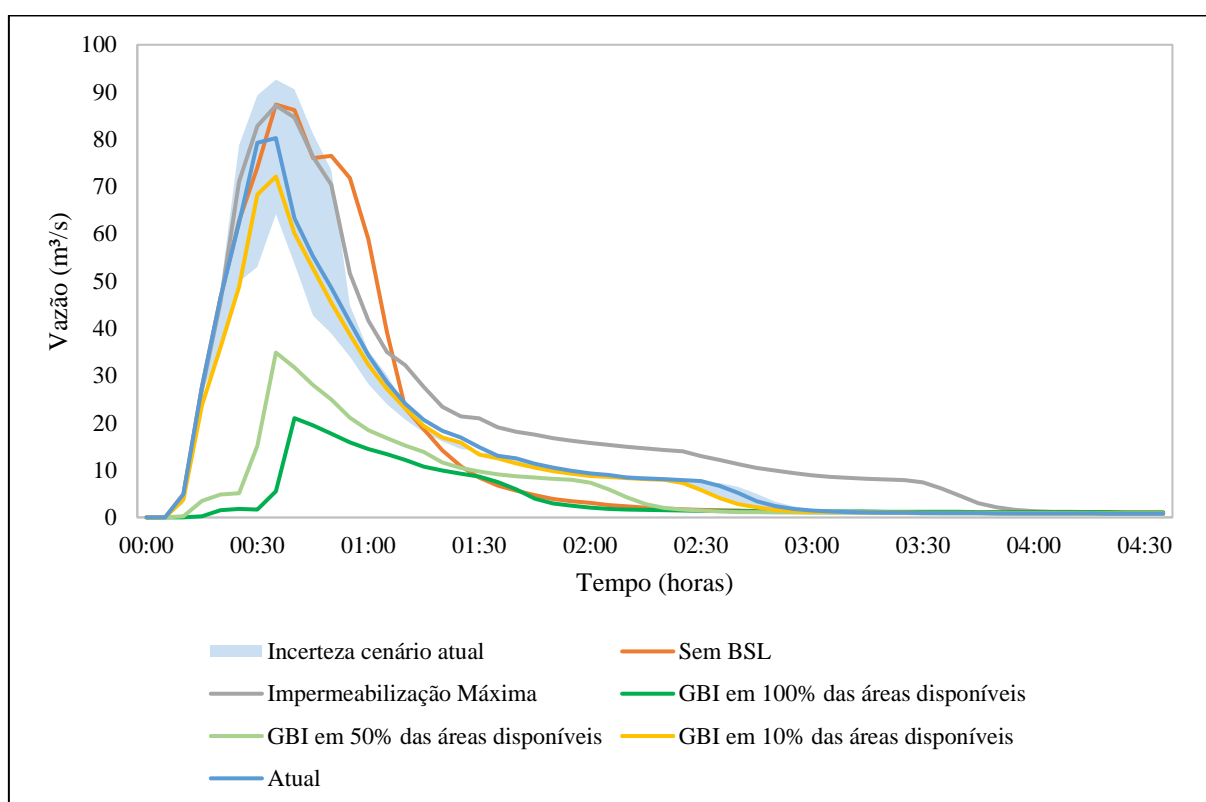
Observa-se que a vazão máxima afluente ao reservatório varia de 35,8 a 47,1 m³/s, enquanto que a vazão máxima efluente varia de 12,3 a 19,4 m³/s, para períodos de retorno entre 2 e 100 anos. O reservatório Santa Lúcia apresenta eficiência na redução da vazão de pico de 66% para vazões com TR de 2 anos, 68% para TR de 10 anos, 70% para TR de 50 anos e 59% para TR de 100 anos. A eficiência máxima ocorre para o TR de 50 anos, quando o nível d'água atinge o máximo de 902,99 m e a vazão efluente ao reservatório é 13,8 m³/s, capacidade máxima do canal e do vertedor tulipa. A redução da eficiência constatada na precipitação com TR de 100 anos ocorreu devido à entrada em funcionamento do vertedor de emergência, justificada pela

elevação do nível d'água do reservatório acima da cota 903,0 metros. A eficiência do reservatório ao longo do curso do córrego do Leitão poderá ser observada nos próximos capítulos.

5.4.2 Modelagem dos cenários para precipitação de projeto – TR de 2 anos

Os hidrogramas no exutório da bacia, resultados da simulação dos cenários para precipitação de 60 minutos de duração e período de retorno de 2 anos, são apresentados na Figura 71. Esses resultados são apresentados sumariamente na Tabela 15, em seguida.

Figura 71: Hidrograma no exutório resultado da modelagem dos cenários – TR 2 anos



Fonte: elaborada pelo autor.

Tabela 15: Resultados da modelagem dos cenários para TR 2 anos

Cenários	Atual	Sem RSL	Impermeabilização Máxima	GBI em 100% das áreas disponíveis	GBI em 50% das áreas disponíveis	GBI em 10% das áreas disponíveis
Vol (m³)	833	864	1145	242	368	751
ΔV_{tot}	-	3,7%	37,3%	-70,9%	-55,8%	-9,9%
Qp (m³/s)	80,3	87,4	87,1	21,0	34,9	72,1
ΔQ_p	-	8,8%	8,6%	-73,8%	-56,6%	-10,1%

Fonte: elaborada pelo autor.

Ressalta-se que todos os valores apresentados de volume escoado, vazão de pico e suas variações percentuais correspondem às melhores estimativas. Ou seja, estes não são valores exatos e as margens de erro devem ser levadas em consideração para análises mais rigorosas. No entanto, podem servir como indicadores de tendências de diminuição ou aumento e como base para análises comparativas entre os resultados dos cenários.

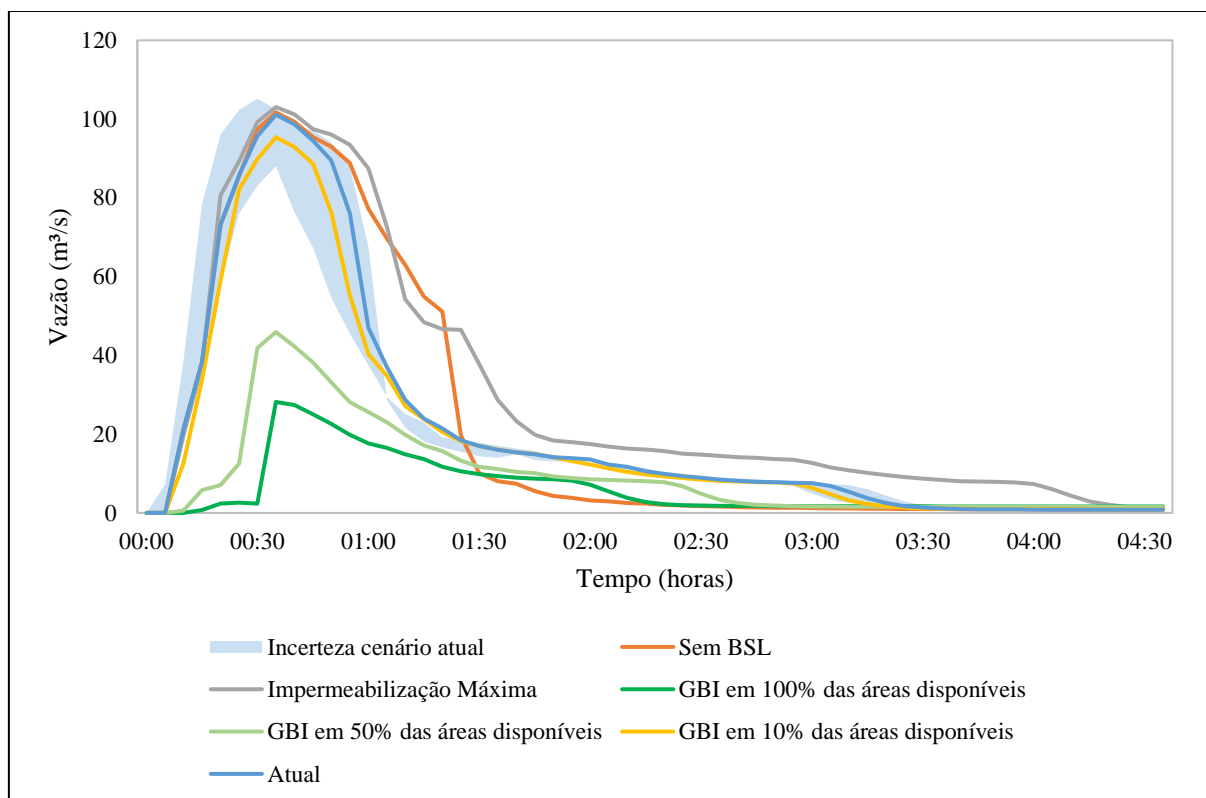
Observou-se aumento na vazão de pico em 8,6% e 8,8%, respectivamente, nos cenários com impermeabilização máxima (cenário MImp) e com exclusão do reservatório Santa Lúcia (SRSL). O volume escoado aumentou 37,3% do cenário atual (cenário Zero) para o de máxima impermeabilização, e a duração da elevação das vazões acima de 10 m³/s ampliou-se em quase uma hora. O volume escoado entre os cenários Zero e SRSL apresentou acréscimo de 3,7% e, observando-se o hidrograma do cenário SRSL, percebe-se que este volume escoado mais rapidamente pelo canal, produzindo vazões mais elevadas do que o cenário Zero em até 30 minutos após o pico. No cenário com implantação de infraestruturas verdes em 100% (cenário GBI100) e 50% (cenário GBI50) das áreas disponíveis, foi constatada redução na Q_p em 73,8% e 56,6%, respectivamente. O volume do escoamento superficial foi reduzido em 70,9% e 55,8% nesses mesmos casos. A redução não foi tão expressiva para o cenário com implantação de GBI em 10% das áreas disponíveis (cenário GBI10): a Q_p reduziu 10,1% e o volume escoado, 9,9%.

Considerando a margem provável de erro, apenas do hidrograma do cenário atual, observa-se que as vazões de pico dos cenários MImp, SRSL e GBI10 localizam-se dentro desta faixa de erro. Já as vazões dos cenários GBI100 e GBI50 foram significativamente menores do que as do cenário 0, o que indica a elevada eficiência dessas estruturas para redução das vazões de pico para precipitação de projeto de TR de 2 anos.

5.4.3 Modelagem dos cenários para precipitação de projeto – TR de 10 anos

Os hidrogramas no exutório da bacia, resultados da simulação dos cenários para precipitação com período de retorno de 10 anos, são apresentados na Figura 72. Esses resultados são apresentados sumariamente na Tabela 16, em seguida.

Figura 72: Hidrograma no exutório resultado da modelagem dos cenários – TR 10 anos



Fonte: elaborada pelo autor.

Tabela 16: Resultados da modelagem dos cenários para TR 10 anos

Cenários	Atual	Sem RSL	Impermeabilização Máxima	GBI em 100% das áreas disponíveis	GBI em 50% das áreas disponíveis	GBI em 10% das áreas disponíveis
Vol (m³)	1211	1224	1656	365	550	1099
ΔV_{tot}	-	1,0%	36,7%	-69,9%	-54,6%	-9,3%
Qp (m³/s)	101,1	101,7	103,0	28,2	45,9	95,4
ΔQ_p	-	0,6%	1,9%	-72,1%	-54,6%	-5,6%

Fonte: elaborada pelo autor.

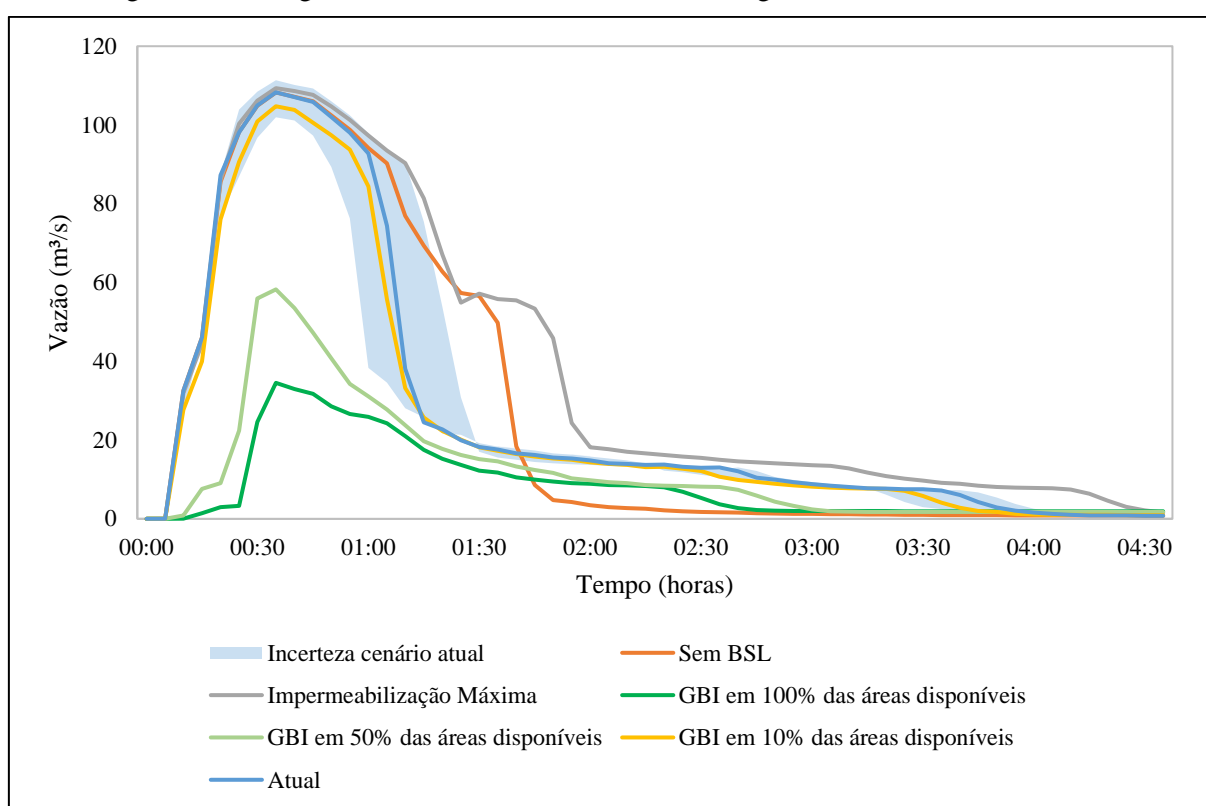
Observou-se variação não significativa das vazões de pico entre os cenários atuais, com exclusão do RSL e com impermeabilização máxima. Já o volume escoado aumentou 36,7% do cenário atual para o de máxima impermeabilização; a duração da elevação das vazões acima de 40 m³/s ampliou-se em meia hora. O volume escoado entre os cenários Zero e SRSL não apresentou variação significativa, mas nota-se que este volume escoou pelo canal mais rapidamente, produzindo vazões mais elevadas do que o cenário atual em até uma hora após o pico. Nos cenários GBI100 e GBI50, foram constatadas reduções na Qp em 72,1% e 54,6%. O volume do escoamento superficial foi reduzido em 69,9% e 54,8% nesses mesmos casos. A redução não foi tão expressiva para o cenário GBI10: a Qp reduziu 5,6% e o volume escoado, 9,3%.

Considerando a margem provável de erro, apenas do hidrograma do cenário atual, observa-se que as vazões de pico dos cenários MImp, SRSL e GBI10 localizam-se dentro desta faixa de erro. Já as vazões dos cenários GBI100 e GBI50 foram significativamente menores do que as do cenário Atual, o que indica a elevada eficiência dessas estruturas para redução das vazões de pico para precipitação de projeto de TR de 10 anos.

5.4.4 Modelagem dos cenários para precipitação de projeto – TR de 50 anos

Os hidrogramas no exutório, resultados da simulação dos cenários para precipitação com período de retorno de 50 anos, são apresentados na Figura 73. Esses resultados são apresentados sumariamente na Tabela 17, em seguida.

Figura 73: Hidrograma no exutório resultado da modelagem dos cenários – TR 50 anos



Fonte: elaborada pelo autor.

Tabela 17: Resultados da modelagem dos cenários para TR 50 anos

Cenários	Atual	Sem RSL	Impermeabilização Máxima	GBI em 100% das áreas disponíveis	GBI em 50% das áreas disponíveis	GBI em 10% das áreas disponíveis
Vol (m³)	1512	1540	2048	506	699	1403
ΔV_{tot}	-	1,8%	35,4%	-66,6%	-53,8%	-7,3%
Qp (m³/s)	108,3	108,3	109,4	34,5	58,3	104,8
ΔQ_p	-	0,0%	1,0%	-68,1%	-46,2%	-3,3%

Fonte: elaborada pelo autor.

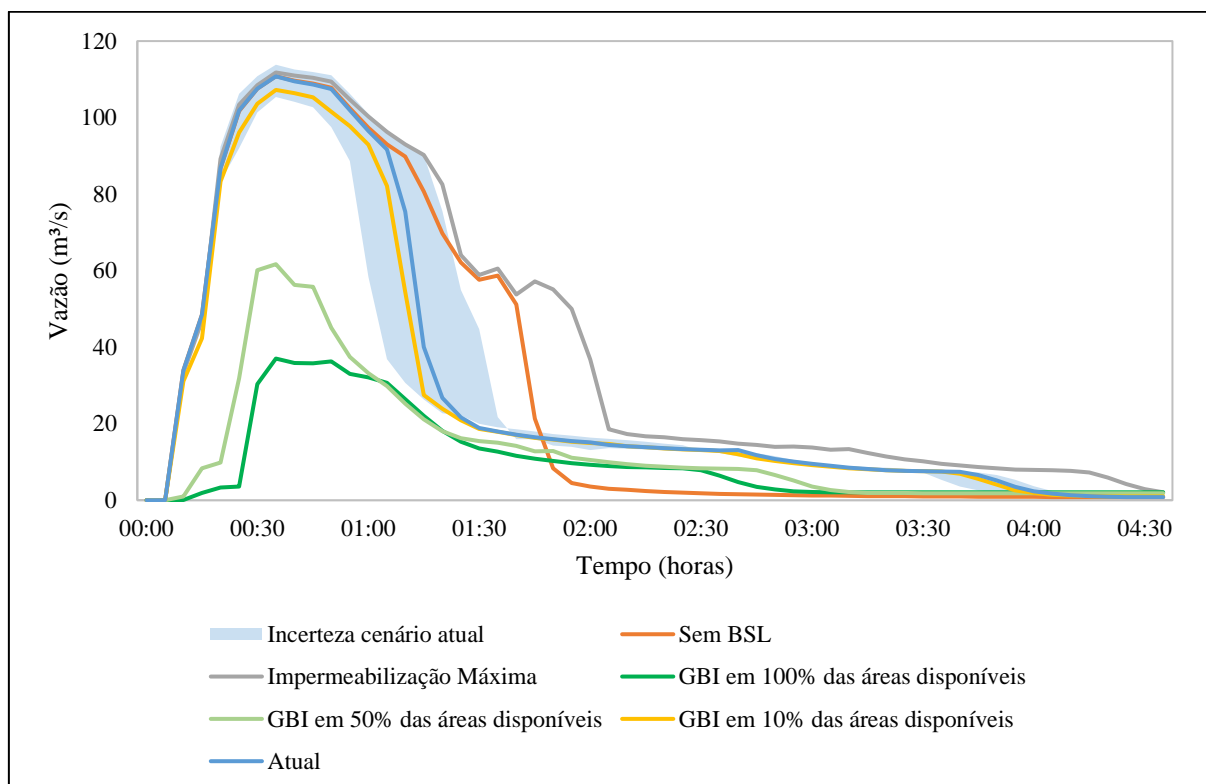
Observou-se variação não significativa das vazões de pico entre os cenários Zero, SRSL e MImp. Já o volume escoado aumentou 35,4% do cenário Zero para o MImp; a duração da elevação significativa da cheia, com vazões superiores a 40 m³/s, ampliou-se em uma hora. O volume escoado entre os cenários Zero e SRSL não apresentou variação significativa, mas nota-se que este volume escoou pelo canal em menos tempo, gerando vazões maiores que 40 m³/s durante 30 minutos a mais. Nos cenários GBI100 e GBI50, foram constatadas redução na Q_p em 68,1% e 46,2%. O volume do escoamento superficial foi reduzido em 66,6% e 53,8% nesses mesmos casos. A redução não foi tão expressiva para o cenário GBI10: a Q_p reduziu 3,3% e o volume escoado, 7,3%.

Observa-se que as vazões de pico dos cenários MImp, SRSL e GBI10 localizam-se dentro margem provável de erro do hidrograma do cenário atual. Já as vazões dos cenários GBI100 e GBI50 foram significativamente menores do que as do cenário Zero, o que indica a elevada eficiência dessas estruturas mesmo para precipitação de TR de 50 anos. Esta redução para um TR de 50 anos pode estar superestimada, dada a magnitude de um evento dessa ordem.

5.4.5 Modelagem dos cenários para precipitação de projeto – TR de 100 anos

Os hidrogramas no exutório, resultados da simulação dos cenários para precipitação com período de retorno de 100 anos, são apresentados na Figura 74. Esses resultados são apresentados sumariamente na Tabela 18, em seguida.

Figura 74: Hidrograma no exutório resultado da modelagem dos cenários – TR 100 anos



Fonte: elaborada pelo autor.

Tabela 18: Resultados da modelagem dos cenários para TR 100 anos

Cenários	Atual	Sem RSL	Impermeabilização Máxima	GBI em 100% das áreas disponíveis	GBI em 50% das áreas disponíveis	GBI em 10% das áreas disponíveis
Vol (m ³)	1638	1669	2192	586	763	1540
ΔV_{tot}	-	1,9%	33,8%	-64,2%	-53,4%	-6,0%
Qp (m ³ /s)	110,8	110,8	111,8	37,0	61,7	107,2
ΔQ_p	-	0,0%	0,9%	-66,6%	-44,3%	-3,2%

Fonte: elaborada pelo autor.

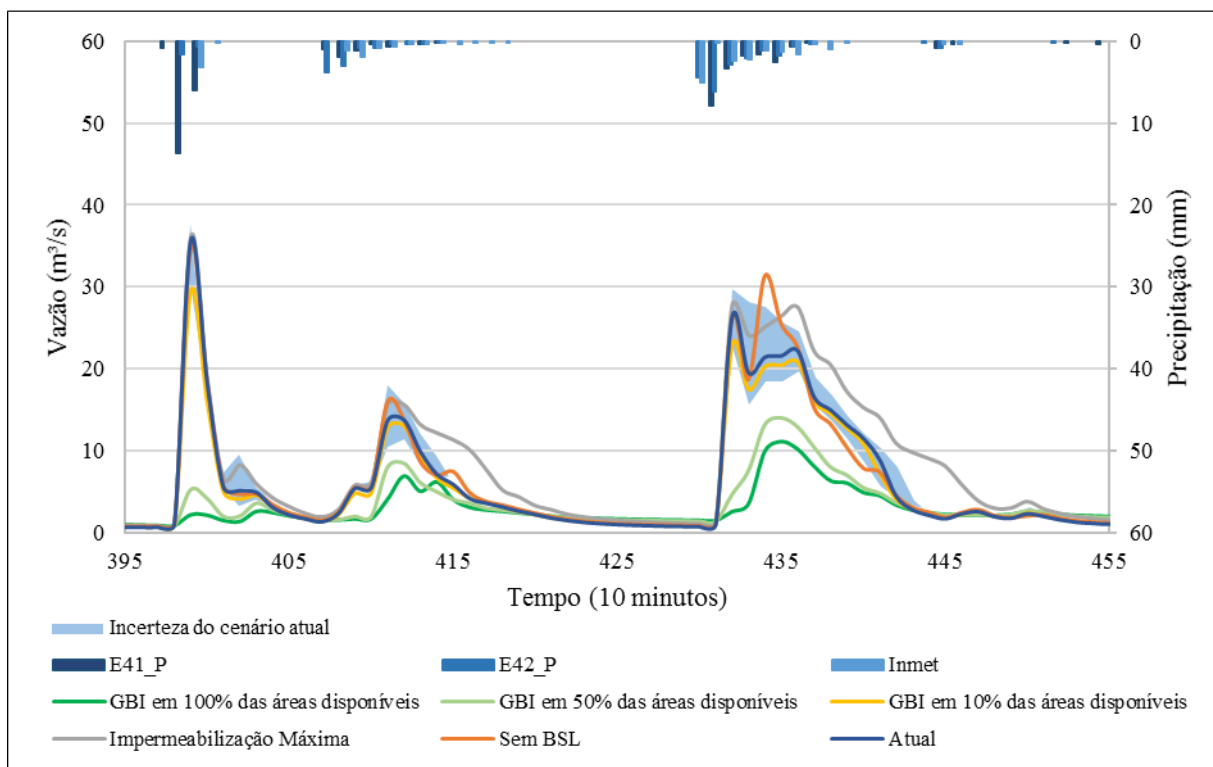
Observou-se variação não significativa das vazões de pico entre os cenários Zero, MImp, SRSL e GBI10. O volume escoado aumentou 33,8% do cenário Zero para MImp; a duração da elevação significativa da cheia, com vazões superiores a 40 m³/s, ampliou-se em mais de uma hora. O volume escoado entre os cenários Zero e SRSL não apresentou variação significativa, mas nota-se que este volume escoado pelo canal em menos tempo, com a rápida recessão do hidrograma. Nos cenários GBI100 e GBI50, foram constatadas reduções na Qp em 66,6% e 44,3%. O volume do escoamento superficial foi reduzido em 64,2% e 53,4% nesses mesmos casos. A redução não foi significativa para o cenário GBI10: a Qp reduziu 3,2% e o volume escoado, 6,0%.

Considerando a margem provável de erro do hidrograma do cenário atual, observa-se o mesmo caso do TR de 50 anos, que as vazões de pico dos cenários MImp, SRSL e GBI10 localizam-se dentro desta faixa de erro. Já as vazões dos cenários GBI100 e GBI50 foram significativamente menores do que as do cenário Zero, o que indica a elevada eficiência dessas estruturas mesmo para precipitação de projeto de TR de 100 anos. Esta redução para um período de retorno tão elevado pode estar superestimada, dada a magnitude de um evento dessa ordem.

5.4.6 Modelagem dos cenários para precipitação observada entre 13 e 16/11/2011

Os hidrogramas no exutório da bacia, resultados da simulação dos cenários para precipitação ocorrida no dia 14 de novembro de 2011, são apresentados na Figura 75. Esses resultados são apresentados sumariamente na Tabela 19, em seguida.

Figura 75: Hidrograma no exutório resultado da modelagem dos cenários – Alerta dia 14/11/2011



Fonte: elaborada pelo autor.

Tabela 19: Resultados da modelagem dos cenários – 13 a 16/11/2011

Cenários	Atual	Sem RSL	Impermeabilização Máxima	GBI em 100% das áreas disponíveis	GBI em 50% das áreas disponíveis	GBI em 10% das áreas disponíveis
Vol (m ³)	1194	1199	1539	765	836	1146
ΔV_{tot}	-	0,4%	28,9%	-35,9%	-30,0%	-4,0%
Qp (m ³ /s)	35,7	35,0	36,1	11,2	14,0	29,4
ΔQ_p	-	-2,0%	1,1%	-68,6%	-60,9%	-17,5%

Fonte: elaborada pelo autor.

Observou-se variação não significativa da vazão de pico entre os cenários Zero, MImp e SRSL. O volume escoado, por sua vez, aumentou 28,9% do cenário Zero para MImp, e a recessão dos hidrogramas prolongou-se nos segundo e terceiro hidrograma. O volume escoado entre os cenários Zero e MImp não variou significativamente. Nos cenários GBI100 e GBI50, foi constatada redução na Qp em 68,6% e 60,6%, respectivamente. O volume do escoamento superficial foi reduzido em 35,9% e 30,0% nesses mesmos casos. A redução não foi tão expressiva para o cenário com implantação de GBI em 10% das áreas disponíveis (cenário GBI10): a Qp reduziu 17,5% e o volume escoado, 4,0%. Observou-se uma elevação das vazões de pico nos cenários GBI100 e GBI50 de um evento de precipitação para o outro. Tal fato pode estar relacionado às condições de umidade antecedente do solo e à redução da capacidade de armazenamento das infraestruturas verdes com a ocorrência prévia de chuvas.

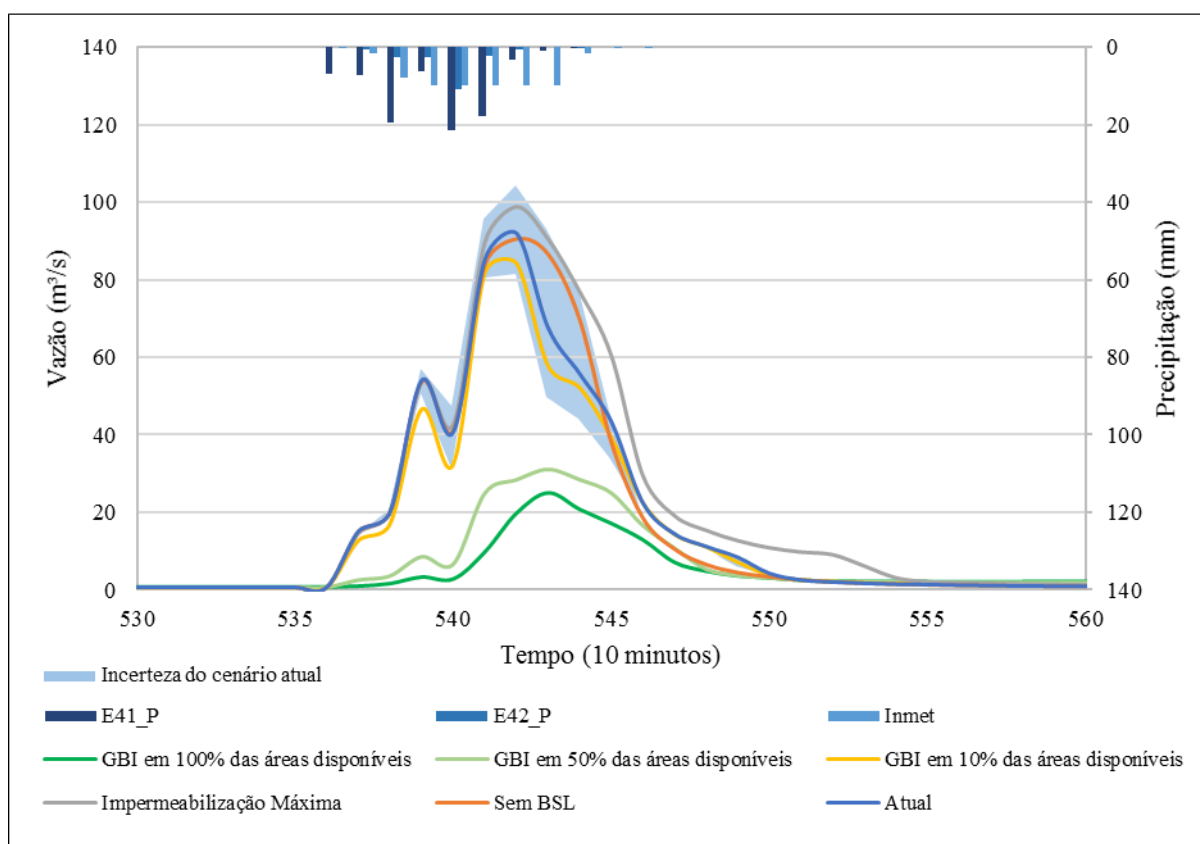
Considerando a margem provável de erro do hidrograma do cenário Zero, observa-se que as vazões de pico dos cenários MImp, SRSL e GBI10 localizam-se quase sempre dentro desta faixa de erro. No primeiro evento a vazão de pico do cenário GBI10 é ligeiramente inferior à margem de erro do cenário Zero, e no terceiro evento as vazões de pico dos cenários MImp e SRSL ultrapassam a margem de erro superior. Já as vazões dos cenários GBI100 e GBI50 foram significativamente menores do que as do cenário Zero em todo o período analisado.

O TR estimado inicialmente para a precipitação máxima deste evento foi de 1 ano. Foram registrados alertas amarelos nas estações 40 e 41, e alerta vermelho na estação 37, indicando que o vertedor do reservatório entrou em funcionamento. A vazão que passa pela estação 41 é a mesma do exutório, e nela o alerta amarelo é acionado quando a vazão ultrapassa os 18,9 m³/s. Observa-se que, nos cenários GBI50 e GBI100, a vazão máxima não ultrapassa esse limiar.

5.4.7 Modelagem dos cenários para precipitação observada entre 09 e 21/12/2011

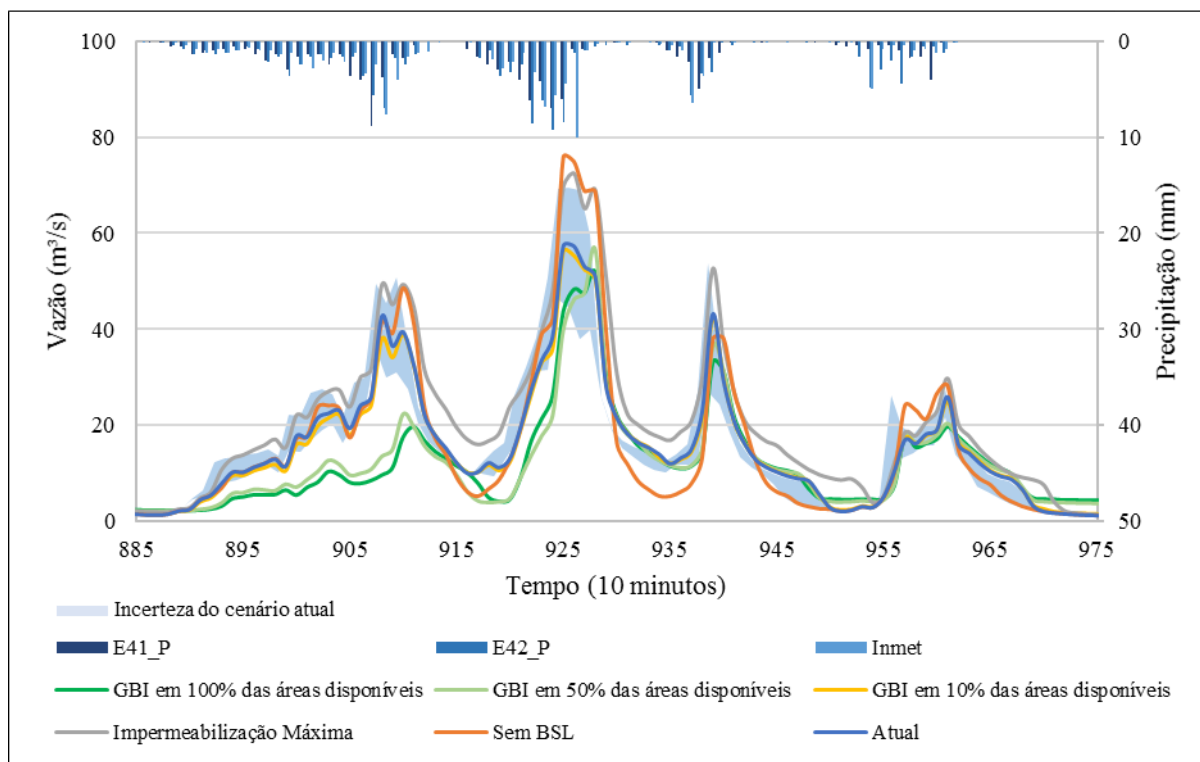
Os hidrogramas no exutório da bacia, resultados da simulação dos cenários para precipitação registrada nos dias 12 e 15 de dezembro de 2011, são apresentados nas figuras 76 e 77. Esses resultados são apresentados sumariamente na Tabela 20, em seguida.

Figura 76: Hidrograma no exutório resultado da modelagem dos cenários – Alerta dia 12/12/2011



Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 77: Hidrograma no exutório resultado da modelagem dos cenários – Alerta dia 15/12/2011



Fonte: elaborada pelo autor.

Tabela 20: Resultados da modelagem dos cenários – 09 a 21/12/2011

Cenários	Atual	Sem RSL	Impermeabilização Máxima	GBI em 100% das áreas disponíveis	GBI em 50% das áreas disponíveis	GBI em 10% das áreas disponíveis
.	7133	7170	8569	6585	6640	7057
ΔV_{tot}	-	0,5%	20,1%	-7,7%	-6,9%	-1,1%
Q_p (m ³ /s)	92,0	90,5	98,8	51,8	56,5	84,2
ΔQ_p	-	-1,6%	7,4%	-43,7%	-38,5%	-8,4%
Q_{al} (m ³ /s)	56,8	66,0	58,8	48,3	48,9	55,6
ΔQ_{al}	-	16,3%	3,6%	-14,9%	-13,9%	-2,0%

Fonte: elaborada pelo autor.

Observou-se variação não considerável da vazão de pico entre os cenários Zero e SRSR, e aumento de 7,4% para o cenário MImp. O volume escoado, por sua vez, aumentou 20,1% do cenário MImp, e a recessão dos hidrogramas prolongou-se em todos os eventos apresentados. O volume escoado no cenário SRSR não variou significativamente. No entanto, o hidrograma do evento ocorrido no dia 15/12/2011 indica a elevação das maiores vazões e redução das menores – ou seja, o mesmo volume fluiu em menos tempo. Nos cenários GBI100 e GBI50, foi constatada redução na Q_p em 43,7% e 38,5%, respectivamente. O volume do escoamento superficial foi reduzido em apenas 7,7% e 6,9% nesses mesmos casos. A redução foi ainda menor para o cenário GBI10: a Q_p reduziu 8,4% e o volume escoado, 1,1%. O hidrograma do cenário GBI10 permaneceu sempre muito próximo do cenário Zero. Observou-se redução significativa das vazões nos cenários GBI100 e GBI50 no evento do dia 12/12/2011 e na

primeira chuva do dia 15/12/2011. A partir da segunda chuva, os hidrogramas dos cenários GBI100 e GBI50 se aproximam muito do cenário Zero. Tal fato pode estar relacionado ao esgotamento da capacidade de armazenamento das infraestruturas verdes com a ocorrência de várias chuvas sequenciais.

A Tabela 20 destaca também a variação das vazões superiores a 42,5 m³/s (Qal), que produzem alerta laranja na estação 41. Observaram-se: aumento de 16,3% da ocorrência de alerta laranja para o cenário SRSL e de 3,6% para o cenário MImp; e redução de 14,9%, 13,9% e 2,0% para os cenários GBI100, GBI50 e GBI10. A variação das vazões extremas nesse caso foi mais expressiva para o cenário SRSL, já nos outros cenários a variação foi menor. Enquanto no cenário Zero foi registrado alerta laranja duas vezes durante os eventos apresentados, no cenário MImp seriam registrados quatro vezes e no cenário SRSL, três vezes. No cenário GBI10 seriam registrados alerta laranja duas vezes, e nos cenários GBI100 e GBI50, uma vez.

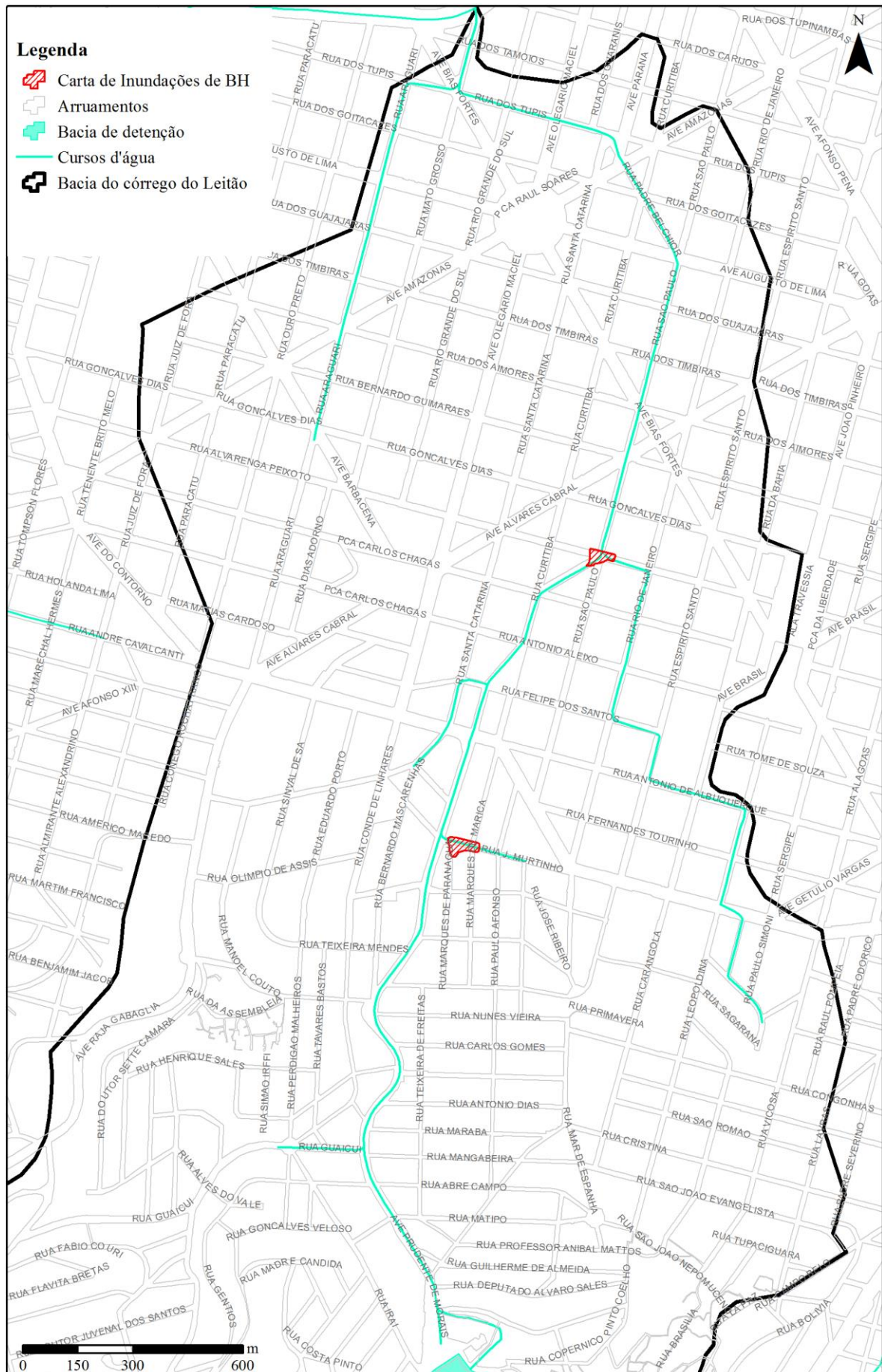
Para o evento do dia 12/12/2011, observa-se que as vazões de pico dos cenários MImp, SRSL e GBI10 localizam-se quase sempre dentro da margem de erro do cenário Zero. Já as vazões do cenário GBI100 e GBI50, por sua vez, foram significativamente menores na maior parte do período analisado. Já no evento do dia 15/12/2011, as vazões de pico dos cenários MImp e SRSL estão sempre próximas ou acima da faixa de erro do cenário Zero. O hidrograma do cenário GBI10 permanece sempre dentro da margem de erro. As vazões do cenário GBI100 e GBI50, por sua vez, foram significativamente menores do que as do cenário Zero apenas no primeiro pico, permanecendo dentro da margem de erro a partir do segundo.

O TR estimado inicialmente para a precipitação máxima deste evento foi de 75 anos. Foram registrados alerta amarelo na estação 36, alerta laranja nas estações 38, 39, 40 e 41, e alerta vermelho na estação 37, indicando que o vertedor do reservatório entrou em funcionamento. Os resultados em termos de vazão de pico para o evento do dia 12/12/2011, em comparação com as vazões de pico alcançadas na simulação das chuvas de projeto, indicam que o TR da vazão seria de aproximadamente 5 anos, visto que a vazão de pico observada, de 92,0 m³/s, está entre as vazões de pico obtidas para TR de 2 anos (80,3 m³/s) e 10 anos (101 m³/s).

5.5 Modelagem hidráulica das manchas de inundação

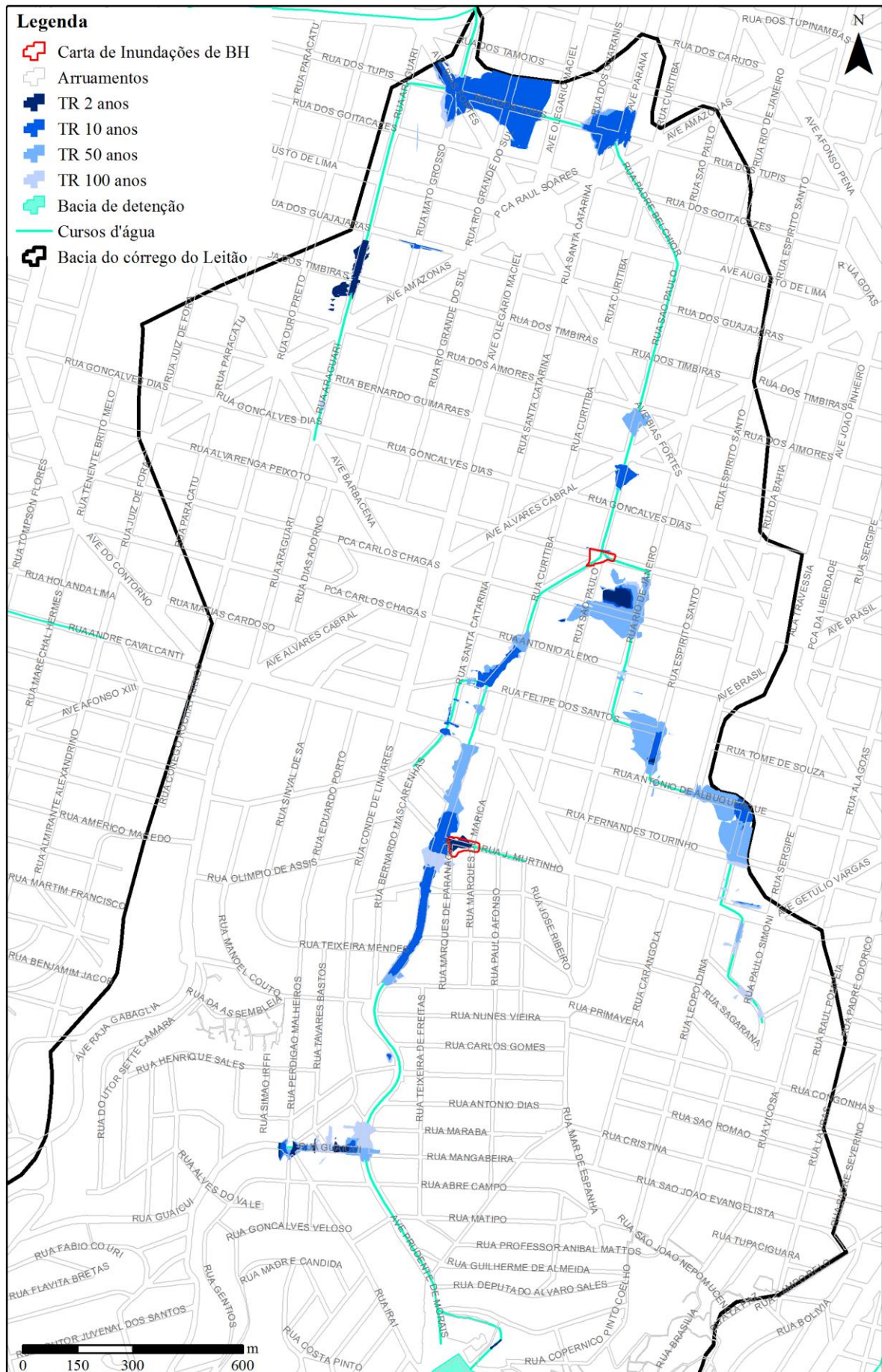
Os resultados da modelagem hidráulica das manchas de inundação, para os seis cenários estudados e precipitações de projeto de 2, 10, 50 e 100 anos de período de retorno, são apresentados em mapas nas figuras 78 a 83. Os resultados para os eventos observados nos dias 14 de novembro de 2011 e 12 de dezembro de 2011 são apresentados nas figuras 84 e 85. Esses resultados são analisados e discutidos em seguida.

Figura 78: Mapa das manchas da Carta de Inundação



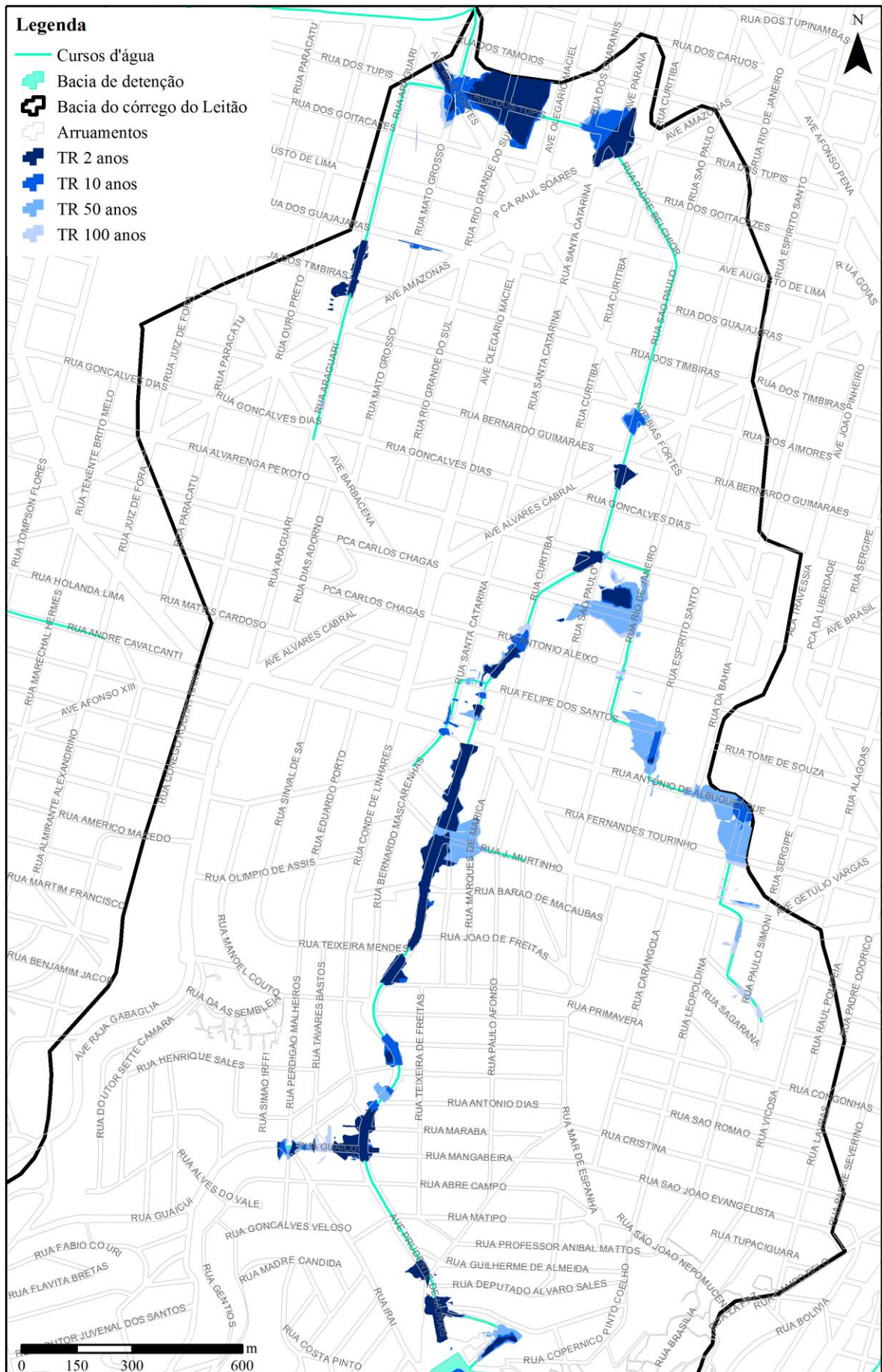
Fonte: elaborada a partir de BELO HORIZONTE (2009).

Figura 79: Mapa das manchas de inundação para o cenário atual



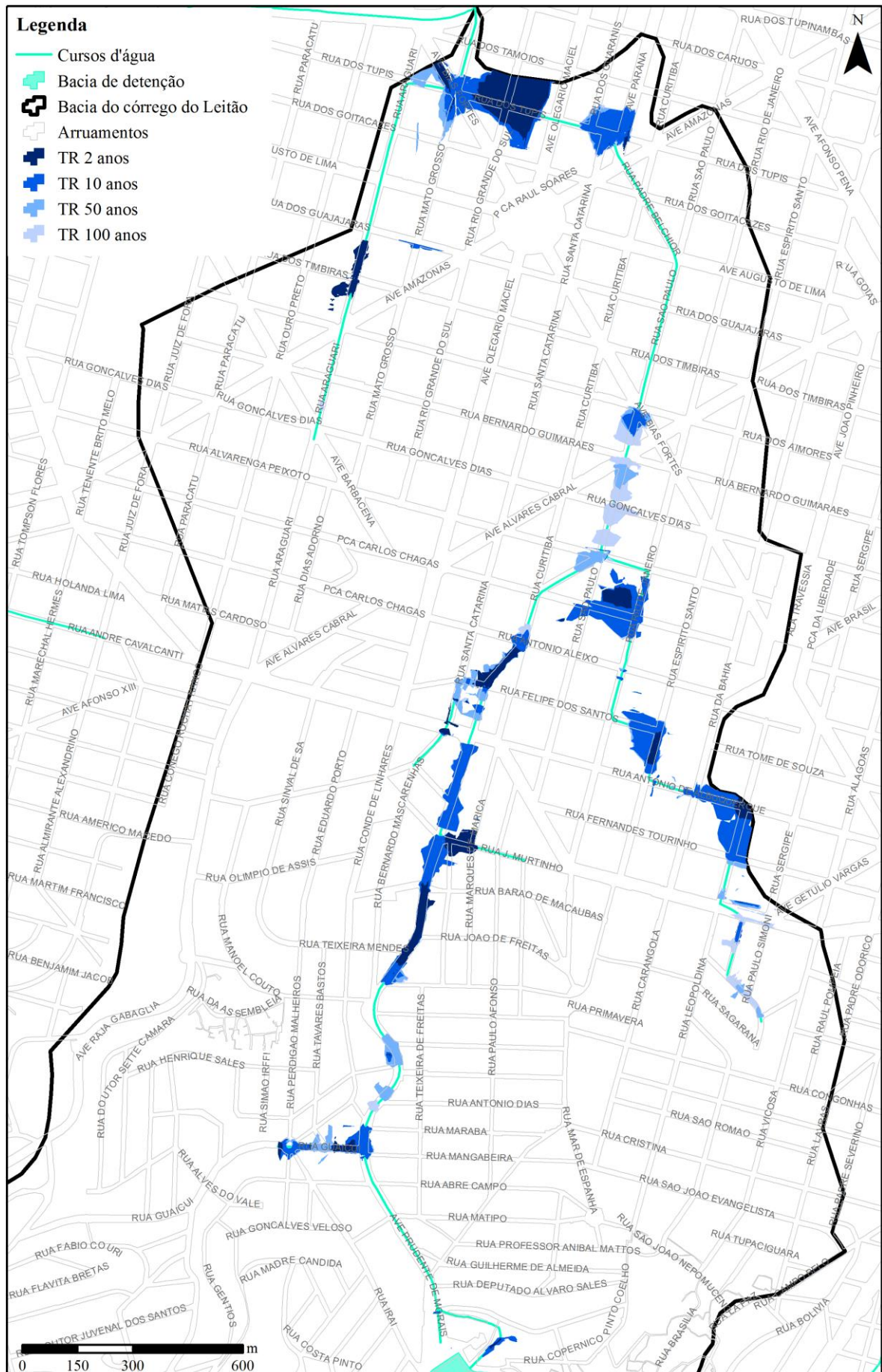
Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 80: Mapa das manchas de inundação para o cenário sem a bacia de detenção



Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 81: Mapa das manchas de inundação para o cenário com máxima impermeabilização



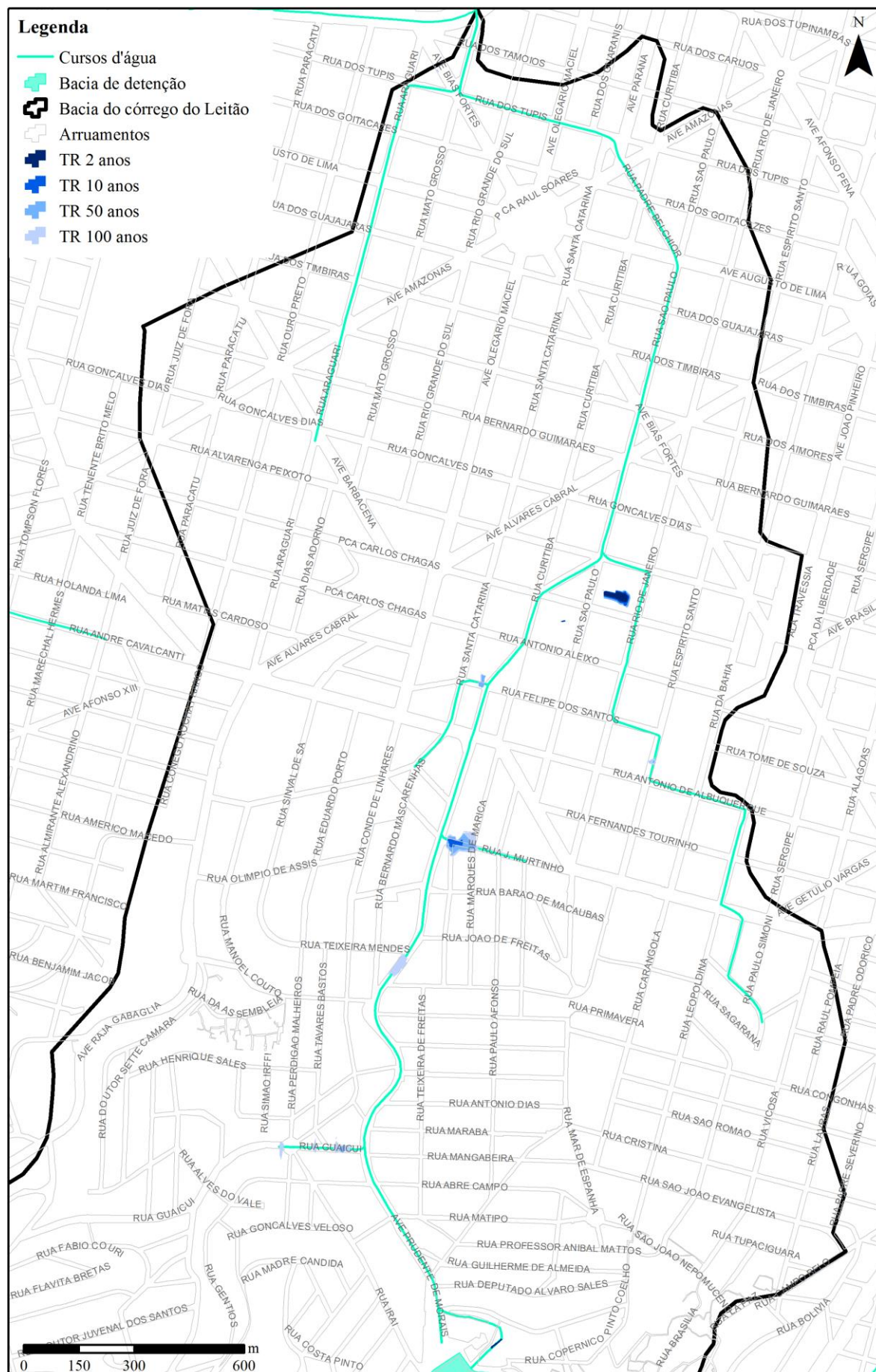
Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 82: Mapa das manchas de inundação para o cenário com implantação de GBI em 10% da área



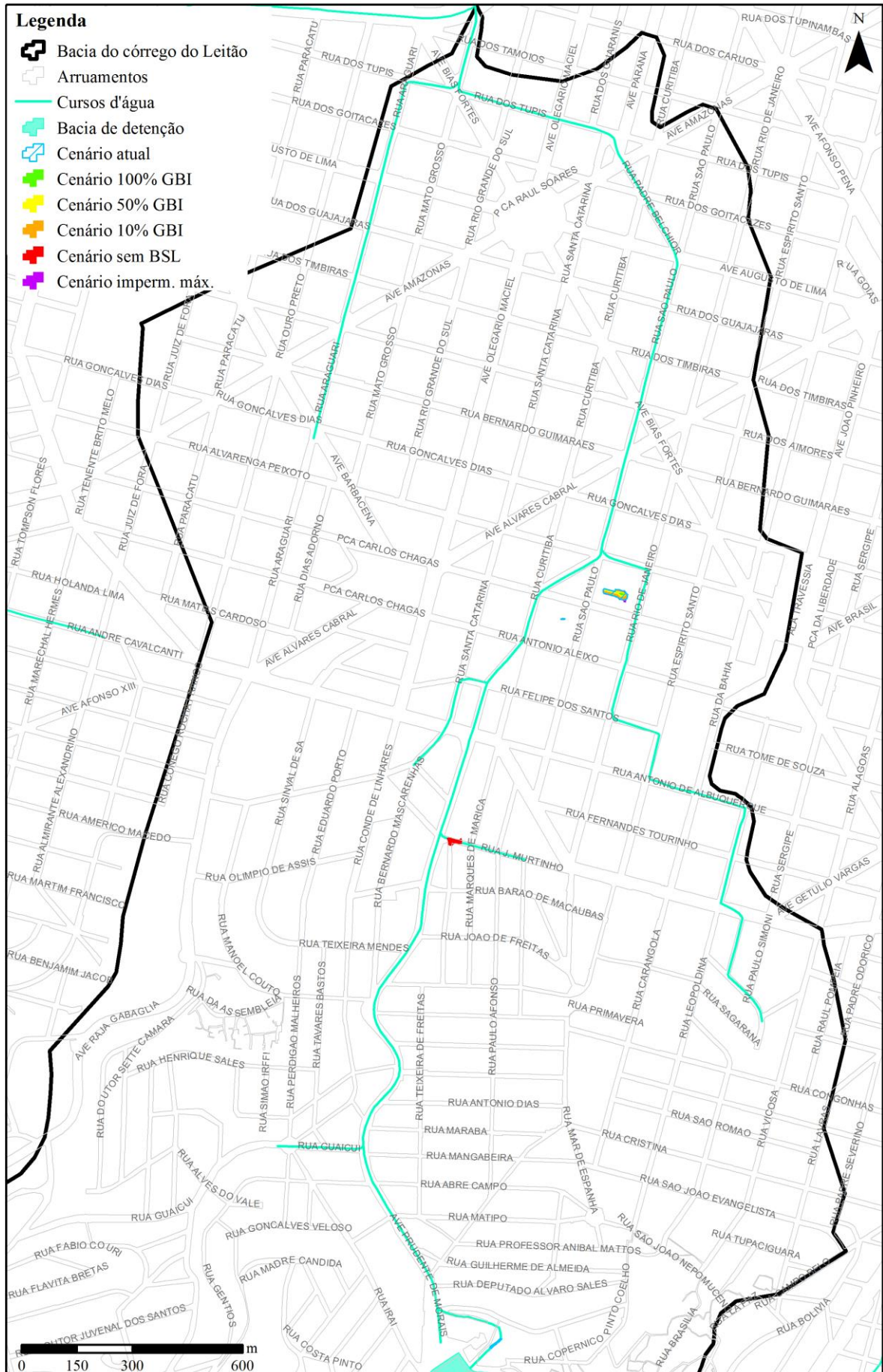
Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 83: Mapa das manchas de inundação para o cenário com implantação de GBI em 50% da área



Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 85: Mapa das manchas de inundação para o evento ocorrido no dia 14/11/2011



Fonte: elaborada pelo autor.

A Tabela 21 apresenta a área inundada total para cada cenário, em cada precipitação modelada.

Tabela 21: Área inundada (hectares) para cada cenário

Cenários	Precipitação					
	14.11.11	12.12.11	TR 2	TR 10	TR 50	TR 100
MImp	0,16	12,07	9,55	19,04	21,48	23,12
SRSL	0,20	10,64	13,89	15,59	21,62	21,95
Atual	0,13	7,30	1,29	12,36	18,83	19,97
GBI10	0,11	7,01	100	11,97	18,16	19,54
GBI50	0,06	0,50	0,13	0,25	0,56	1,02
GBI100	0,02	0,45	0,05	0,07	0,09	0,18

Fonte: elaborada pelo autor.

Observa-se, no cenário atual, para precipitação com período de retorno de 2 anos, em área total de 1,29 hectares, a ocorrência de inundações na baixada da rua Joaquim Murtinho, em uma quadra próxima ao cruzamento da rua Alvarenga Peixoto com rua São Paulo, em um trecho da rua Araguari no cruzamento com a rua dos Timbiras e em trechos da avenida Guaicuí. Para o período de retorno de 10 anos, a mancha se estende para 12,36 hectares, atingindo a rua dos Tupis entre avenida Bias Fortes e avenida Amazonas, rua São Paulo próxima à avenida Álvares Cabral, rua Marília de Dirceu, avenida Prudente de Moraes entre rua Rafael Magalhães e Joaquim Murtinho, trecho da rua Espírito Santo próxima à rua Felipe dos Santos, e cruzamento das ruas Antônio de Albuquerque com rua Levindo Lopes. Para os TR de 50 e 100 anos, as manchas descritas se estendem para 18,83 e 19,97 hectares, respectivamente, e a inundação toma todo o trecho modelado da avenida Guaicuí, e avenida Prudente de Moraes da rua Rafael Magalhães até a avenida do Contorno.

O resultado da modelagem das manchas de inundação para precipitações de projeto com períodos de retorno de 2, 10, 50 e 100 anos foi diferente da mancha de inundação prevista para a bacia na Carta de Inundações desenvolvida no âmbito do PDDrU (BELO HORIZONTE, 2009). A extensão da inundação no cenário atual é bem maior do que a indicada pela Carta de Inundações, como pode ser notado nas figura 65 e 66.

No cenário MImp, de máxima impermeabilização, a inundação atinge as maiores extensões para TR de 10 e 100 anos. A inundação atinge parte da avenida Prudente de Moraes já no TR de 2 anos, em área de 9,55 hectares. A área se amplia para 19,04 hectares no TR de 10 anos, quando boa parte da avenida Prudente de Moraes é afetada, bem como cruzamentos da rua Tomaz Gonzaga com Rio de Janeiro, rua Espírito Santo com Felipe dos Santos, e das ruas Antônio de Albuquerque com Levindo Lopes. Nos TR de 50 e 100 anos, a área inundada se estende para 21,62 e 21,95 hectares, respectivamente, atingindo boa parte da rua São Paulo entre rua dos Aimorés e Alvarenga Peixoto.

No cenário SRSL, com a retirada da bacia de detenção, as manchas se estendem pelos mesmos locais dos cenários 0 e 1. As áreas inundadas foram as maiores para TR de 2 e 50 anos. A principal diferença foi que as inundações acontecem para eventos de menor período de retorno: sem o RSL, boa parte da avenida Prudente de Moraes é inundada com TR de apenas 2 anos (área inundada total de 13,89 hectares).

O cenário GBI10 apresentou áreas inundadas e manchas de inundação um pouco menores, mas muito próximas ao cenário 0 para todos os eventos de precipitação simulados.

No cenário GBI50, para TR de 2 anos, foi observada inundação na quadra próxima ao cruzamento da rua São Paulo com a rua Alvarenga Peixoto. Para TR de 10 anos, a inundação acontece também na rua Joaquim Murtinho. Para TR de 50 anos, a mancha estende-se na rua Joaquim Murtinho, em pequeno trecho da Avenida Guaicuí e na avenida Prudente de Moraes próxima à rua Rafael Magalhães.

No cenário GBI100, houve inundação em apenas 0,18 hectares para TR de 100 anos, em um trecho da rua Joaquim Murtinho.

Não houve ocorrência de inundações significativas para o evento observado no dia 14 de novembro de 2011. Apenas no cenário sem o RSL seria observada inundação na baixada da rua Joaquim Murtinho.

Já no evento do dia 12 de dezembro de 2011, para o cenário atual a área inundada foi de 7,30 hectares, na rua Joaquim Murtinho, cruzamento da rua Felipe dos Santos com Marília de Dirceu, rua dos Tupis entre avenidas Bias Fortes e Olegário Maciel, e trecho da quadra próxima ao cruzamento da rua São Paulo com a rua Alvarenga Peixoto. A mancha de inundação para o cenário GBI10 foi bastante próxima à do cenário 0, estendendo-se por 7,01 hectares. Nos cenários GBI100 e GBI50, a área inundada se restringiu a 0,45 e 0,50 hectares, e a mancha foi observada na rua Joaquim Murtinho e em parte da quadra próxima à rua São Paulo com Alvarenga Peixoto. No cenário SRSL, a área inundada foi de 10,64 hectares, ampliando-se para um pequeno trecho da avenida Guaicuí, avenida Prudente de Moraes entre rua Rafael Magalhães e avenida do Contorno, rua Marília de Dirceu e rua Bárbara Heliodora. O cenário MImp apresentou a maior área inundada, de 12,07 hectares, estendendo-se para trecho da rua São Paulo próxima à avenida Álvares Cabral, e para a rua Padre Belchior próxima à avenida Amazonas.

A Figura 87 apresenta uma foto que registra o alagamento no cruzamento entre a avenida Bias Fortes e rua dos Tupis causado pela precipitação ocorrida no dia 12 de dezembro de 2011. Foram registrados diversos pontos de alagamentos em todo o município, bem como quedas de

árvores, congestionamentos e veículos arrastados por enxurradas (G1 MG, 2011). Conforme apresentado na Figura 86, a modelagem do cenário atual indicou a ocorrência de inundação nesta mesma área, ainda que não haja registros da cota atingida e de sua extensão.

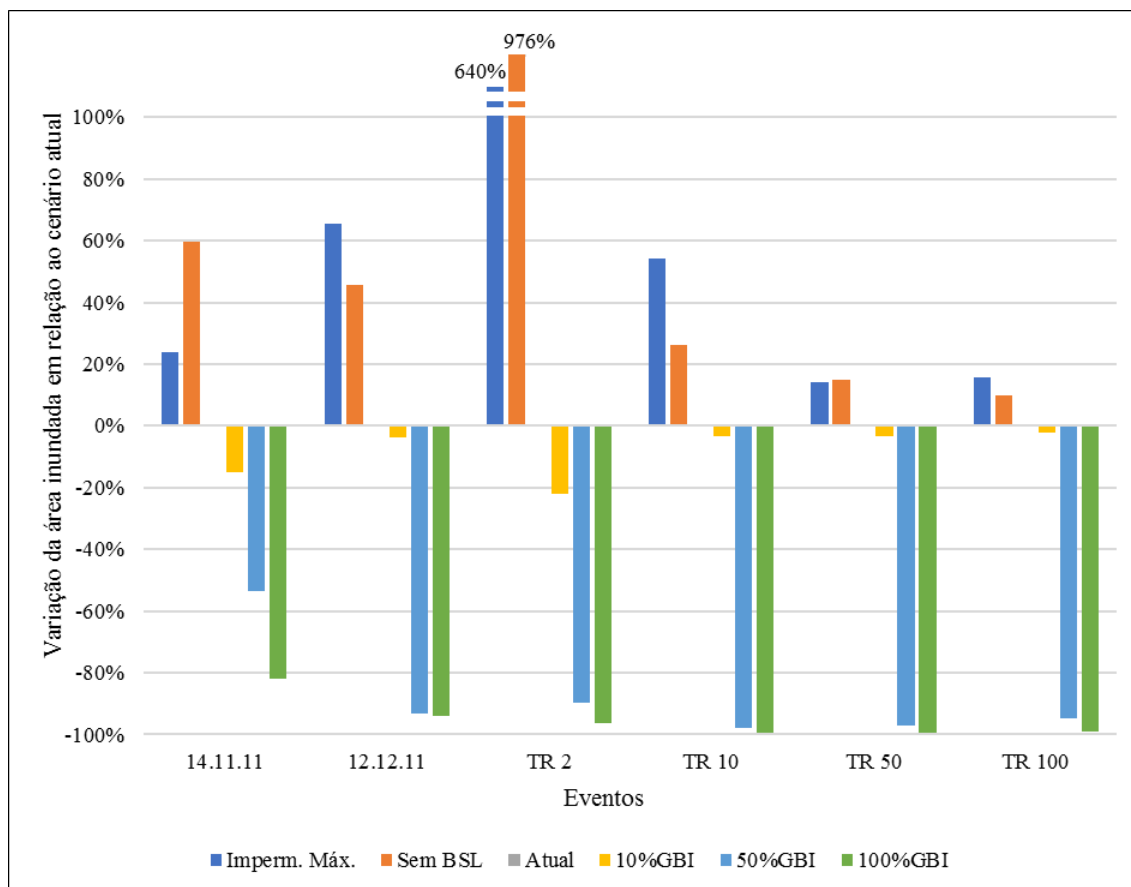
Figura 87: Alagamento registrado no cruzamento da avenida Bias Fortes com rua dos Tupis



Fonte: G1 MG (2011).

A Figura 88 apresenta a variação da área inundada obtida para cada cenário, em relação à área inundada no cenário atual.

Figura 88: Gráfico variação da área inundada em relação ao cenário atual



Fonte: elaborada pelo autor.

Constatou-se, conforme descrito anteriormente, que o cenário GBI100 resultou na redução da área inundada em praticamente 100%. Tal comportamento foi acompanhado de perto pelo cenário GBI50. O cenário GBI10 apresentou reduções insignificantes para precipitações de maior intensidade, e reduções pequenas, da ordem de 20%, para precipitações com TR de 2 anos ou menos. Os cenários MImp e SRSL apresentaram aumento significativo da área inundada para todos os eventos simulados. Este aumento da área inundada foi expressivo, de 640% e 976%, respectivamente, para precipitação com TR de 2 anos. Tal como foi discutido anteriormente, o aumento foi ainda maior para o cenário SRSL, visto que a bacia de retenção deixaria de amortecer as cheias que frequentemente inundariam boa parte da avenida Prudente de Moraes.

5.6 *Discussão dos resultados das modelagens hidrológica e hidráulica dos cenários*

Os resultados da modelagem hidrológica e hidráulica dos cenários estudados evidenciaram a eficiência da bacia de retenção no amortecimento de cheias na bacia do córrego do Leitão. O aumento das vazões de pico observadas no cenário SRSL implicou em ampliação significativa das áreas inundadas, principalmente para as precipitações de períodos de retorno mais baixos. Eficiências de controle de cheias da bacia de retenção semelhantes foram obtidas por Bueno (2014) e Nascimento et al. (1999), que realizaram a modelagem hidrológica da bacia do córrego do Leitão por meio do modelo HEC-HMS.

A elevação significativa dos volumes de escoamento superficial produzidos e a ampliação das áreas inundadas no cenário MImp evidenciam a importância hidrológica da preservação das áreas verdes existentes na bacia. Ressalta-se, contudo, que o cenário MImp foi construído segundo os limites de impermeabilização previstos pela legislação municipal. No cenário MImp, o reservatório Santa Lúcia está em funcionamento no sistema de macrodrenagem e, ainda assim, boa parte das vias localizadas a jusante do RSL seriam inundadas para eventos de períodos de retorno de 2 e 10 anos. O comportamento semelhante dos hidrogramas dos cenários MImp e SRSL, e a semelhança das manchas de inundação observadas para esses mesmos cenários, indicam que os efeitos hidrológicos da redução do percentual médio de permeabilidade da bacia de 27,6% para 17,2% seriam equivalentes à retirada da bacia de retenção do sistema de drenagem.

As infraestruturas verdes hipoteticamente implantadas na bacia apresentaram elevada eficiência na redução das vazões de pico e das inundações observadas na simulação das precipitações de projeto. As reduções expressivas no escoamento superficial gerado por precipitações de projeto

obtidas neste estudo concordam com os resultados apresentados por várias pesquisas realizadas em bacias e situações análogas (BAHIENSE, 2013; GIRONÁS, ROESNER e DAVIS, 2009; JOSIMOVIC e ALAM, 2014; PALLA e GNECCO, 2015), inclusive com o resultado obtido com a modelagem de LIDs por meio de outros modelos (ZIMMER et al., 2007). Os resultados da simulação do evento observado entre os dias 9 e 21 de dezembro de 2011 demonstraram, contudo, que o efeito dessas estruturas na redução do escoamento superficial é bastante reduzido com a ocorrência de precipitações sequenciais; especialmente se essas precipitações ocorrerem com intervalo de separação menor que o tempo necessário para a infiltração e evapotranspiração dos volumes armazenados em cada uma das técnicas adotadas. Ainda assim, como evidenciado pelo mapa das manchas de inundação, as áreas inundadas são bastante reduzidas com a implantação de GBI em 100% e 50% das áreas disponíveis. Destaca-se que nesses cenários a bacia de retenção está em funcionamento, ou seja, o efeito de amortecimento de cheias das GBI e da bacia de retenção são complementares.

O cenário com implantação de GBI em 10% das áreas disponíveis, talvez o mais realista, não apresentou, contudo, benefícios hidrológicos expressivos em termos de redução do escoamento superficial. Evidentemente, outros prováveis benefícios proporcionados pelas GBI que não foram considerados nessa análise, tais como melhora na qualidade das águas pluviais, promoção da biodiversidade, melhorias climáticas e paisagísticas, dentre outros, devem ser levados em consideração no incentivo à implantação dessas práticas. E é manifesto que, para se chegar a um cenário mais otimista, com implantação ampla e extensiva de GBI em toda a bacia, é necessário passar por cenários com implantação restrita dessas estruturas.

Das técnicas compensatórias inseridas e simuladas na bacia, os pavimentos permeáveis foram localizados em vias públicas. Algumas edificações públicas receberam telhados verdes e reservatórios individuais, e alguns lotes de propriedade pública receberam trincheiras de infiltração. Em contrapartida, a maioria dos telhados verdes, reservatórios individuais, trincheiras de infiltração e desconexão de telhados foram aplicados em edificações e terrenos privados. Esta configuração implica na importância da articulação dos interesses público e privado para a ampla implantação de infraestruturas verdes e azuis em uma escala que seja suficiente para promover benefícios hidrológicos significativos.

Políticas públicas e legislações de regulamentação do uso e ocupação solo urbano são ferramentas essenciais para promoção da implantação de GBI. Por exemplo, a implantação de reservatórios individuais já é prevista em algumas situações, no município de Belo Horizonte. A legislação que estabelece as normas e condições para o parcelamento, uso e ocupação do solo do município de Belo Horizonte (Lei Municipal nº 9.959/10) define as taxas de permeabilidade

mínimas para cada uma das zonas de ocupação da cidade. Esta lei estabelece que, excetuando-se as zonas de proteção e de proteção ambiental (ZP e ZPAM), é permitida a impermeabilização de até 100% do terreno, desde que sejam construídas caixas de retenção de água pluvial de volume mínimo de 30 litros por metro quadrado de área impermeabilizada que exceda o limite da lei (BELO HORIZONTE, 2010). Drumond, Coelho e Moura (2013), contudo, avaliaram que o volume de retenção definido pela legislação não é suficiente para compensar o acréscimo da vazão de pico gerado com a impermeabilização total do terreno.

6 CONCLUSÕES

Este estudo avaliou a resposta hidrológica da bacia a eventos chuva-vazão nas seguintes situações: cenário atual, sem a bacia de detenção, com máxima impermeabilização permitida pela legislação, e com implantação de infraestruturas verdes em 100%, 50% e 10% da área impermeável da bacia. A modelagem hidrológica foi realizada por meio do SWMM 5.1 e a hidráulica pelo Hec-RAS 5.0. Para a construção dos cenários foram obtidas precisas bases cartográficas e topográficas da bacia, aplicadas ferramentas de geoprocessamento e calculadas as características hidrológicas.

A precipitação foi representada através dos dados de três estações pluviométricas localizadas na bacia, enquanto seis estações linimétricas instaladas ao longo do córrego forneceram os dados utilizados na calibração e validação dos parâmetros do modelo hidrológico. A ocorrência de grandes lacunas e constantes falhas de leitura e registro da precipitação e do nível d'água inviabilizou a execução de modelagem contínua e reduziu muito o número de eventos com dados disponíveis suficientes para utilização. Dos 42 alertas registrados pela Sudacap, entre 2011 e 2016, apenas 20 possuíam dados de precipitação completos; e desses, apenas sete possuíam registros de nível d'água nas seis estações localizadas na bacia. Sendo assim, esses sete eventos foram selecionados para a calibração e os outros 13, para a validação.

A inexistência de curvas-chave e medições de vazão ou velocidade nos canais foi um outro fator limitante identificado ao longo dessa pesquisa. Para contornar a ausência desses dados, e na impossibilidade do levantamento dessas informações em campo, lançou-se mão da obtenção indireta das curvas-chave. Assim, a calibração do modelo hidrológico pôde ser realizada em função da vazão, e não apenas do nível. Não obstante, os resultados de coeficiente de Nash-Sutcliffe para vazão e nível mantiveram-se sempre muito próximos. Dessa forma, na ausência de curvas-chave adequadas e, dependendo do objetivo da modelagem, conclui-se que a calibração por meio do nível pode ser considerada método aceitável em Belo Horizonte.

A calibração do modelo hidrológico por tentativa e erro demandou grande esforço, mas alcançou bons resultados. As funções objetivo alcançaram resultados satisfatórios: a média do coeficiente de Nash-Sutcliffe foi de 0,72, o erro percentual médio da vazão de pico foi nulo e o erro percentual médio do volume escoado foi 3%. Durante o processo de calibração, observou-se a necessidade de aumento da capacidade de infiltração da bacia frente aos parâmetros estimados inicialmente de acordo com as recomendações da literatura. Sendo assim, dois parâmetros precisaram ser reduzidos: o percentual de áreas impermeáveis (A_i) e o CN. Por fim, o A_i foi reduzido em mais de 10% da estimativa inicial, realizada por meio da classificação do

uso e ocupação do solo, e o CN médio obtido no final foi significativamente baixo (27). A largura média das sub-bacias (W), estimada inicialmente dividindo-se a área da sub-bacia pelo valor médio do comprimento máximo do escoamento superficial, foi o parâmetro que mais sofreu alteração na calibração. O valor calibrado de W foi em média 9,9 vezes o valor estimado inicialmente, e para algumas bacias chegou a ser 32 vezes o valor inicial. Os valores finais encontrados para todos os parâmetros comprovam a indispensabilidade da calibração na aplicação do SWMM para representação de bacias em situações semelhantes.

A aplicação de ferramentas de geoprocessamento no tratamento de dados georreferenciados com ótima qualidade e precisão mostrou-se eficaz para a construção dos cenários de uso e ocupação do solo. A partir da definição dos critérios para implantação das infraestruturas verdes, foi possível determinar, no ambiente SIG, todas as áreas disponíveis na bacia para aplicação dessas técnicas. O método utilizado, de seleção e exclusão de áreas próprias ou impróprias de acordo com determinadas características, assemelha-se à álgebra de mapas. Nesse trabalho, todavia, sempre que possível optou-se por trabalhar com operações topológicas entre polígonos, dada a disponibilidade de camadas com alta precisão e a facilidade de associação de atributos na maioria dos casos.

Na modelagem dos cenários, foram utilizadas precipitações de projeto de tempos de retorno de 2, 10, 50 e 100 anos, com a duração crítica de 60 minutos, bem como dois eventos representativos selecionados dentre os observados. De maneira geral, para o cenário sem a bacia de retenção, observou-se uma elevação média da vazão de pico da ordem de 70% no trecho ao longo da Avenida Prudente de Moraes, enquanto no exutório o aumento foi de 10%. No cenário de máxima impermeabilização, a vazão de pico no exutório sofreu elevação média de 30%. Já nos cenários de implantação das infraestruturas verdes em 100%, 50% e 10% das áreas disponíveis, a vazão de pico foi reduzida, em média, em 60%, 30% e 5%, respectivamente.

A eficiência das infraestruturas verdes na redução da vazão de pico permaneceu elevada para todas as precipitações de projeto simuladas: a redução da Q_p no cenário GBI100 variou de 73,8%, para TR de 2 anos, a 66,6%, para TR de 100 anos. Tal eficiência não foi repetida na simulação dos eventos observados. Este fato evidencia a importância da simulação dessas estruturas sob condições mais realistas, como a ocorrência de precipitações sequenciais ao longo da estação chuvosa, para compreensão adequada de sua eficiência na redução das vazões de pico.

A simulação das manchas de inundação possibilitou a compreensão espacializada dos efeitos hidrológicos da variação no uso e ocupação do solo da bacia. A implantação de infraestruturas verdes em 100% e 50% das áreas disponíveis resultou na redução da área inundada em

praticamente 100% para todos os períodos de retorno. Já no cenário com implantação de GBI em 10% das áreas disponíveis, a área inundada não foi reduzida significativamente para precipitações de maior intensidade, enquanto reduções da ordem de 20% foram obtidas para precipitações com TR de até 2 anos. Os cenários de máxima impermeabilização e sem a bacia de retenção apresentaram aumento significativo da área inundada para todos os eventos simulados, principalmente para precipitação de projeto com baixo TR. O aumento da área inundada foi ainda mais expressivo no cenário sem o reservatório Santa Lúcia, visto que a bacia de retenção deixaria de amortecer as cheias que frequentemente inundariam boa parte da avenida Prudente de Moraes.

Os resultados da modelagem das manchas de inundação do cenário atual, com precipitações de projeto de TR de 2, 10, 50 e 100 anos, a partir do modelo hidrológico calibrado com os dados observados, fundamenta a necessidade de revisão da Carta de Inundação da bacia – que subestima a área inundada e não a representa de acordo com a probabilidade de ocorrência.

Finalmente, os resultados desse estudo evidenciam a eficiência da bacia de retenção no amortecimento de cheias na bacia e a importância da preservação dos remanescentes de áreas verdes na bacia para a redução das vazões de pico, dos volumes escoados e das áreas inundadas. Os resultados da modelagem e da construção dos cenários com implantação de infraestruturas verdes comprovam as potencialidades da bacia para implantação de técnicas compensatórias de drenagem urbana e os benefícios hidrológicos que essas podem promover, com o aumento da infiltração e evapotranspiração, e a redução do escoamento superficial.

7 RECOMENDAÇÕES

A partir dos resultados e conclusões desse estudo, são sugeridas as seguintes recomendações para próximos trabalhos:

- Que estudos hidrológicos utilizem dados cartográficos e topográficos tão precisos quanto os utilizados neste trabalho, o que pode agregar mais confiabilidade ao modelo. Com dados nesta escala, a modelagem bidimensional pode ser uma alternativa viável e interessante para representação do escoamento nas áreas inundadas.
- A realização de simulação bidimensional ou pseudo bidimensional (quasi-2d) do fluxo na planície de inundação permitiria o conhecimento do efeito da obstrução causada pelas edificações, o que poderia alterar a extensão das manchas de inundação.
- A obtenção da curva-chave de maneira indireta apresenta elevada incerteza, de no mínimo 15%. Recomenda-se que medições de velocidade ou vazão sejam realizadas a fim de possibilitar uma calibração mais precisa e eficaz.
- A calibração por tentativa e erro é importante para conhecer o funcionamento da bacia e pode ser considerada uma alternativa viável, quando não há recursos computacionais para execução de elevado número de simulações exigidas por calibração a partir de algoritmos genéticos. Modelos simplificados que possam ser executados em segundos podem viabilizar a calibração automática que pode ser utilizada para o refinamento dos resultados da calibração por tentativa e erro.
- A realização de caracterização mais precisa do solo local, com medições de condutividade hidráulica e classificação granulométrica, forneceria dados de entrada mais precisos e melhoria da qualidade dos resultados do modelo.
- A utilização de dados de precipitação com intervalo de discretização menores que 10 minutos, quando disponíveis, melhoraria a representação dos tempos do hidrograma.
- A modelagem de infraestruturas verdes em outro software para comparação com os resultados obtidos com o SWMM. Como ressaltado ao longo do trabalho, suspeita-se que o SWMM superestima a infiltração e redução do escoamento superficial promovida pelos LIDs.
- A avaliação da viabilidade técnica-estrutural, econômica e institucional da implantação de infraestruturas verdes nas áreas selecionadas com a metodologia descrita neste trabalho.
- A realização de modelagem da qualidade da água com implantação das infraestruturas verdes previstas neste trabalho, com a coleta de dados em campo para calibração, pode

evidenciar outros benefícios ambientais que essas técnicas podem trazer para a bacia e para os cursos d'água a jusante.

- Que as legislações municipais urbanísticas e ambientais sejam reavaliadas para promoverem a redução da máxima impermeabilização permitida, a fim de evitar o aumento considerável da extensão das inundações que podem ser produzidas nessas condições.
- Que o mapeamento das áreas suscetíveis a inundações seja utilizado como critério para definição de áreas de interesse, de proteção e no zoneamento das legislações urbanísticas, no Plano Diretor e na legislação municipal de uso e ocupação do solo.

REFERÊNCIAS

ACERVO MIS BH. Ruas cobrindo o Córrego do Leitão - Belo Horizonte. Youtube: Canal MIS BH, 2015. Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=a1haD8Q_0Gw>. Acesso em: 03 abr. 2017.

AMARAL, D. P. B. *Aplicação do modelo hidrológico SWMM na gestão das águas pluviais urbanas: estudo de caso da bacia hidrográfica do Rio Morto*. Rio de Janeiro: Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2014. 135 p.

ANDOH, R. Blue, Green and Grey Infrastructure: what's the difference - and where do they overlap? *Engineering Nature's Way*, 2011. Disponível em: <<http://www.engineeringnaturesway.co.uk/uncategorized/blue-green-and-grey-infrastructure-what%E2%80%99s-the-difference-%E2%80%93-and-where-do-they-overlap/>>. Acesso em: 12 jan. 2017.

ANDRADE, M. A.; MELLO, C. D.; BESKOW, S. Simulação hidrológica em uma bacia hidrográfica representativa dos Latossolos na região Alto Rio Grande, MG. *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*, v. 17, n. 1, p. 69-76, 2013.

ARQUIVO PÚBLICO MINEIRO - APM. Sistema Integrado de Acesso do APM. Acervo iconográfico sob a guarda do APM, 2017. Disponível em: <http://www.siaapm.cultura.mg.gov.br/modules/fotografico_docs>. Acesso em: 03 abril 2017.

ASCE. Criteria for evaluation of watershed models. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 119, n. 3, 1993. 429-442.

BAEK, Sang-Soo; CHOI, Dong-Ho; JUNG, Jae-Woon; LEE, Hyung-Jin; LEE, Hyuk; YOON, Kwang-Sik; CHO, Kyung Hwa. Optimizing low impact development (LID) for stormwater runoff treatment in urban area, Korea: Experimental and modeling approach. *Water Research*, 86, 2015. 122-131.

BAHIENSE, J. M. *Avaliação de técnicas compensatórias em drenagem urbana baseadas no conceito de desenvolvimento de baixo impacto, com o apoio de modelagem matemática*. Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2013. 135 p. Dissertação (mestrado) - UFRJ/COPPE/Programa de Engenharia Civil.

BALBI, D. A. F. *Metodologias para a elaboração de planos de ações emergenciais para inundações induzidas por barragens*. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente

e Recursos Hídricos): Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

BAPTISTA, Márcio; NASCIMENTO, Nilo; BARRAUD, Sylvie. Aspectos da evolução da urbanização e de problemas de inundações em Belo Horizonte. *In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*, 12. *Anais*. Vitória: ABRH, 1997.

BAPTISTA, Márcio; NASCIMENTO, Nilo; BARRAUD, Sylvie. *Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana*. 2ª. ed. Porto Alegre: ABRH, 2011.

BARCO, J.; WONG, K. M.; STENSTROM, M. K. Automatic Calibration of the U.S. EPA SWMM Model for a Large Urban Catchment. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134, n. 4, 2008. 466-474.

BASTOS, G. A. P. *Análise dos parâmetros do modelo SWMM para avaliação do escoamento em duas bacias periurbanas em Santa Maria - RS*. Dissertação (Mestrado): Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul, 2007.

BELO HORIZONTE. *Lei 7.166 de 27 de agosto de 1996. Estabelece normas e condições para parcelamento, ocupação e uso do solo urbano no Município*. Belo Horizonte: DOM, 1996.

BELO HORIZONTE. *Atlas dos diagramas dos canais revestidos do sistema de macrodrenagem: Bacia do Ribeirão Arrudas*. Belo Horizonte: PBH, 2002. Não publicado.

BELO HORIZONTE. *Carta de Inundações de Belo Horizonte*. Belo Horizonte: PBH, 2009. Disponível em: <http://portalpbh.pbh.gov.br/pbh/ecp/comunidade.do?evento=portlet&pIdPlc=ecpTaxonomiaMenuPortal&app=sudecap&tax=17792&lang=pt_BR&pg=5581&taxp=0&>. Acesso em: 19 ago. 2015.

BELO HORIZONTE. *Lei 9.959 de 20 de julho de 2010. Altera as leis n° 7.165/96 e n° 7.166/96*. Belo Horizonte: DOM, 2010.

BELO HORIZONTE. *Plano Municipal de Saneamento de Belo Horizonte - 2012/2015: Atualização 2014*. Belo Horizonte: PBH, 2015. Disponível em: <<http://portalpbh.pbh.gov.br/pbh/contents.do?evento=conteudo&chPlc=199034>>. Acesso em: 10 ago. 2015.

BENDIENT, P. B.; HUBER, W. C.; VIEUX, B. E. *Hydrology and Floodplain Analysis*. 4th. ed. Upper Saddle River, NJ: Prentice-Hall, Inc., 2008.

BENEDICT, M. A.; MCMAHON, E. T. *Green infrastructure: linking landscapes and communities*. Island Press, 2012.

BORSAGLI, A. A Avenida do Contorno: um exemplo das sucessivas modificações no traçado urbano de Belo Horizonte. Blog Curral del Rey, 2010a. Disponível em:

<<http://curraldelrei.blogspot.com.br/2010/09/avenida-do-contorno-um-exemplo-das.html>>.

Acesso em: 03 abr. 2017.

BORSAGLI, A. Qualquer semelhança não é mera coincidência: o destino dos rios urbanos que atravessam a capital. Blog Curral del Rey, 2010b. Disponível em: <<http://curraldelrei.blogspot.com.br/2010/11/qualquer-semelhanca-nao-e-mera.html>>. Acesso em: 03 abr. 2017.

BORSAGLI, A. *O Vale do Córrego do Leitão em Belo Horizonte*: Contribuições da cartografia para a compreensão da sua ocupação. In: Simpósio Brasileiro de Cartografia Histórica, 1. Anais. Paraty: SBCH. 2011.

BORSAGLI, A. Metamorfoses Urbanas: Rua São Paulo X Córrego do Leitão. Blog Curral del Rey, 2013a. Disponível em: <<http://curraldelrei.blogspot.com.br/2013/03/metamorfoses-urbanas-rua-sao-paulo-x.html>>. Acesso em: 03 abr. 2017.

BORSAGLI, A. O Leitão encaixotado e a polêmica da Renaturalização. Blog Curral del Rey, 2013b. Disponível em: <<http://curraldelrei.blogspot.com.br/2013/06/o-leitao-encaixotado-e-polemica-da.html>>. Acesso em: 03 abr. 2017.

BUENO. *Estudos hidrológicos da bacia do córrego do Leitão*. Belo Horizonte: 2014. 34 p. Não publicado.

BUTTS, Michael B.; PAYNE, Jeffrey T.; KRISTENSEN, Michael; MADSEN, Henrik. An evaluation of the impact of model structure on hydrological modelling uncertainty for streamflow simulation. *Journal of Hydrology*, 298, 2004. 242-266.

CABRAL, J. J. S. P. Modelos computacionais para drenagem urbana. In: RIGHETTO, A. M. *Manejo de Águas Pluviais Urbanas*. Rio de Janeiro: ABES, 2009.

CAMARGOS, C. C.; NAGHETTINI, M. C. *Roteiro para análise de consistência de dados pluvio e fluviométricos*. Belo Horizonte: 1983. 34 p. Mimeografado.

CAMPOS, E. F. *Avaliação da distribuição das chuvas nas vazões máximas urbanas usando dados de radar e de pluviógrafo*. Dissertação (Mestrado): Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade de Campinas, 2009.

CAPUTO, U. K. *Avaliação do potencial de utilização de trincheiras de infiltração em espaços com urbanização consolidada/estudo de caso do município de Belo Horizonte-MG*. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.

CASTRO, A. L. C.; CALHEIROS, L. B.; CUNHA, M. I. R.; BRINGEL, M. L. N. C.. *Manual de desastres. Vol. I*. Brasília: Ministério da Integração Nacional, 2003.

CCNC - ACERVO DA COMISSÃO CONSTRUTORA DA NOVA CAPITAL DE MINAS. Acervo da Comissão Construtora da Nova Capital de Minas, 2017. Disponível em: <<http://www.comissaoconstrutora.pbh.gov.br>>. Acesso em: 03 abr 2017.

CGP CONSULTORIA E PROJETOS. *Levantamento Topográfico. Arquivo eletrônico formato dwg*. Belo Horizonte: CGP e Sudacap, 2014.

CHAMPS, J. R. B. Inundações urbanas em Belo Horizonte: Ocorrências, Controle e Medidas de Proteção, Montevideu, Uruguai, v. 4, n. 2, p. 1-6, Set. 2012. Disponível em: <<http://www.unesco.org/uy/phi/aqualac/fileadmin/phi/aqualac/AqualacVol4No2-Art1Champs.pdf>>. Acesso em: 12 nov. 2015.

CHAMPS, J. R. B.; PEREZ, S. T. C. S.; FROÉS, C. M. V. *O planejamento do sistema de drenagem na cidade de Belo Horizonte*. In: Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, 23. Anais. João Pessoa: ABES. 2001.

CHESAPEAKE STORMWATER NETWORK. Rooftop Disconnection Design Specification. *Chesapeake Stormwater*, 2009. Disponível em: <<http://chesapeakestormwater.net/2009/11/rooftop-disconnection-design-specification/>>. Acesso em: 12 fev. 2017.

CHOW, V. T. *Open Channel Hydraulics*. New York: McGraw-Hill, 1959. 680 p.

COLLODEL, M. G. *Aplicação do modelo hidrológico SWMM na avaliação de diferentes níveis de detalhamento da bacia hidrográfica submetida ao processo de transformação chuva-vazão*. Tese (Mestrado). Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

CORESTEIN, G.; BLADÉ, E.; GÓMEZ, M.; DOLZ, J.; OÑATE, E.; PIAZZESE, J. 1D Cross Sections from a 2D Mesh: A feature for a Hydraulic Simulation Tool. In: *Conference on Advances and Applications of GiD*, 2. CIMNE, Barcelona, 2006. Disponível em: <ftp://www.gidhome.com/pub/GiD_Convention/2006/papers/Corestein.pdf>. Acesso em: 16 maio 2016.

COSTA, W. D. *Caracterização das Condições de Uso e Reservação das Águas Subterrâneas do Município de Belo Horizonte - MG*. Tese (Doutorado em Recursos Minerais e Hidrogeologia) - Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

CPRM. *SE.23-Z-C-VI - Carta geológica da folha Belo Horizonte*. Brasília: CPRM - Serviço Geológico do Brasil, 2013. Escala 1:100.000.

CPRM. *Base de dados georreferenciados*. Brasília: CPRM, 2016. Disponível em: <http://geobank.cprm.gov.br/pls/publico/geobank.download.downloadVetoriais?p_webmap=N&p_usuario=1>. Acesso em: 16 dez. 2016.

CUNHA, S. F. *Avaliação da precisão dos métodos do SCS para cálculo de precipitação efetiva e hidrograma de cheias*. Monografia (Engenharia Civil): Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014.

DAM PROJETOS DE ENGENHARIA. *Barragem Santa Lúcia: Diagnóstico da situação atual*. Belo Horizonte: 2004. Não publicado.

DENR N. C. *Stormwater Best Management Practices Manual*. Raleigh, North Carolina: North Carolina Department of Environment and Natural Resources, 2007.

DIETZ, M. E. Low Impact Development Practices: A Review of Current Research and Recommendations for Future Directions. *Water, air, and soil pollution*, v. 186, n. 1-4, p. 351-363, 2007.

DOTTO, Cintia B.S.; MANNINA, Giorgio; KLEIDORFER, Manfred; VEZZARO, Luca; HENRICHS, Malte; MCCARTHY, David T.; FRENI, Gabriele; RAUCH, Wolfgang; DELETIC, Ana. Comparison of different uncertainty techniques in urban stormwater quantity and quality modelling. *Water Research*, v. 46, n. 8, p. 2545-2558, 2012.

DOUINOT, A.; Roux, H.; GARAMBOIS, Pierre-André; LARNIER, K.; LABAT, D.; DARTUS, D. Accounting for rainfall systematic spatial variability in flash flood forecasting. *Journal of Hydrology*, v. 532, p. 359-370, Out. 2016.

DRUMMOND, P. D. P. *Estudo da influência da reservação de águas pluviais em lotes no município de Belo Horizonte, MG: Avaliação hidráulica e hidrológica*. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos): Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.

DRUMOND, P. D. P.; COELHO, M. M. L. P.; MOURA, P. M. Avaliação do funcionamento de um microrreservatório com o volume exigido pela legislação de Belo Horizonte. *Anais. Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*, 20. Bento Gonçalves/RS: ABRH. 2013.

ELLIOTT, A. H.; TROWSDALE, S. A. A review of models for low impact urban stormwater drainage. *Environmental modelling & software*, v. 22, n. 3, p. 394-405, 2007.

EMBRAPA. *Sistema brasileiro de classificação dos solos*. 2. ed. Rio de Janeiro: Embrapa-SPI, 2006.

ENGEL, Bernard; STORM, Dan; WHITE, Mike; ARNOLD, Jeff; ARABI, Mazdak. A hydrologic/water quality model application protocol. *Journal of the American Water Resources Association*, 43, n. 5, 2007.

EQUIPE ECYCLE. Captação de água de chuva: conheça as vantagens e cuidados necessários para o uso da cisterna. *eCycle*. Disponível em: <<http://www.ecycle.com.br/component/content/article/43-drops-agua/3301-o-que-e-cisterna-tecnologia-projeto-sistema-solucao-alternativa- aproveitamento-reaproveitamento-reuso-captacao-coleta-agua-chuva-pluviais-reservatorio-armazenamento-deposito-caixa-de-ag>>. Acesso em: 12 de fevereiro de 2017.

FARIA, N. D. O.; BARBASSA, A. P.; SILVEIRA, A. Monitoramento, Modelagem e Simulação de Cenários para a Bacia do Córrego Barbado - Cuiabá/MT. *RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, 19, n. 1, 2014. 165-176.

FLETCHER, Tim D.; SHUSTER, William; HUNT, William F.; ASHLEY, Richard; BUTLER, David; ARTHUR, Scott; TROWSDALE, Sam; BARRAUD, Sylvie; SEMADENI-DAVIES, Annette; BERTRAND-KRAJEWSKI, Jean-Luc; MIKKELSEN, Peter Steen; RIVARD, Gilles; UHL, Mathias; DAGENAIS, Danielle; VIKLANDER, Maria. SUDS, LID, BMPs, WSUD and more - The evolution and application of terminology surrounding urban drainage. *Urban Water Journal*, v. 12, n. 7, p. 525-542, 2015.

FLETCHER, T. D.; ANDRIEU, H.; HAMEL, P. Understanding, management and modelling of urban hydrology and its consequences for receiving waters: A state of the art. *Advances in Water Resources*, 51, 2013. 261-279.

FORMIGA, Klebber Teodomiro Martins; CARVALHO, Maira de; SILVA, Karla Alcione; SOARES, Alexandre Kepler. Calibração do Storm Water Management Model (SWMM) utilizando algoritmos evolucionários multiobjetivo. *Engenharia Sanitária e Ambiental*, v. 21, n. 4, p. 697-707, 2016.

G1 MG. Chuva causa alagamentos e queda de árvores em Belo Horizonte. Foto. *G1 - Globo Minas Gerais*, 2011. Disponível em: <<http://g1.globo.com/minas-gerais/noticia/2011/12/chuva-causa-alagamentos-e-queda-de-arvores-em-belo-horizonte.html>>. Acesso em: 13 mar. 2017.

GARCIA, J. I. B. *Monitoramento Hidrológico e Modelagem da Drenagem Urbana da Bacia Hidrográfica do Arroio Cancela*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2005.

GARCÍA, J. I. B.; PAIVA, E. M. C. D. Comparação das Respostas do Modelo SWMM para Diferentes Amplitudes de Cheia. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, 11, Out/Dez 2006. 99-108.

GAUME, E.; BAIN, V.; BERNARDARA, P.; NEWINGER, O.; BARBUC, M.; BATEMAN, A.; BLASKOVICOVÁ, L.; BLOSCHL, G.; BORGA, M.; DUMITRESCU, A.; DALIAKOPOULOS, I.; GARCIA, J.; IRIMESCU, A.; KOHNOVA, S.; KOUTROULIS, A.; MARCHI, L.; MATREATA, S.; MEDINA, V.; PRECISO, E.; SEMPERE-TORRES, D.; STANCALIE, G.; SZOLGAY, J.; TSANIS, I.; VELASCO, D.; VIGLIONE, A. A compilation of data on european flash floods. *Journal of Hydrology*, v. 367, p. 70-78, Mar. 2009.

GIRONÁS, J.; ROESNER, L. A.; DAVIS, J. *Storm Water Management Model - Applications Manual*. Cincinnati, OH: U. S. Environmental Protection Agency, 2009.

HARMEL, R. D.; COOPER, R. J.; SLADE, R. M.; HANEY, R. L.; ARNOLD, J. G. Cumulative Uncertainty in Measured Streamflow and Water Quality Data for Small Watersheds. *Transactions of the ASABE*, 49, n. 3, 2006. 689-701.

HARMEL, R. D.; SMITH, P. K. Consideration of measurement uncertainty in the evaluation of goodness-of-fit in hydrologic and water quality modeling. *Journal of Hydrology*, 337, 2007. 326-336.

HAWKINS, R. H. Curve Number Method: Time to Think Anew? *Journal of hydrologic engineering*, v. 19, n. 6, p. 1059-1059, 2014.

HERZOG, C. P.; ROSA, L. Z. Infraestrutura verde: sustentabilidade e resiliência para a paisagem urbana. *Revista LABVERDE*, São Paulo, v. 1, p. 92-115, set. 2010. Disponível em: <<http://www.revistas.usp.br/revistalabverde/article/view/61281/64217>>. Acesso em: 5 abr 2017.

INMET - INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA. Normais climatológicas do Brasil 1961-1990. *Portal do Inmet*, 2010. Disponível em: <<http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=clima/normaisClimatologicas>>. Acesso em: 15 dez. 2016.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. IBGE. *Cidades: Belo Horizonte*, 2015. Disponível em: <Cidades: Belo Horizonte>. Acesso em: 16 maio 2016.

JOSIMOVIC, D.; ALAM, Z. Cost Efficiency of Low Impact Development (LID) Stormwater Management Practices. *Procedia Engineering*, 89, 2014. 734-741.

- KREBS, G.; KOKKONEN, T.; VALTANEN, M.; SETÄLÄ, H.; KOIVUSALO, H. Spatial resolution considerations for urban hydrological modelling. *Journal of Hydrology*, 512, 2014. 482-497.
- LERER, S. M.; ARNBJERG-NIELSEN, K.; MIKKELSEN, P. S. A Mapping of Tools for Informing Water Sensitive Urban Design Planning Decisions - Questions, Aspects and Context Sensitivity. *Water*, 7, 2015. 993-1012.
- MCCUTCHEON, M.; WRIDE, D. Shades of Green: Using SWMM LID Controls to Simulate Green Infrastructure. *Journal of Water Management Modeling*, 2013.
- MIGUEZ, M. G. *Modelo Matemático de Células de Escoamento para Bacias Urbanas*. Tese (Doutorado): COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.
- MONTE-MÓR, R. L. M. Belo Horizonte: a cidade planejada e a metrópole em construção. In: MONTE-MÓR, R. L. M. *Belo Horizonte: espaços e tempos em construção*. Belo Horizonte: Cedeplar/PBH, 1994.
- MORIASI, D. N.; ARNOLD, J. G.; VAN LIEW, M. W.; BINGNER, R. L.; HARMEL, R. D.; VEITH, T. L. Model Evaluation Guidelines for Systematic Quantification of Accuracy in Watershed Simulations. *Transactions of ASABE*, 50, n. 3, 2007. 885-900.
- MOTA, T. U. *Associação entre os métodos SCS-CN e Gradex para cálculo de vazões máximas*. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos): Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2016.
- NASCIMENTO, Nilo; VINÇON-LEITE, B.; DE GOUELLO, B.; GUTIERREZ, L.; GRANCERI, M.; SILVA, T.; COSTA, H. Green and blue infrastructure at metropolitan scale: a water sustainability approach in the Metropolitan Region of Belo Horizonte, Brazil. *Stratégie/Strategy-Démarche intégrée & Développement durable/Integrated approach & sustainable development*, 2016.
- NASCIMENTO, N. O. *Projeto Edital Universal CNPq - Gestão de água e gestão do território em escala metropolitana, possibilidades de integração*. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. 2014. Não publicado.
- NASCIMENTO, N. O.; BARBOSA, R. A. L.; DINIZ, M. G. M.; COSTA, O. V. *Estudo Hidrológico e Hidráulico do Sistema de Macrodrenagem da Bacia Hidrográfica do Córrego Leitão*. Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. 1999.

- NASCIMENTO, N. O.; BAPTISTA, M. B. *Estudo de caso de uma bacia de retenção em meio urbano: O caso do reservatório Santa Lúcia*. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 12. Anais. Vitória: ABRH. 1997. p. 1-9.
- NATIONAL RESOURCES CONSERVATION SERVICE (NRCS). *National Engineering Handbook, Part 630 Hydrology, Chapter 10 - Estimation of Direct Runoff from Storm Rainfall*. Washington, DC: United Department of Agriculture, 2004.
- NIVELCO. *Product Catalog: EasyTREK - Ultrasonic level transmitter*. Budapest, Hungary: Nivelco, 2017.
- NUNES, Dayana Martins; SILVA, Luciene Pimentel da; AMARAL, Daniele Pereira Batista; FONSECA, Paulo Luiz da. Análise dos Parâmetros Ajustados para o Modelo Hidrológico SWMM para Bacias Hidrográficas Brasileiras. *Anais. Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*, 21. Brasília: ABRH. 2015.
- PALLA, A.; GNECCO, I. Hydrologic modeling of Low Impact Development systems at the urban catchment scale. *Journal of Hydrology*, 528, 2015. 361-368.
- PINHEIRO, M. M. G.; NAGUETTINI, M. C. Análise Regional de Frequência e Distribuição Temporal das Tempestades na Região Metropolitana de Belo Horizonte. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 3, n. 4, p. 73-88, Out/Dez 1998.
- PISEAGRAMA. Nem pegadinha, nem arte: política. Piseagrama, 2015. Disponível em: <<http://piseagrama.org/nem-pegadinha-nem-arte-politica/>>. Acesso em: 03 abr. 2017.
- PRODABEL. *Base de dados georreferenciados*. Belo Horizonte: PBH, 2016.
- RAMANARAYANAN, T. S.; WILLIAMS, J. R.; DUGAS, W. A.; HAUCK, L. M.; MCFARLAND, A. M. S. Using APEX to Identify Alternative Practices for Animal Waste Management. *ASAE Meeting Presentation*, 1997. 97-2209.
- RAMOS, M. H. D. *Drenagem urbana: aspectos urbanísticos, legais e metodológicos em Belo Horizonte*. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos): Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1998.
- REIS, P. E. *O escoamento superficial como condicionante de inundação em Belo Horizonte, MG: estudo de caso da sub-bacia do córrego do Leitão, bacia do ribeirão Arrudas*. Dissertação (Mestrado em Geologia): Instituto de Geociências, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2011.

- ROCHA, N. *Planejamento urbano da bacia do Córrego Samambaia (Goiânia – GO) utilizando o SWMM – Storm Water Management Model*. Dissertação (Mestrado): Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2013.
- ROCHA, S. Telhado Verde no Banco do Brasil - Belo Horizonte. *Instituto Cidade Jardim*, 2011. Disponível em: <<https://institutocidadejardim.wordpress.com/2011/06/22/telhado-verde-no-banco-do-brasil-belo-horizonte/>>. Acesso em: 19 fev. 2017.
- RODRÍGUEZ, M. I.; CUEVAS, M. M.; MARTÍNEZ, G.; MORENO, B. Planning criteria for water sensitive urban design. *WIT Transactions on Ecology and the Environment*, v. 191, p. 1579-1591, 2014.
- ROMNÉE, A. Comparison between literature guidelines and developed projects regarding the land use criteria for the selection of the best management practices for stormwater. *WIT Transactions on Ecology and the Environment*, v. 196, p. 195-208, 2015.
- ROMNÉE, A.; EVRARD, A.; TRACHTE, S. Methodology for a stormwater sensitive urban watershed design. *Journal of Hydrology*, v. 530, p. 87-102, 2015.
- ROSSMAN, L. A. *Storm Water Management Model User's Manual Version 5.1*. King Drive Cincinnati, OH, USA: U. S. Environmental Protection Agency, 2015.
- ROSSMAN, L. A.; HUBER, W. C. *Stormwater Management Model - Reference Manual*. King Drive Cincinnati: U. S. Environmental Protection Agency, 2016.
- SAMPLE, D. J.; DOUMAR, L. Best Management Practice, Fact Sheet 5. *Vegetated Roofs*, 2013a.
- SAMPLE, D. J.; DOUMAR, L. Best Management Practice, Fact Sheet 6. *Rainwater Harvesting*, 2013b.
- SAMPLE, D. J.; DOUMAR, L. Best Management Practice, Fact Sheet 7. *Permeable Pavement*, 2013c.
- SAMPLE, D. J.; BARLOW, S. Best Management Practice, Fact Sheet 8. *Infiltration Practices*, 2013.
- SAMPLE, D. J.; LIU, J. Best Management Practice, Fact Sheet 9. *Bioretention*, 2013.
- SANTHI, C.; ARNOLD, J. G.; WILLIAMS, J. R.; DUGAS, W. A.; SRINIVASAN, R.; HAUCK, L. M. Validation of the SWAT model on a large river basin with point and nonpoint sources. *Journal of the American Water Resources Association*, 37, n. 5, Outubro 2001. 1169-1188.

SANTOS, E. A. O sucesso das intervenções na Barragem Santa Lúcia. O Novo Parque vem aí. Blog Parque da Barragem, 2016. Disponível em: <<http://parquedabarragem.blogspot.com.br/2016/03/o-sucesso-das-intervencoes-na-barragem.html>>. Acesso em: 03 abr. 2017.

SARTORI, A.; LOMBARDI NETO, F.; GENOVEZ, A. M. Classificação hidrológica de solos brasileiros para a estimativa da chuva excedente com o método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos Parte 1: Classificação. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 10, n. 4, p. 05-18, 2005.

SCHUELER, T. R. *Controlling urban runoff: A practical manual for planning and designing urban BMPs*. Water Resources Publications, 1987.

SELBIG, W. R.; BALSTER, N. Evaluation of Turf-Grass and Prairie-Vegetated Rain Gardens in a Clay and Sand Soil, Madison, Wisconsin, Water Years 2004-08. *U. S. Geological Survey Scientific Investigations Report 2010-5077*, 2010. 72.

SHINMA, T. A. *Calibração multiobjetivo do SWMM aplicada à transformação chuva-vazão*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica e Saneamento) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2011.

SILVA, F. B. D. Pavimentos de concreto permeável. *téchne*, 2012a. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/190/artigo288015-1.aspx>>. Acesso em: 12 fev. 2017.

SILVA, R. M. O radar meteorológico como ferramenta para prevenção de eventos críticos no período chuvoso. *Apresentação. III Seminário Transporte de Derivados de Petróleo e Outros Produtos Perigosos.*, 2012b. Disponível em: <http://www.meioambiente.mg.gov.br/images/stories/seminarios/seminario_petrobras/painel5/o-radar-meteorologico-ricardo-marcelo-da-silva-igam.pdf>. Acesso em: 16 maio 2016.

SILVA, T. F. D. G. *Suivi et modélisation de la dynamique des cyanobactéries dans les lacs urbains au sein de leur bassin versant*. Tese (Doutorado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos; Sciences et Techniques de l'Environnement) - Universidade Federal de Minas Gerais e Université Paris-Est, Champs-sur-Marne, 2014.

SILVA, Talita Fernanda das Graças; VINÇON-LEITE, Brigitte; GIANI, Alessandra; FIGUEIREDO, Cleber Cunha; PETRUCCI, Guido; LEMAIRE, Bruno; VON SPERLING, Eduardo; TASSIN, Bruno; SEIDL, Martin; KHAC, Viet Tran; VIANA, Priscila Siqueira; VIANA, Valquíria Flávia Lima; TOSCANO, Rodrigo Argolo; RODRIGUES, Brenner Henrique Maia; NASCIMENTO, Nilo de Oliveira. Modelagem da Lagoa da Pampulha: uma

ferramenta para avaliar o impacto da bacia hidrográfica na dinâmica do fitoplâncton. *Engenharia Sanitária e Ambiental*, v. 21, n. 1, p. 95-108, jan/mar 2016.

SOUZA, F. P. D. *Monitoramento e modelagem Hidrológica da Sub-bacia do Lago Paranoá - Brasília/DF - e Avaliação de Bacia de Detenção*. Dissertação (Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 2014.

SUDECAP. *Base de dados hidrológicos e georreferenciados*. Belo Horizonte: PBH, 2016. Arquivo eletrônico.

SUDS WALES. Infiltration Trenches. *SuDS Wales*, 2017a. Disponível em: <<https://www.sudswales.com/types/source-control/infiltration-trenches/>>. Acesso em: 12 fev. 2017.

SUDS WALES. Permeable Pavements. *SuDS Wales*, 2017b. Disponível em: <<http://www.sudswales.com/types/source-control/permeable-pavements>>. Acesso em: 12 fev. 2017.

TOPPING, J. *Errors of Observation and Their Treatment*. 4th. ed. London, UK: Chapman and Hall, 1972.

TSIHRINTZIS, V. A.; HAMID, R. Runoff quality prediction from small urban catchments using SWMM. *Hydrological Processes*, 12, 1998. 311-329.

TUCCI, C. E. M. *Modelos Hidrológicos*. 2. ed. Porto Alegre: Editora da Universidade UFRGS, 2005. 678 p.

USACE - U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. *HEC-GeoRAS: GIS tools for support HEC-RAS Using ArcGIS*. User's Manual. Version 4.1.1. Davis, USA: Hydrologic Engineering Center, 2005. 204 p.

USACE - U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. *HEC-RAS River Analysis System: User's Manual*. Version 5.0. Davis, USA: Hydrologic Engineering Center, 2016. 960 p.

USGS. Bioremediation Cells and Low-Impact Development (LID). *Nebraska Water Science Center*, 2014. Disponível em: <<https://ne.water.usgs.gov/projects/bioremediation/cells.html>>. Acesso em: 27 fev. 2017.

VERSINI, Pierre-Antoine; JOUVE, Pascal; BERTHIER, Emmanuel; GOUELLO, Bernard de. Use of green roofs to solve storm water issues at the basin scale - Study in the Hauts-de-Seine County (France). *Urban Water Journal*, 2015. 25.

- VIEUX, B. E.; BEDIENT, P. B. Assessing urban hydrologic prediction accuracy through event reconstruction. *Journal of Hydrology*, v. 299, p. 217-236, 2014.
- WISEU, T.; MARTINS, R. Safety risk of small dams. In: BERGA, L. *Dam Safety*. Rotterdam: Balkema, 1998. p. 283-288.
- VOJINOVIC, Z.; ABBOTT, M. B. *Flood Risk and Social Justice: From Quantitative to Qualitative Flood Risk Assessment and Mitigation*. Londres: IWA Publishing, 2012. 562 p.
- WOODS BALLARD, B.; WILSON, S.; UDALE-CLARKE, H.; ILLMAN, S.; SCOTT, T.; Ashley, R.; Kellagher, R. *The SuDS Manual, C753, CIRIA, London, UK*, 2015. Disponível em: http://www.ciria.org/Memberships/The_SuDS_Manual_C753_Chapters.aspx. Acesso em: 10 ago. 2016.
- XU, Z.; ZHAO, G. Impact of urbanization on rainfall-runoff processes: case study in the Liangshui River Basin in Beijing, China. *Proc. IAHS*, 373, 2016. 7-12.
- ZIMMER, C. A.; HEATHCOTE, I. W.; WHITELEY, H. R.; SCHROETER, H. Low-Impact-Development Practices for Stormwater: Implications for Urban Hydrology. *Canadian Water Resources Journal*, 32, n. 3, 2007. 193-212.

APÊNDICE 1 – MAPAS PRODUZIDOS PARA A BACIA DO CÓRREGO DO LEITÃO

Figura 76: Mapa de Uso e Ocupação do Solo

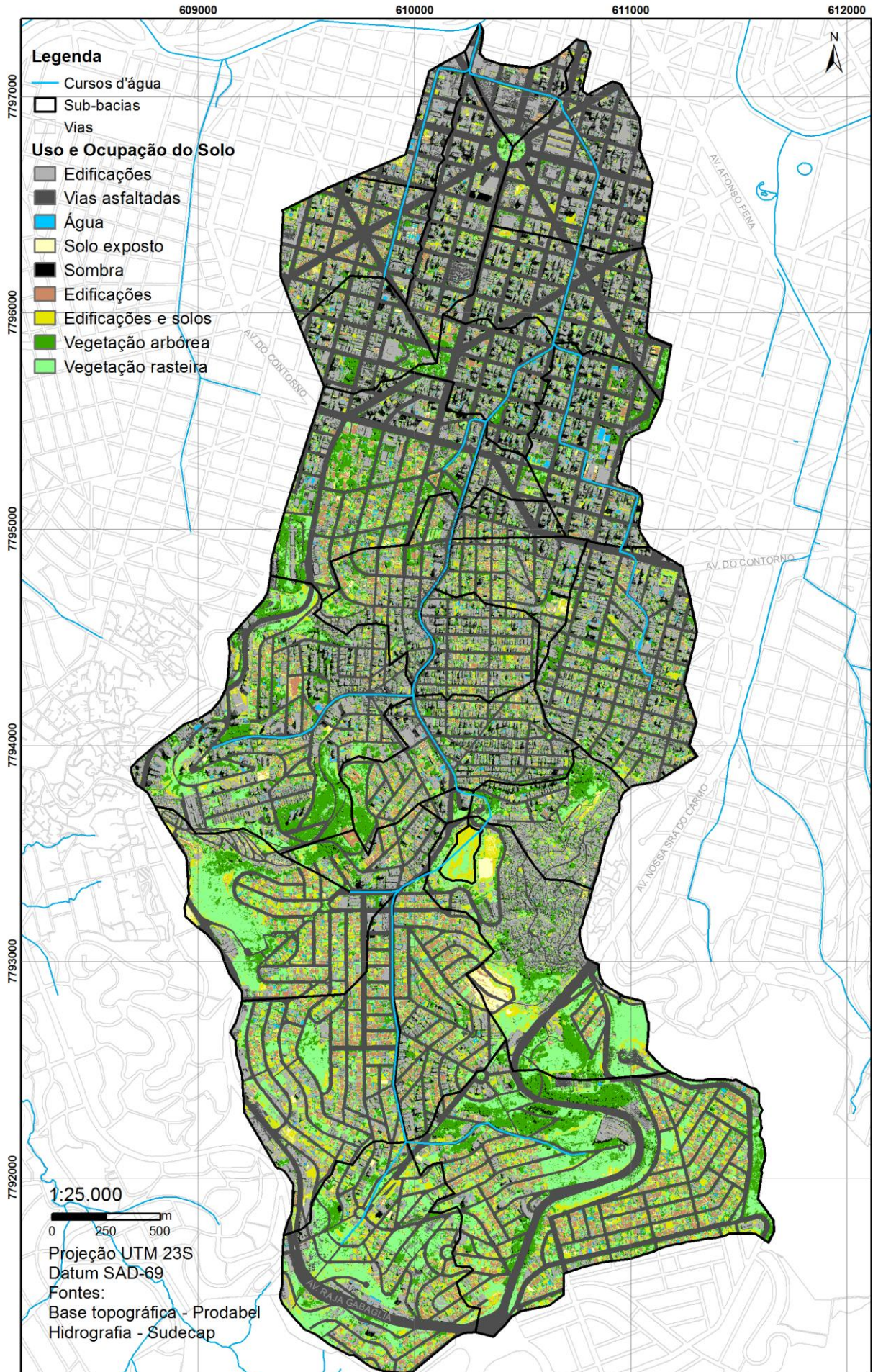


Figura 77: Mapa de Declividade

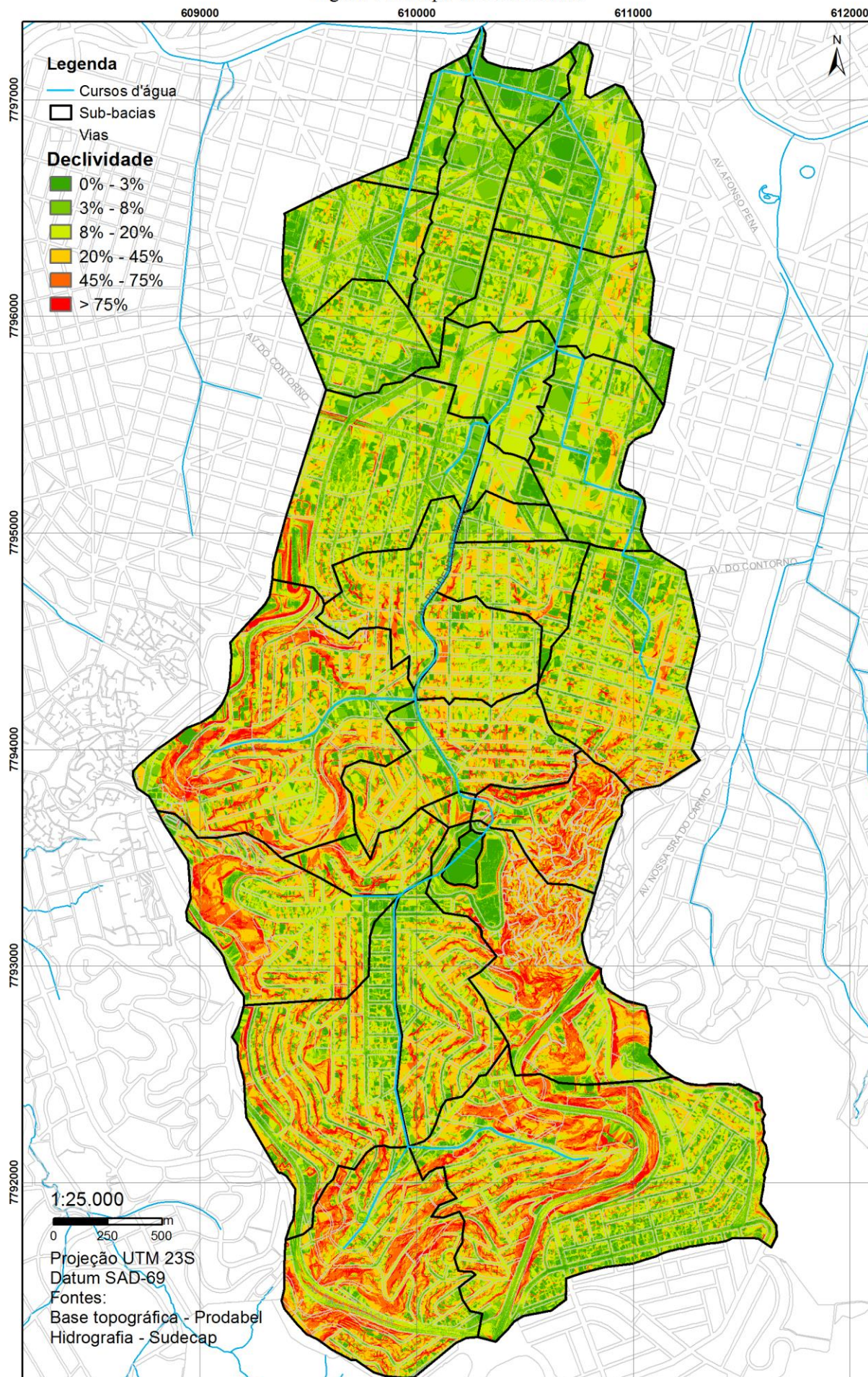


Figura 78: Mapa de áreas verdes e de proteção

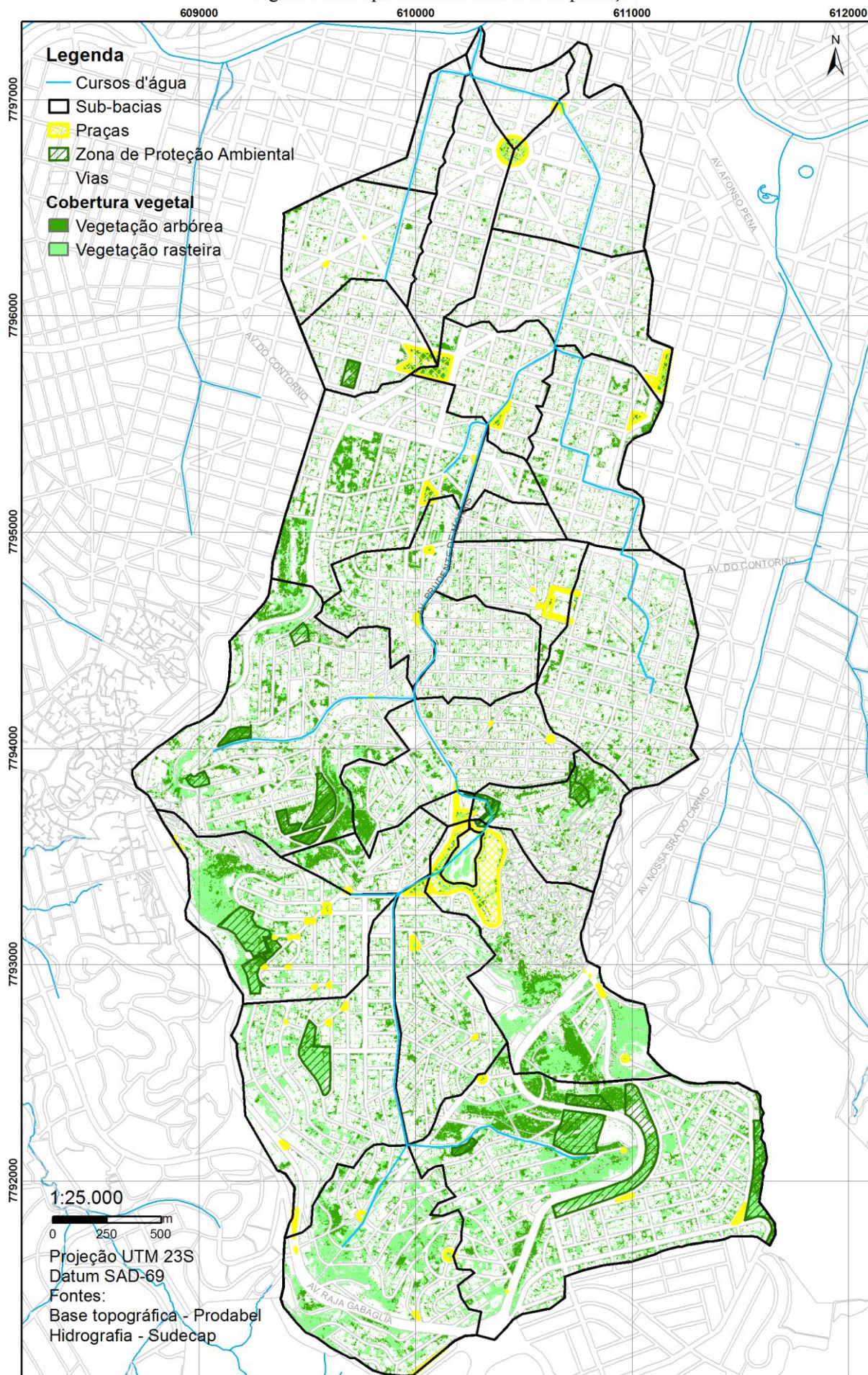
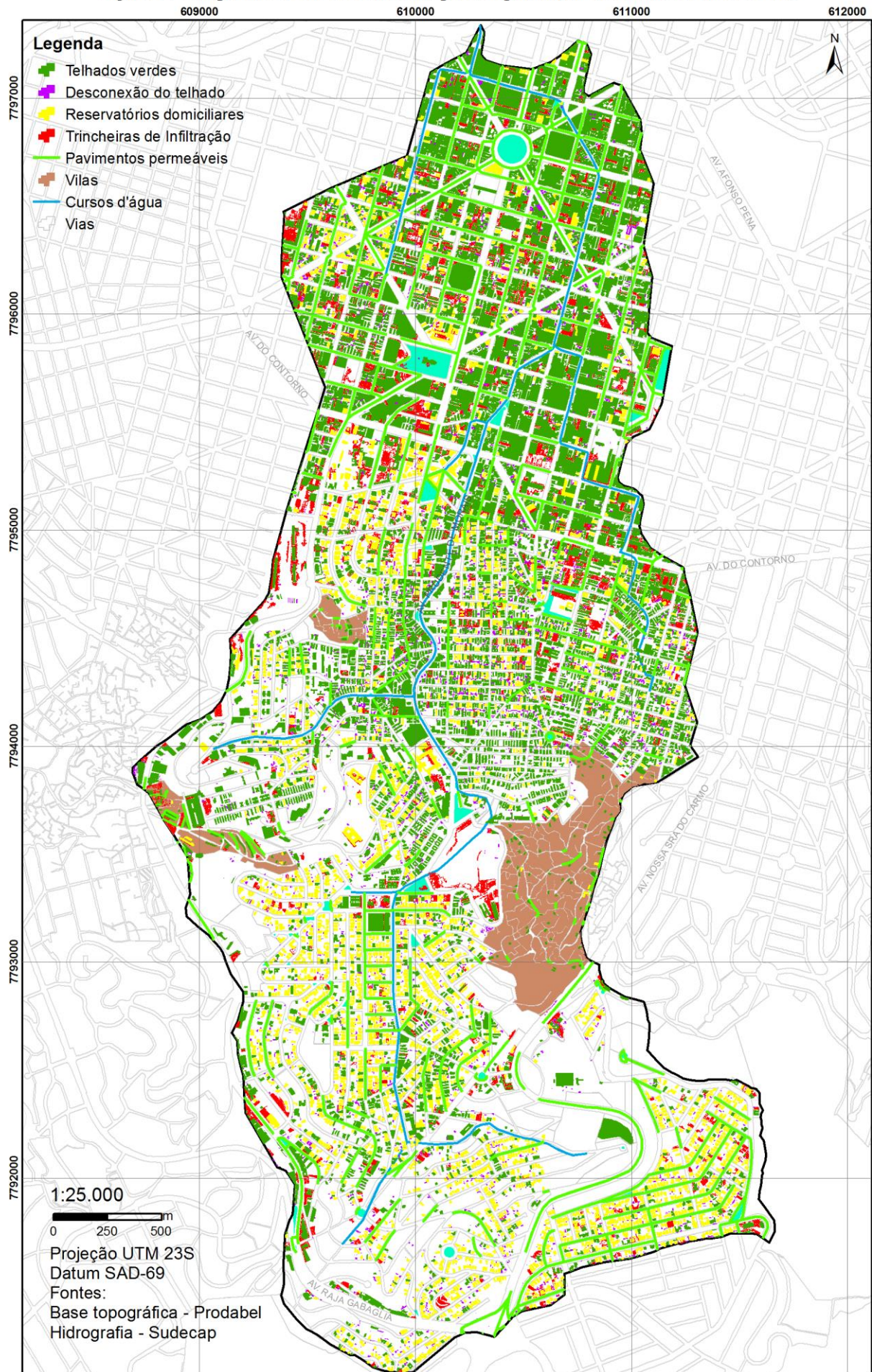
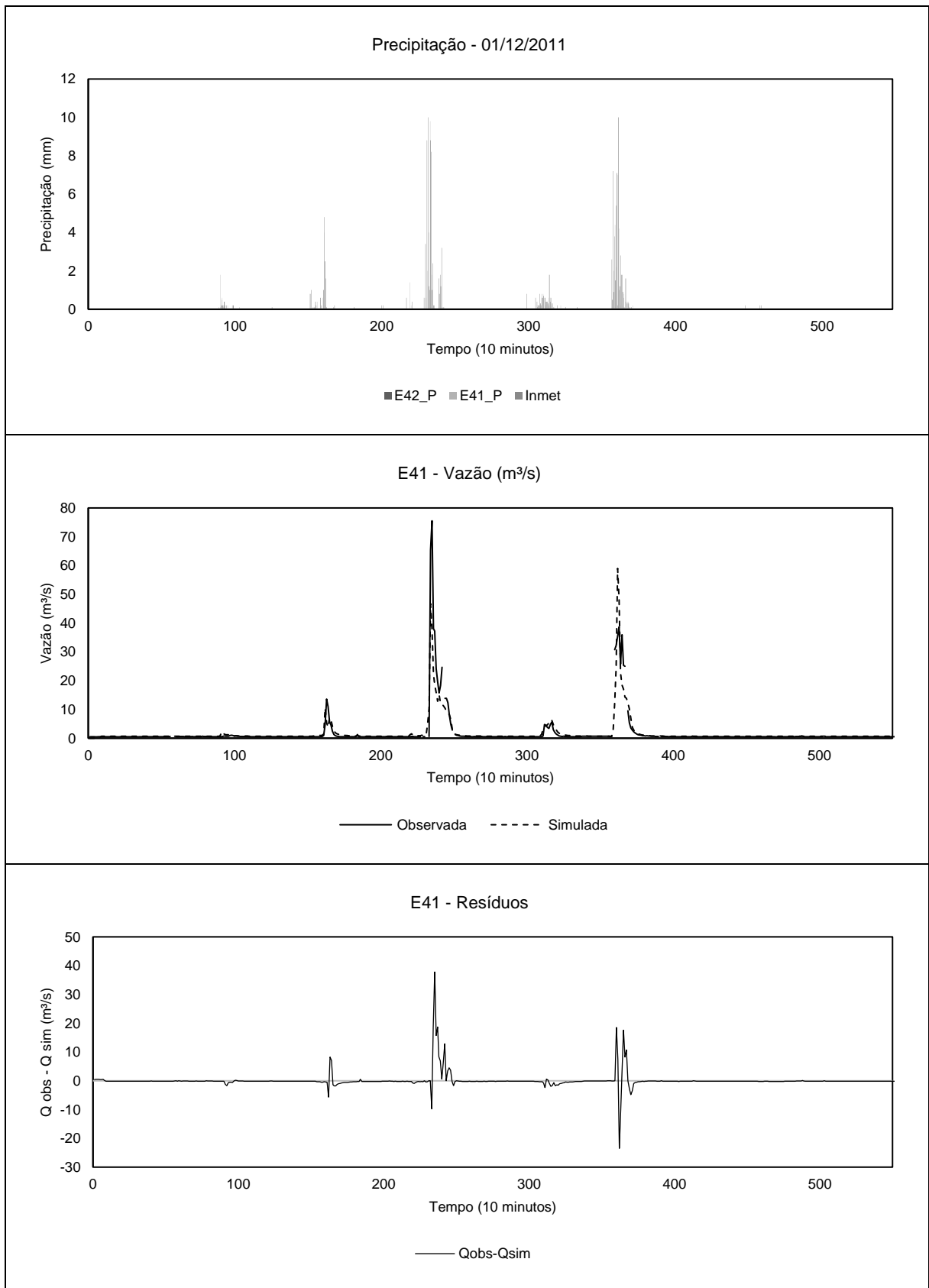


Figura 79: Mapa das Áreas selecionadas para implantação de infraestruturas verdes



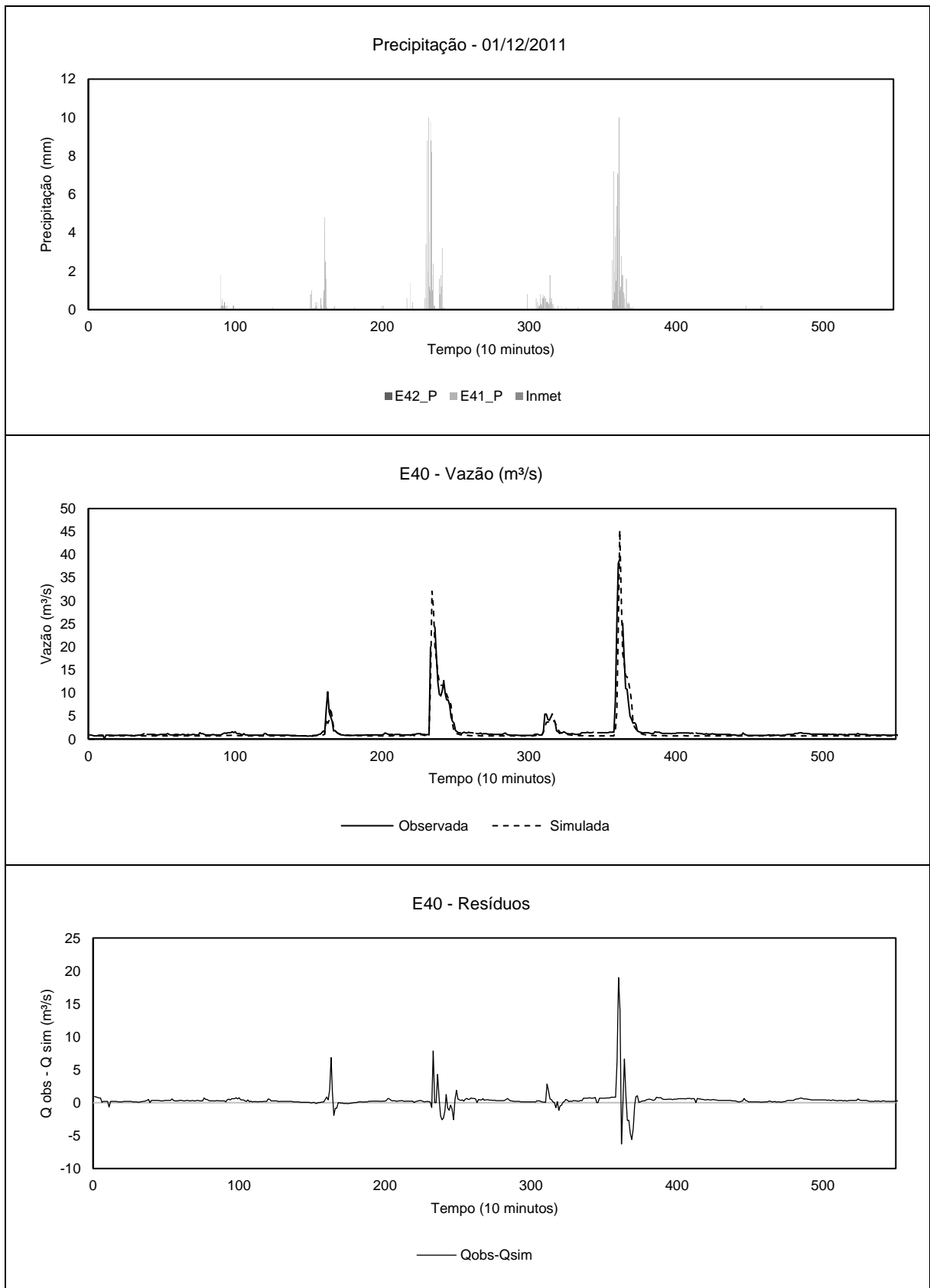
APÊNDICE 2 – HIDROGRAMAS DA CALIBRAÇÃO E DA VALIDAÇÃO

Figura 80: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 01/12/2011 – E41 – Etapa de Calibração



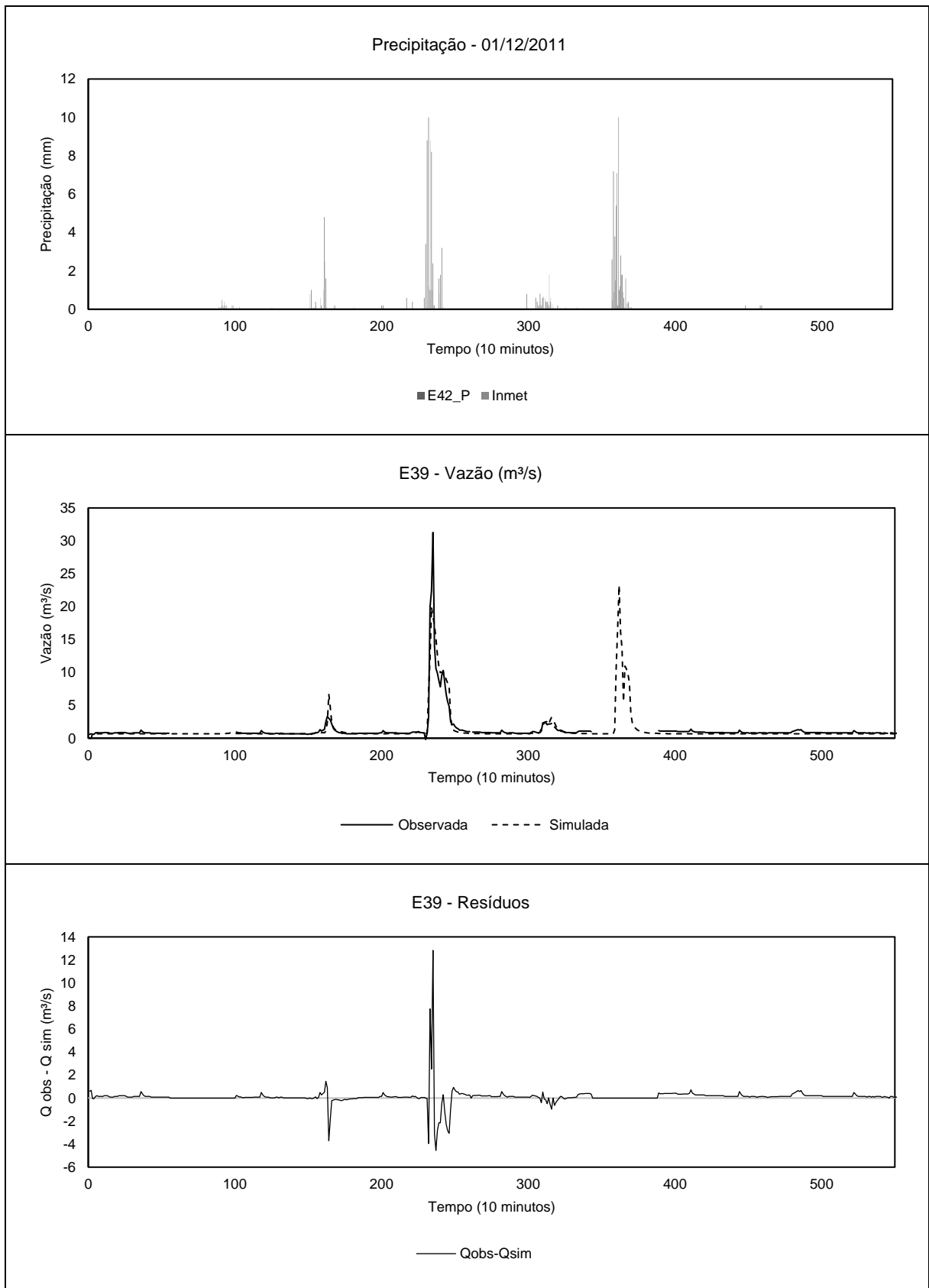
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 81: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 01/12/2011 – E40 – Etapa de Calibração



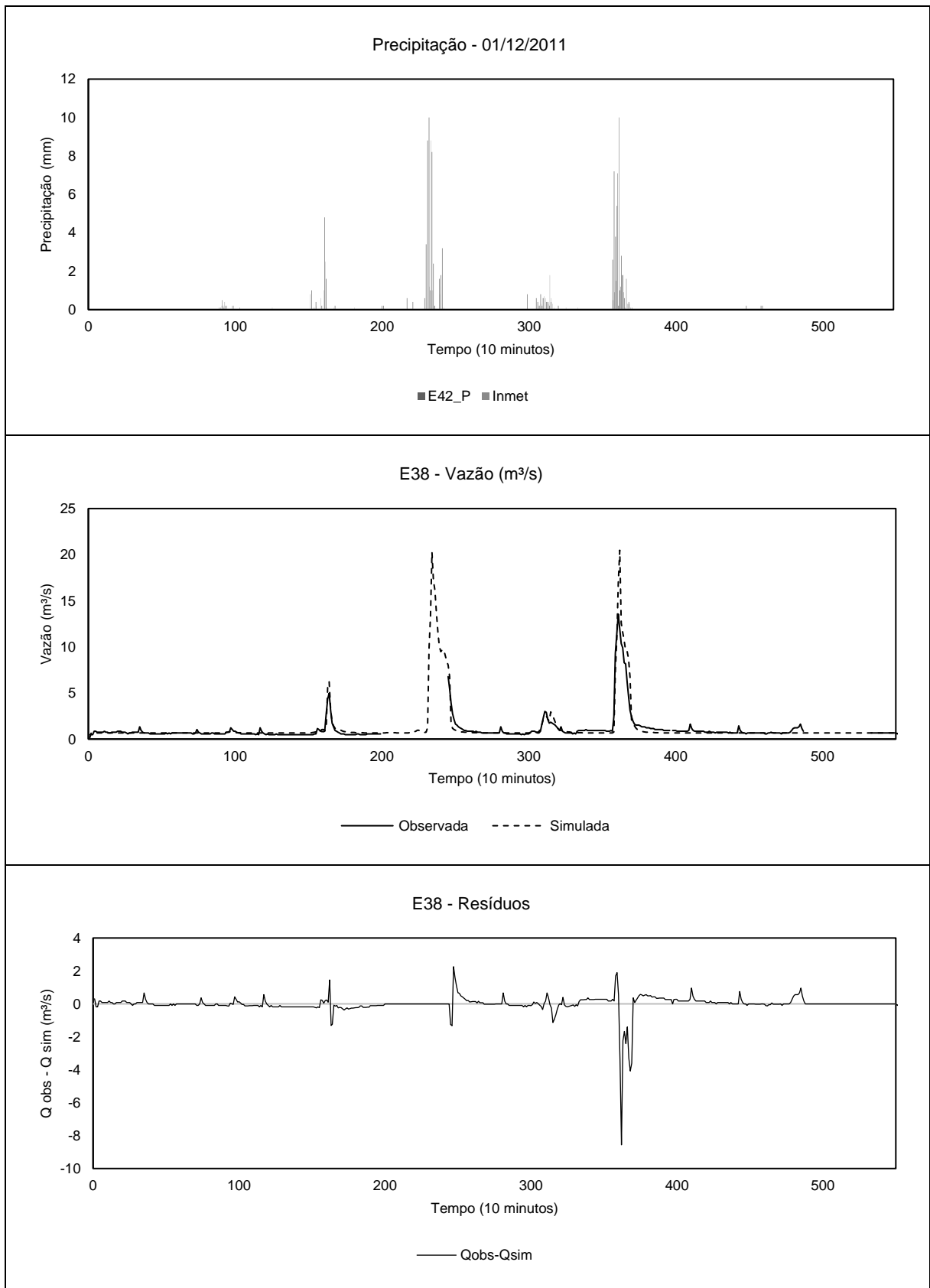
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 82: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 01/12/2011 – E39 – Etapa de Calibração



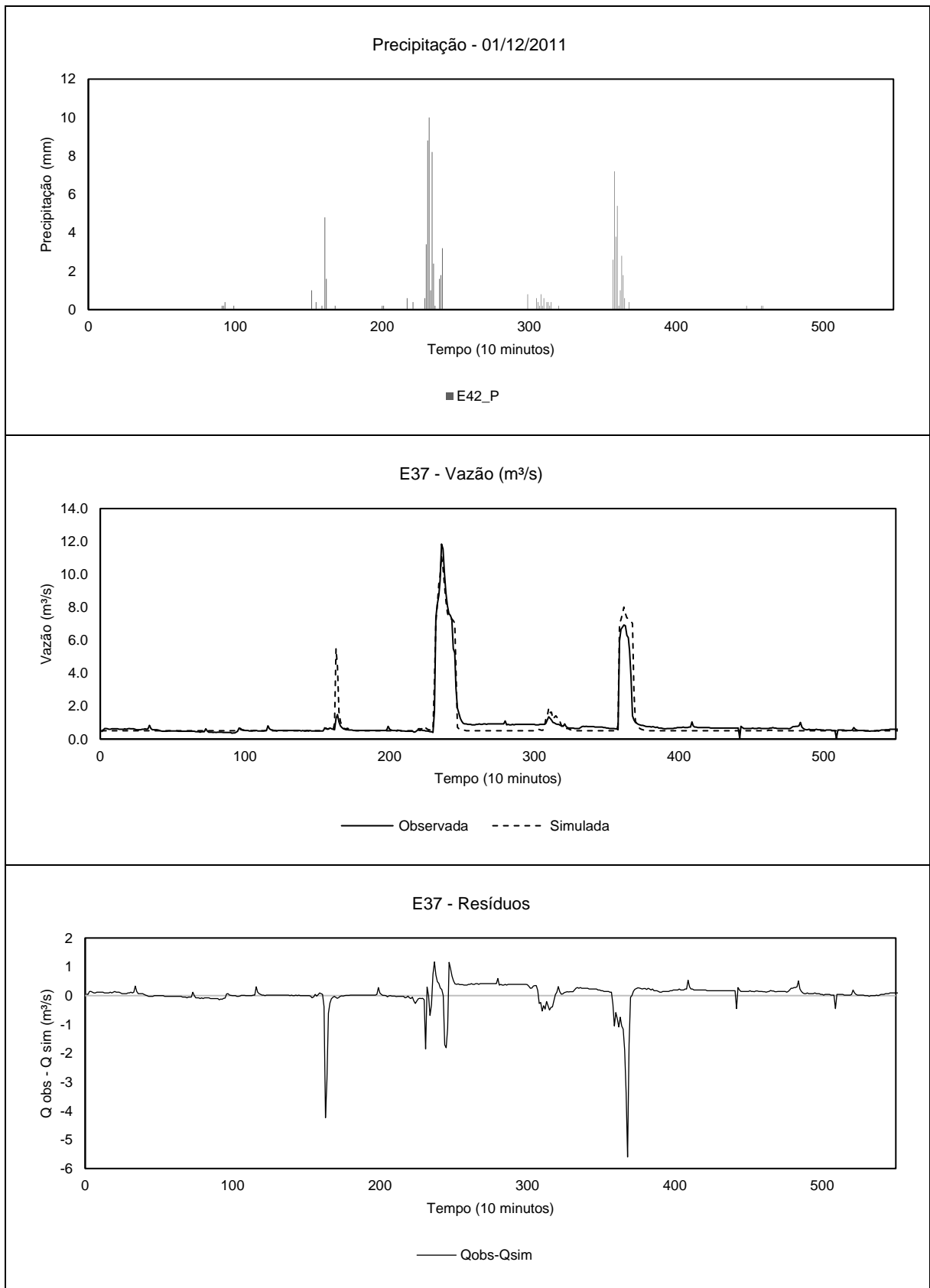
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 83: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 01/12/2011 – E38 – Etapa de Calibração



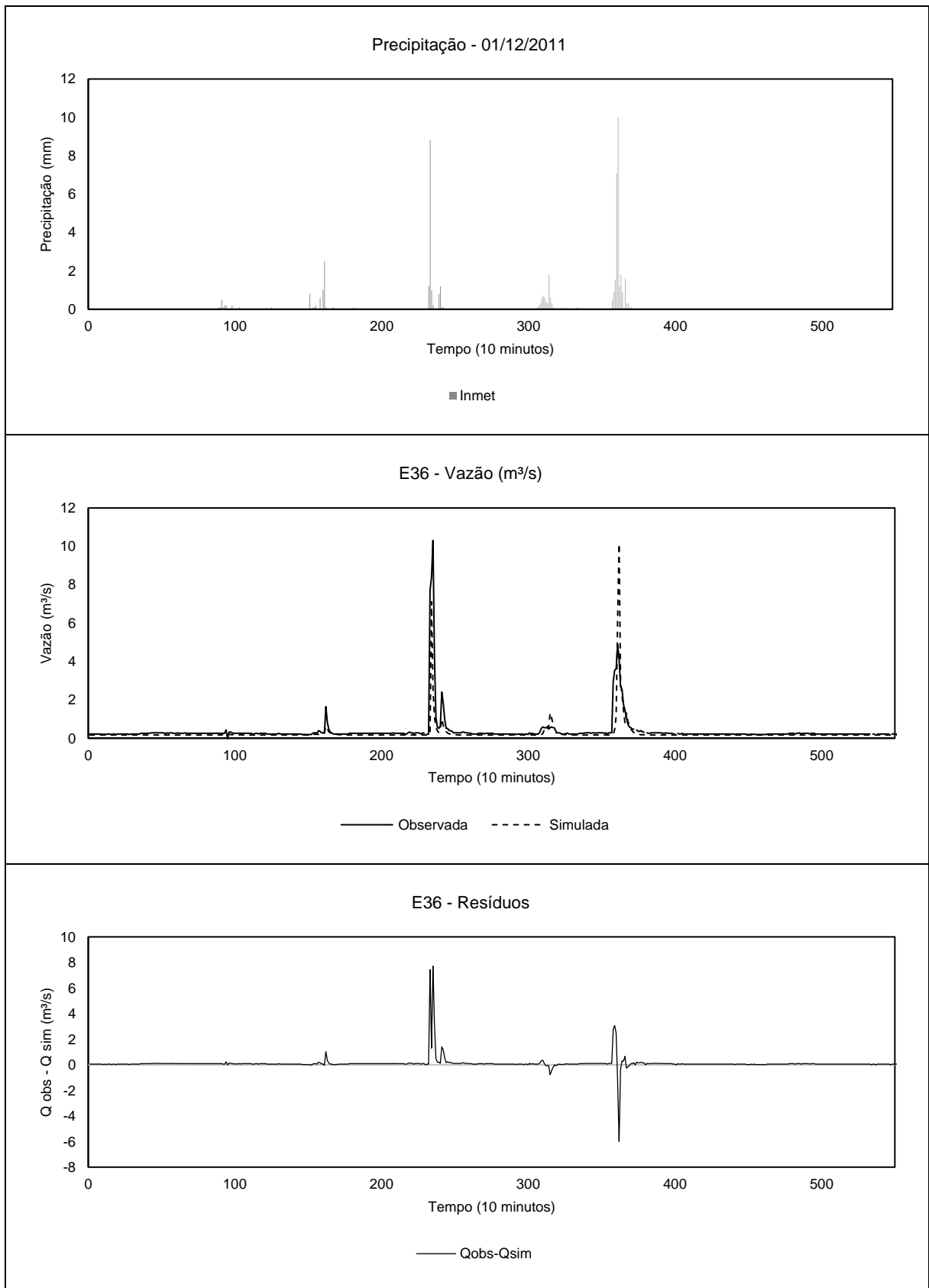
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 84: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 01/12/2011 – E37 – Etapa de Calibração



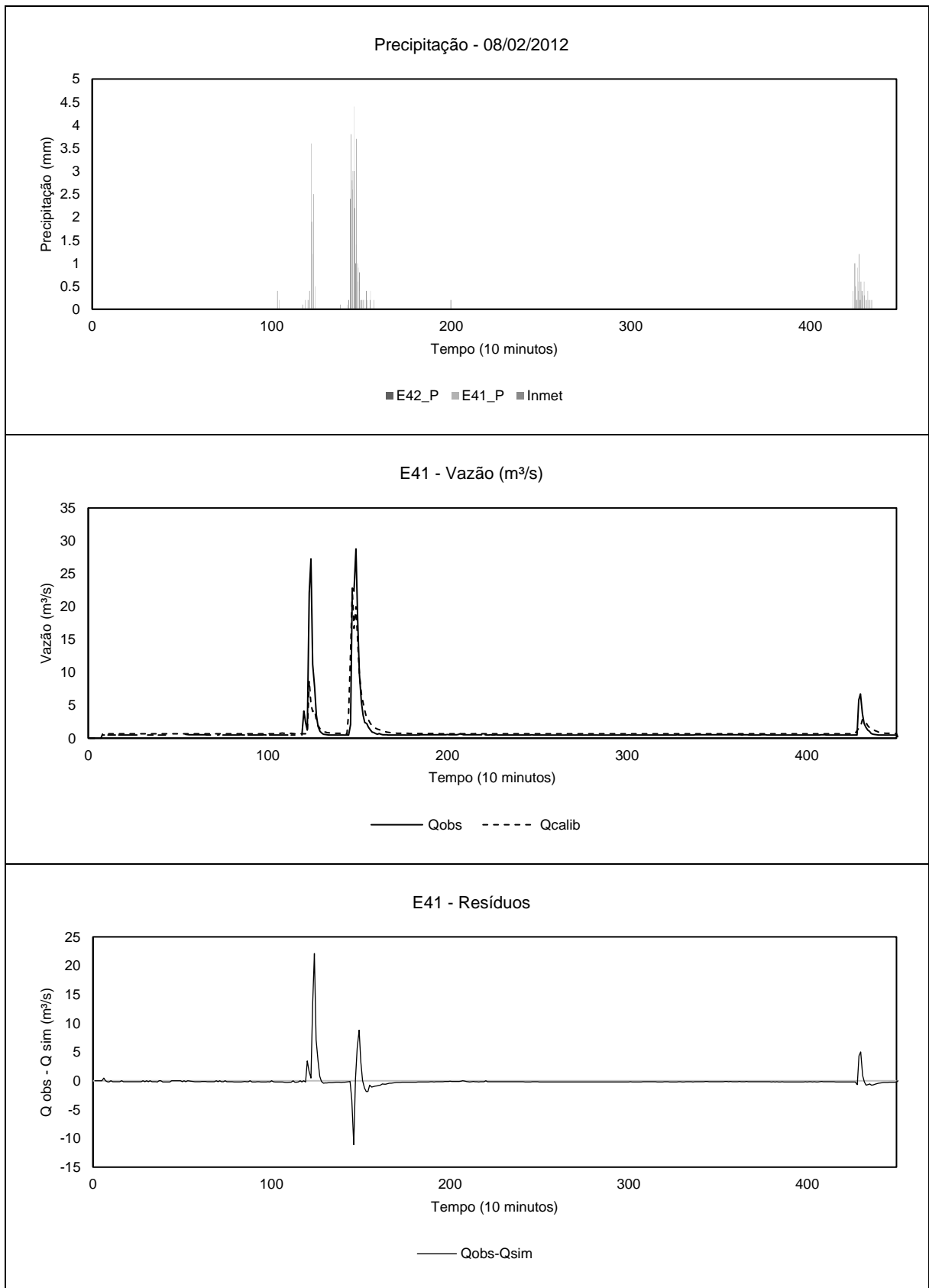
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 85: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 01/12/2011 – E36 – Etapa de Calibração



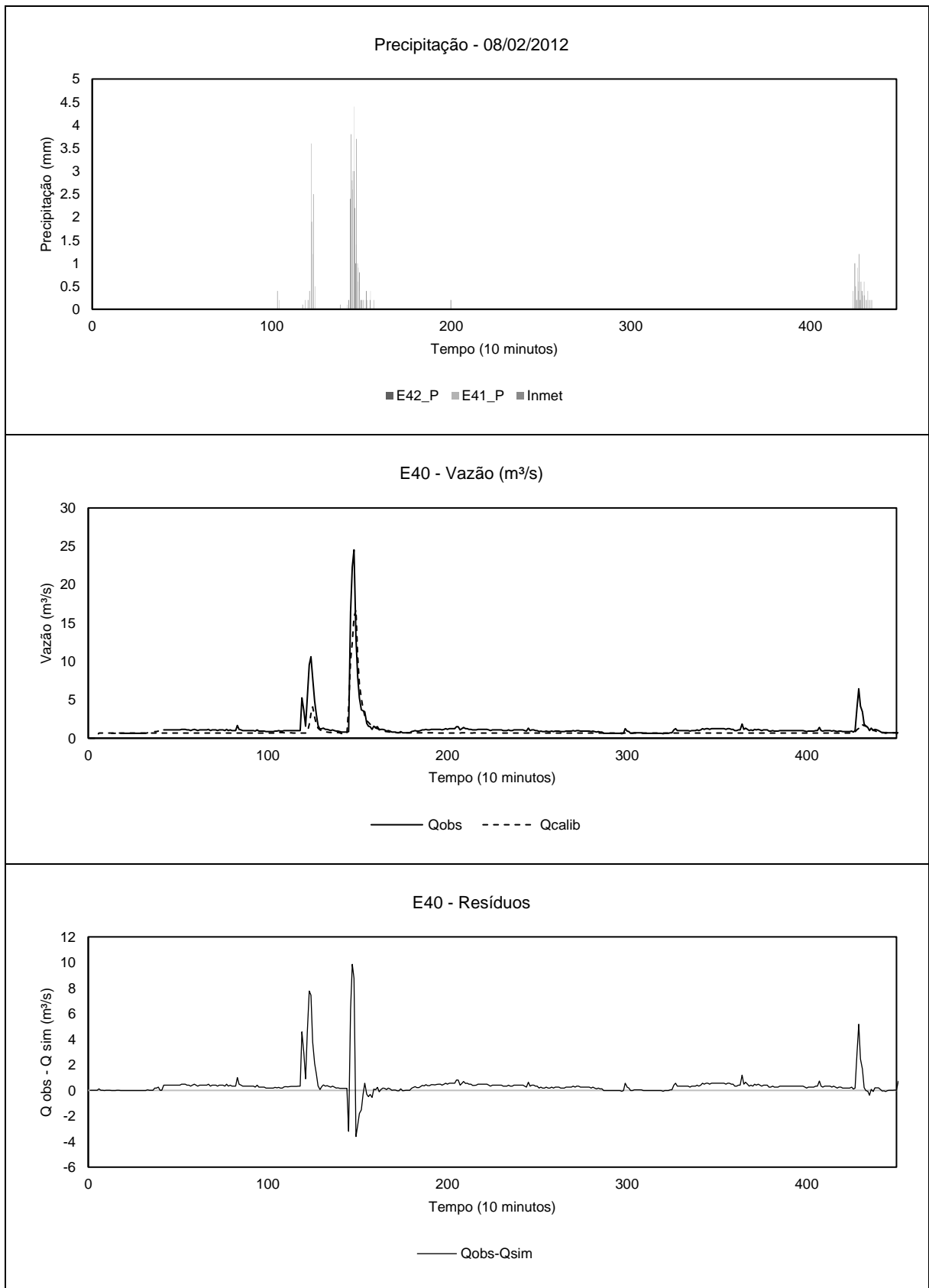
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 86: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 08/02/2012 – E41 – Etapa de Calibração



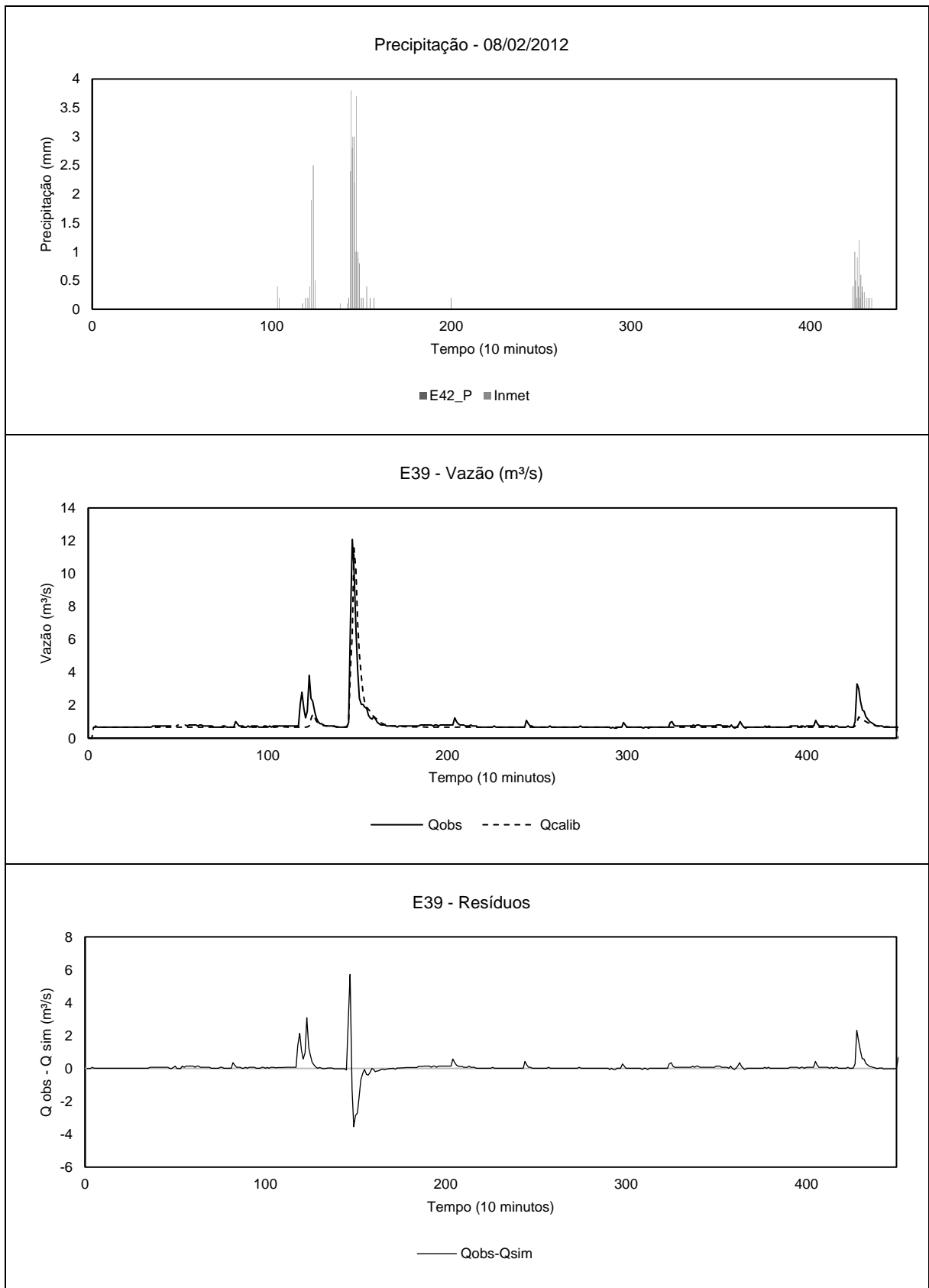
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 87: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 08/02/2012 – E40 – Etapa de Calibração



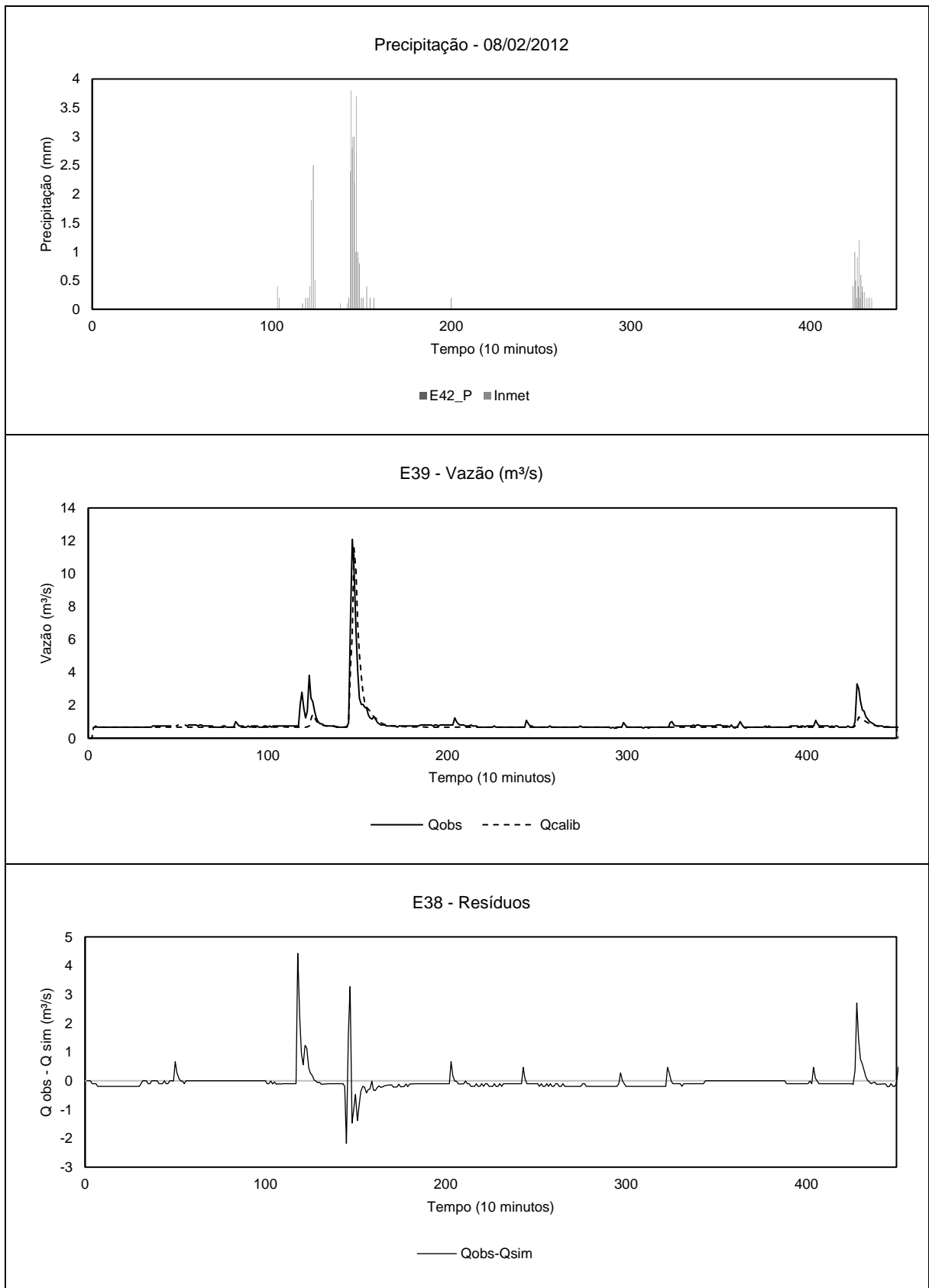
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 88: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 08/02/2012 – E39 – Etapa de Calibração



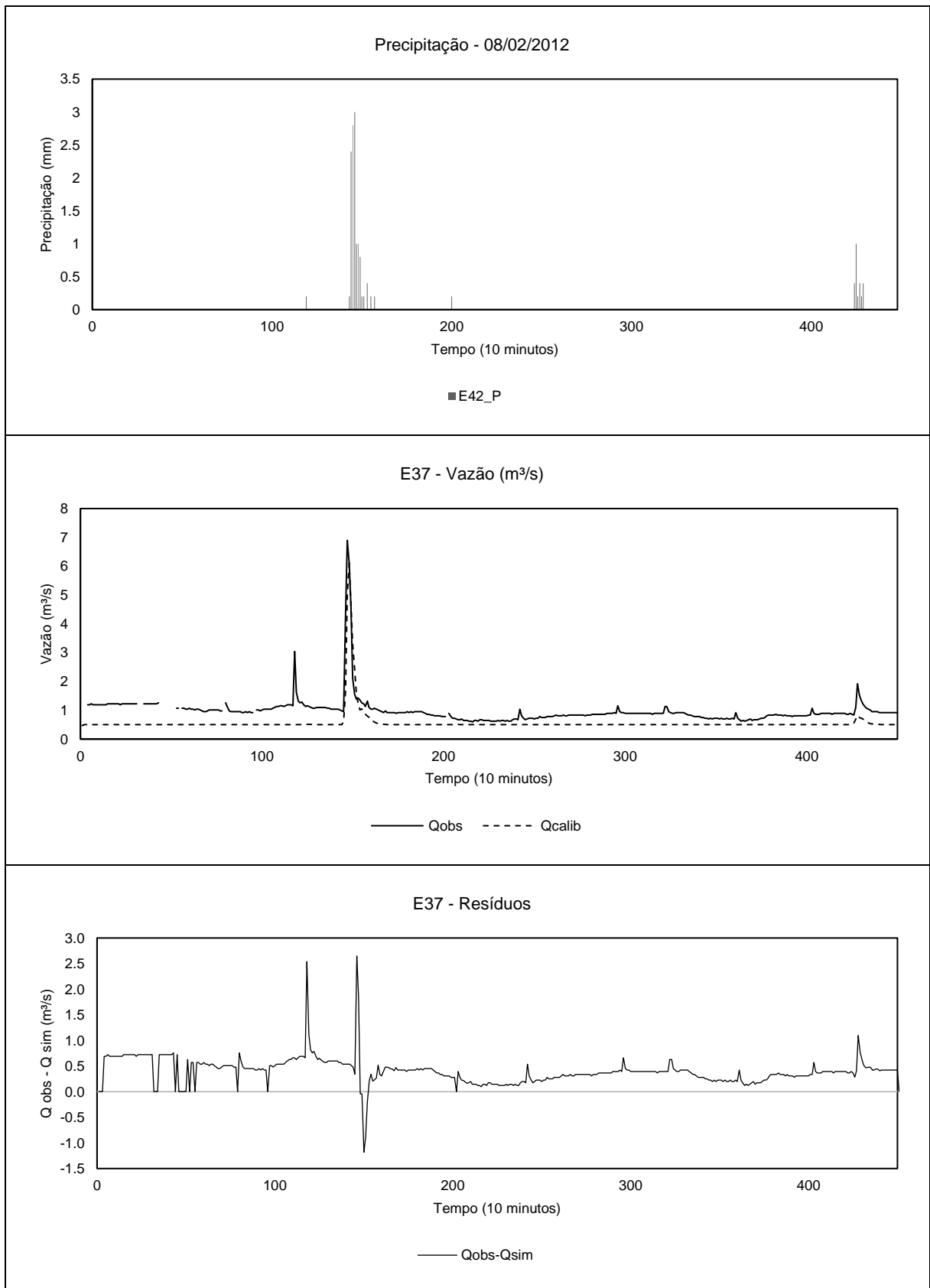
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 89: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 08/02/2012 – E38 – Etapa de Calibração



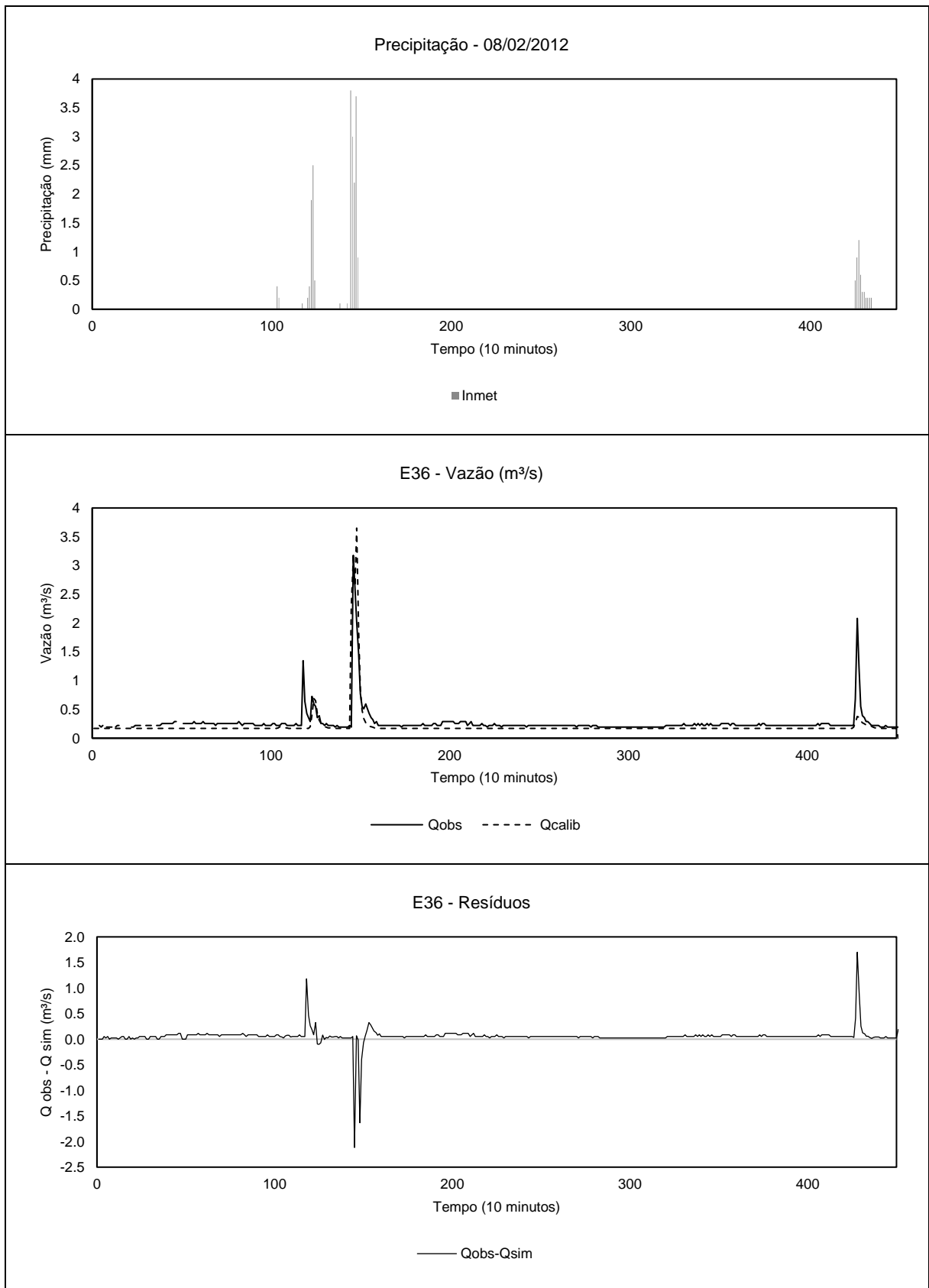
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 90: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 08/02/2012 – E37 – Etapa de Calibração



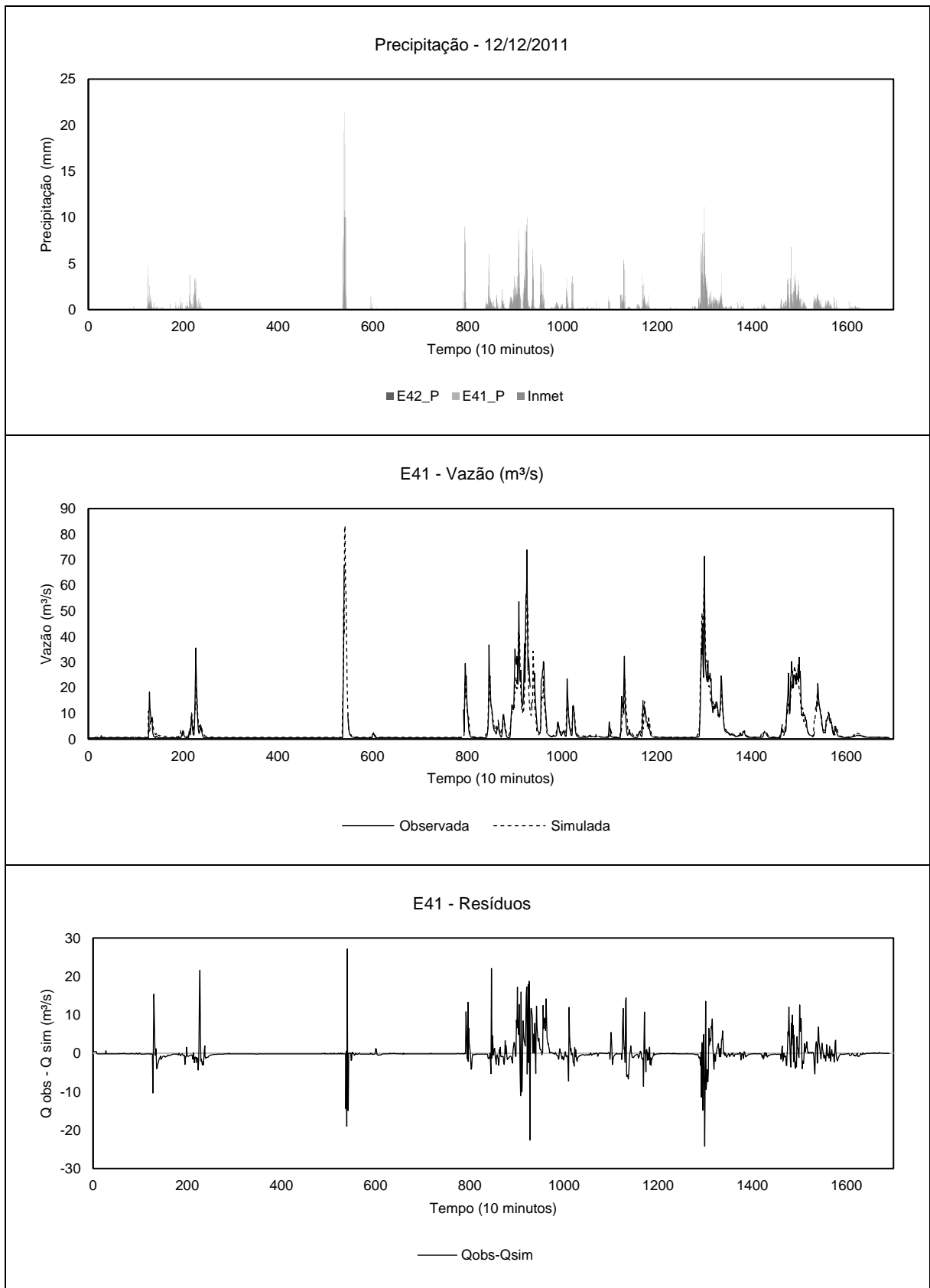
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 91: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 08/02/2012 – E36 – Etapa de Calibração



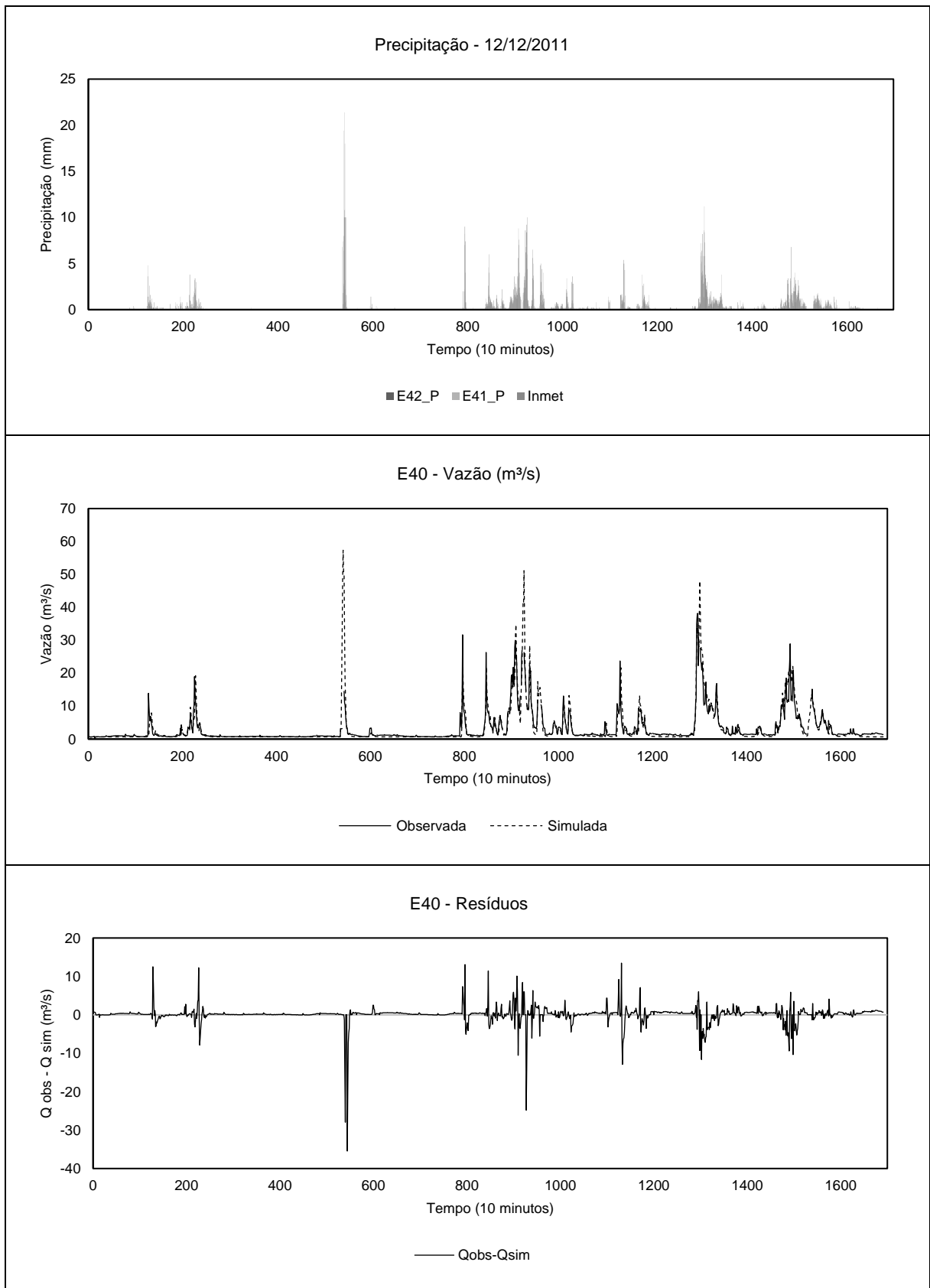
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 92: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 12/12/2011 – E41 – Etapa de Calibração



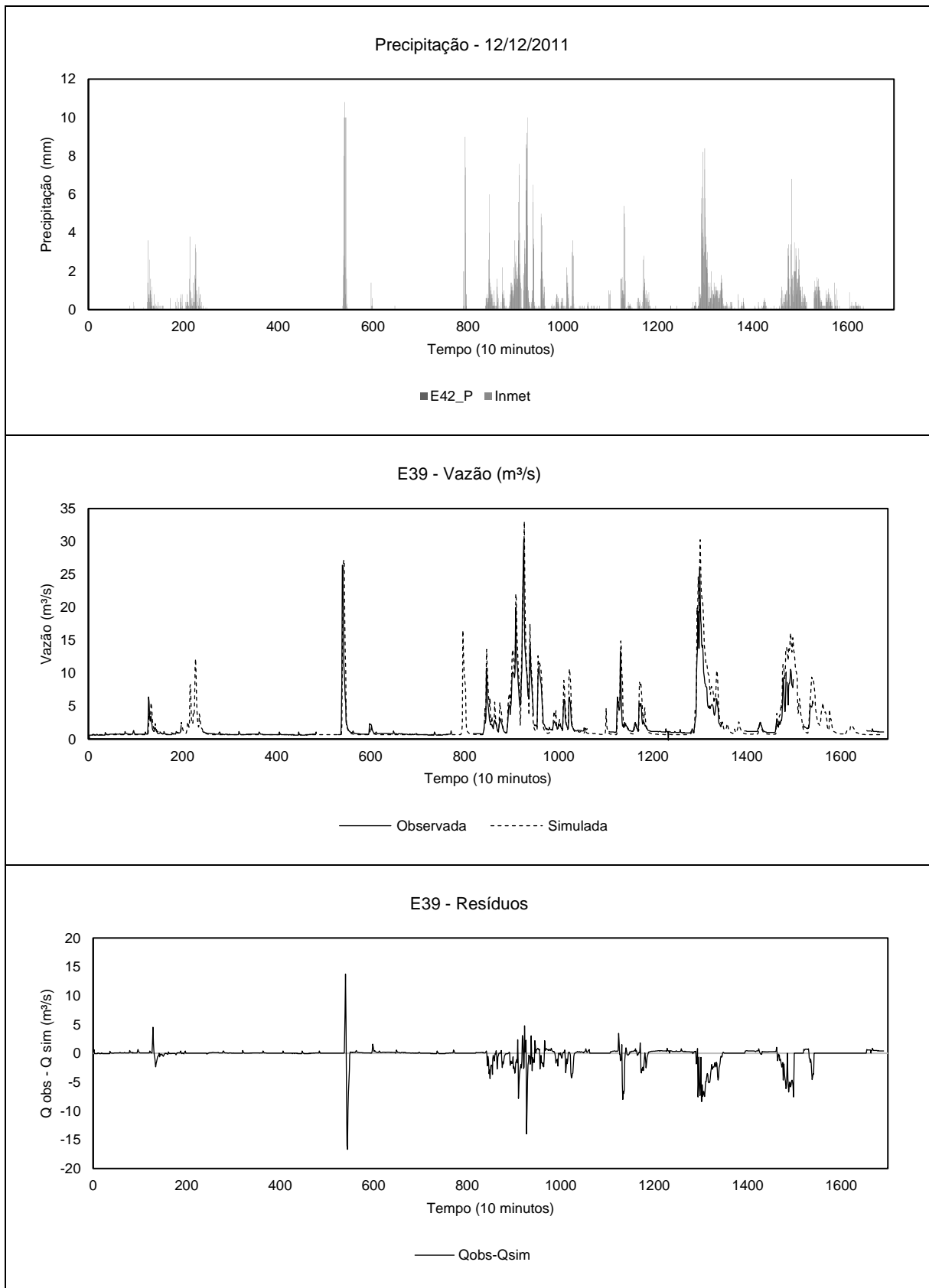
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 93: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 12/12/2011 – E40 – Etapa de Calibração



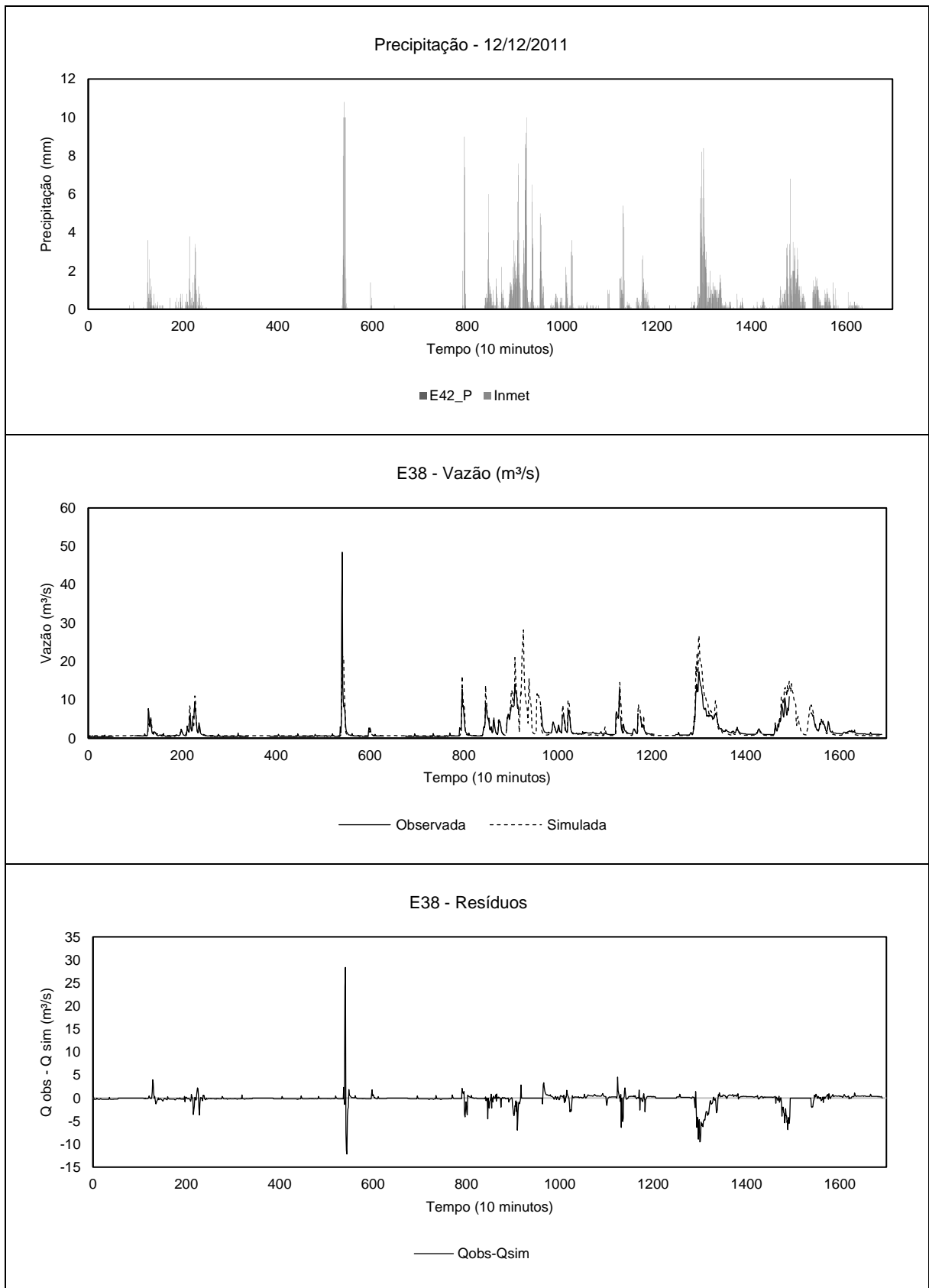
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 94: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 12/12/2011 – E39 – Etapa de Calibração



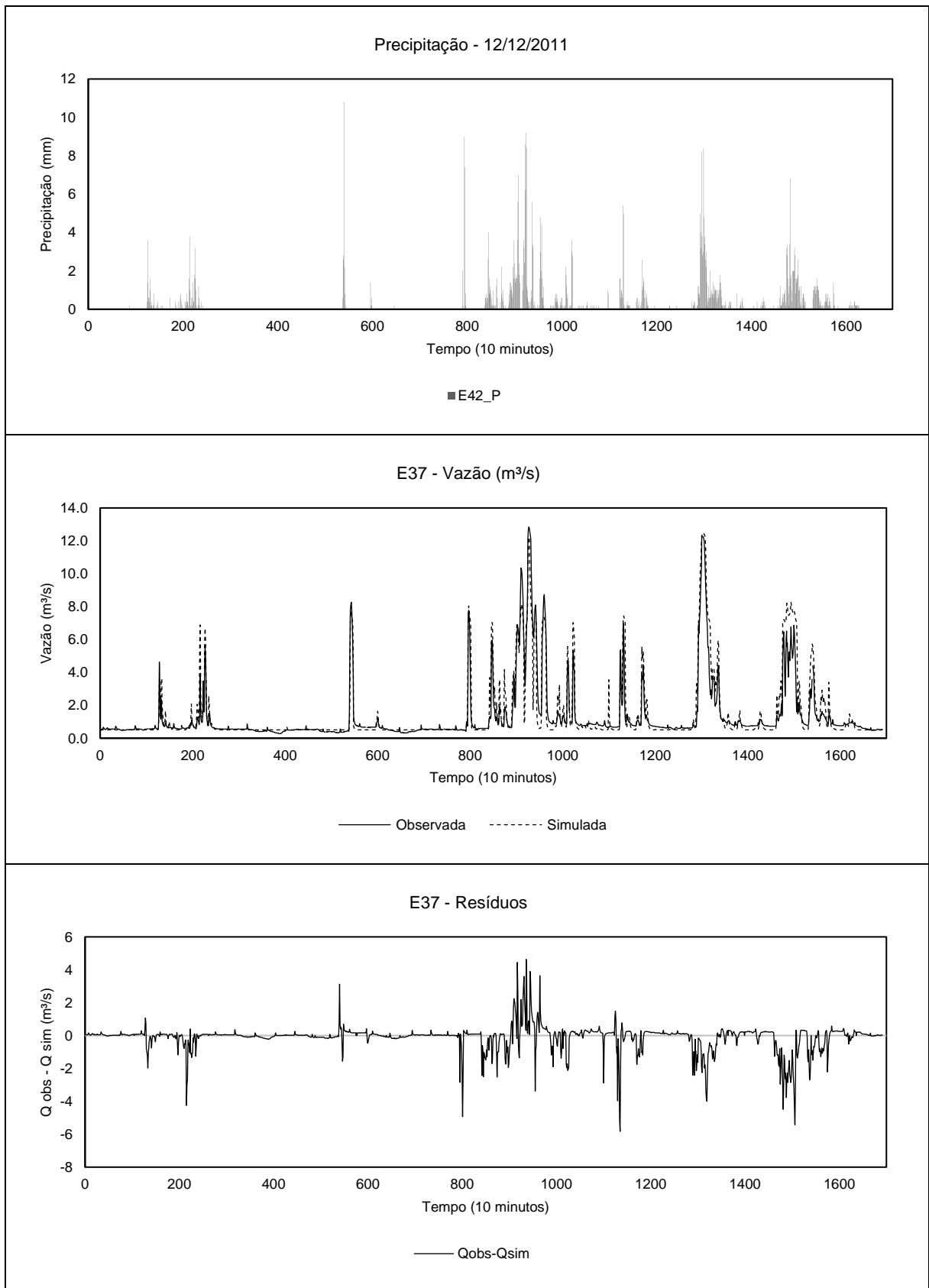
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 95: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 12/12/2011 – E38 – Etapa de Calibração



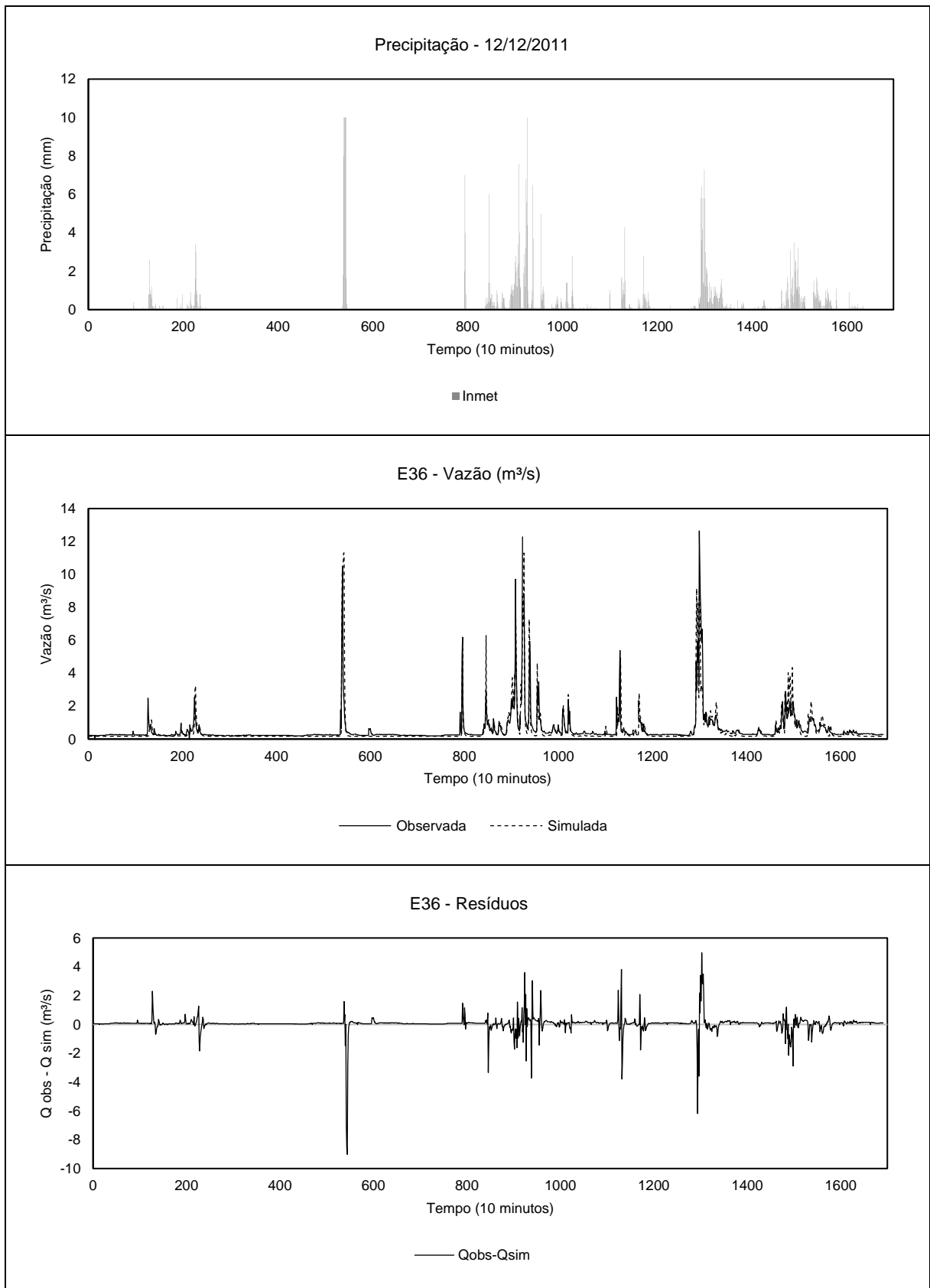
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 96: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 12/12/2011 – E37 – Etapa de Calibração



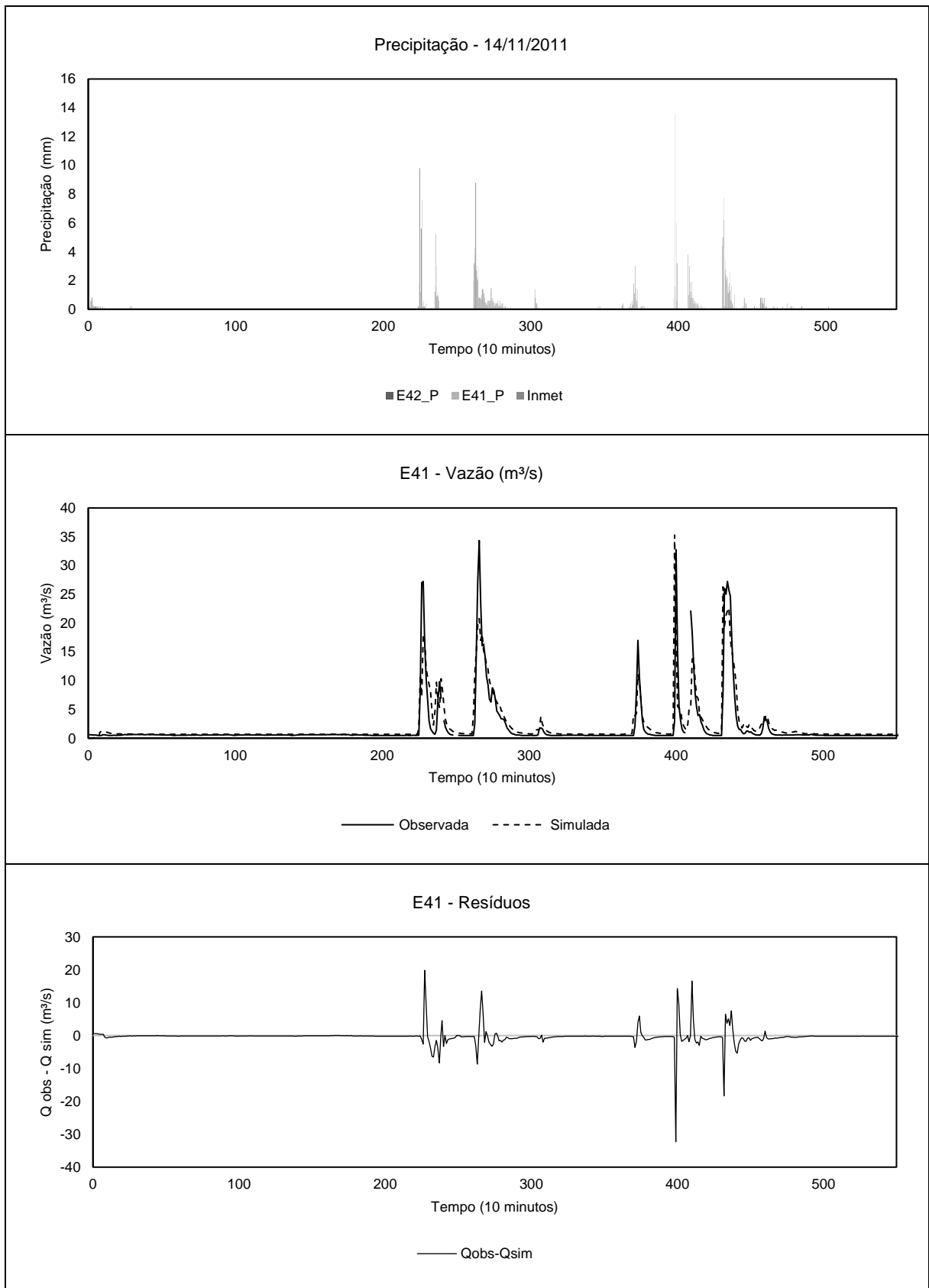
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 97: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 12/12/2011 – E36 – Etapa de Calibração



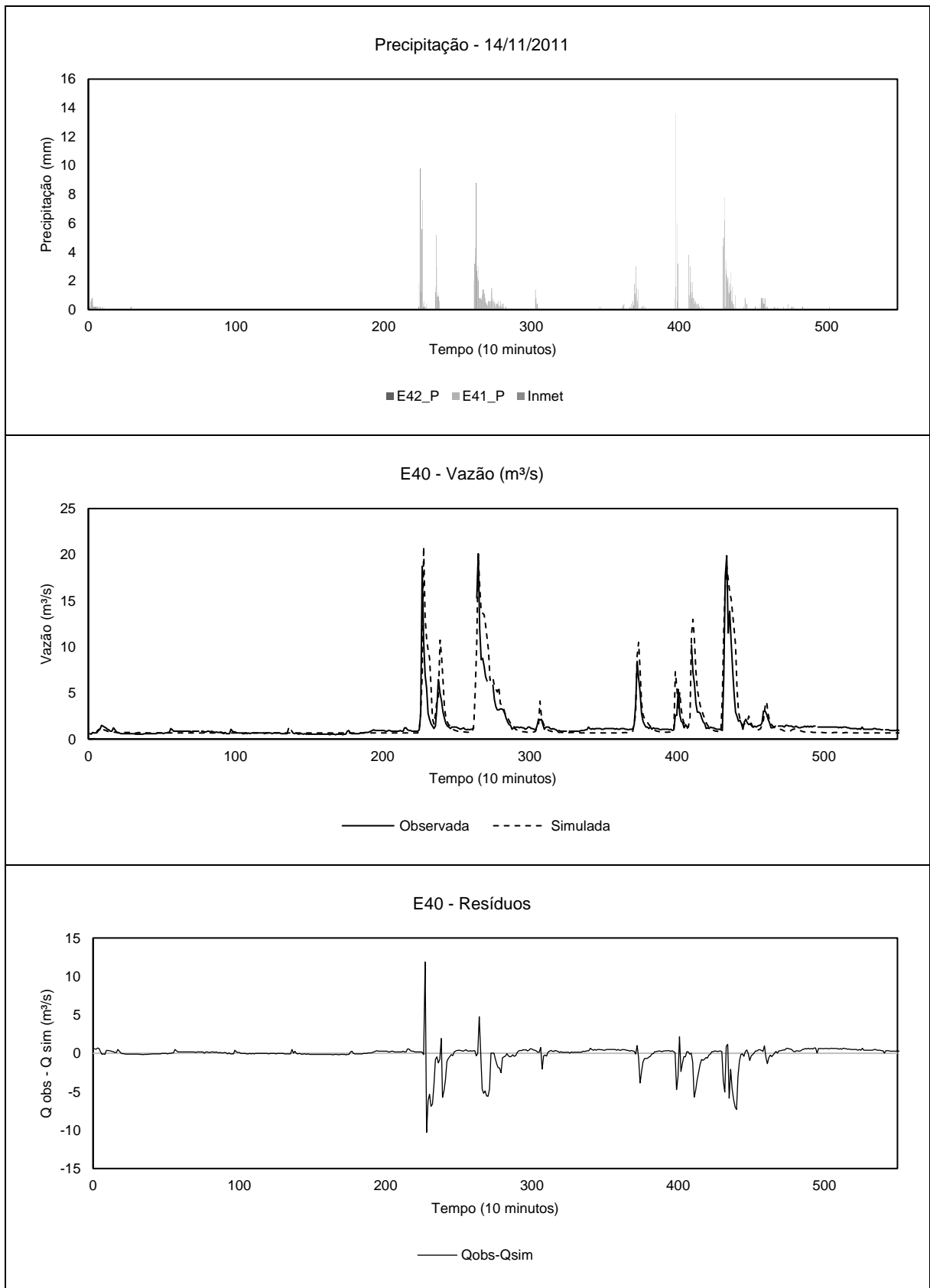
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 98: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 14/11/2011 – E41 – Etapa de Calibração



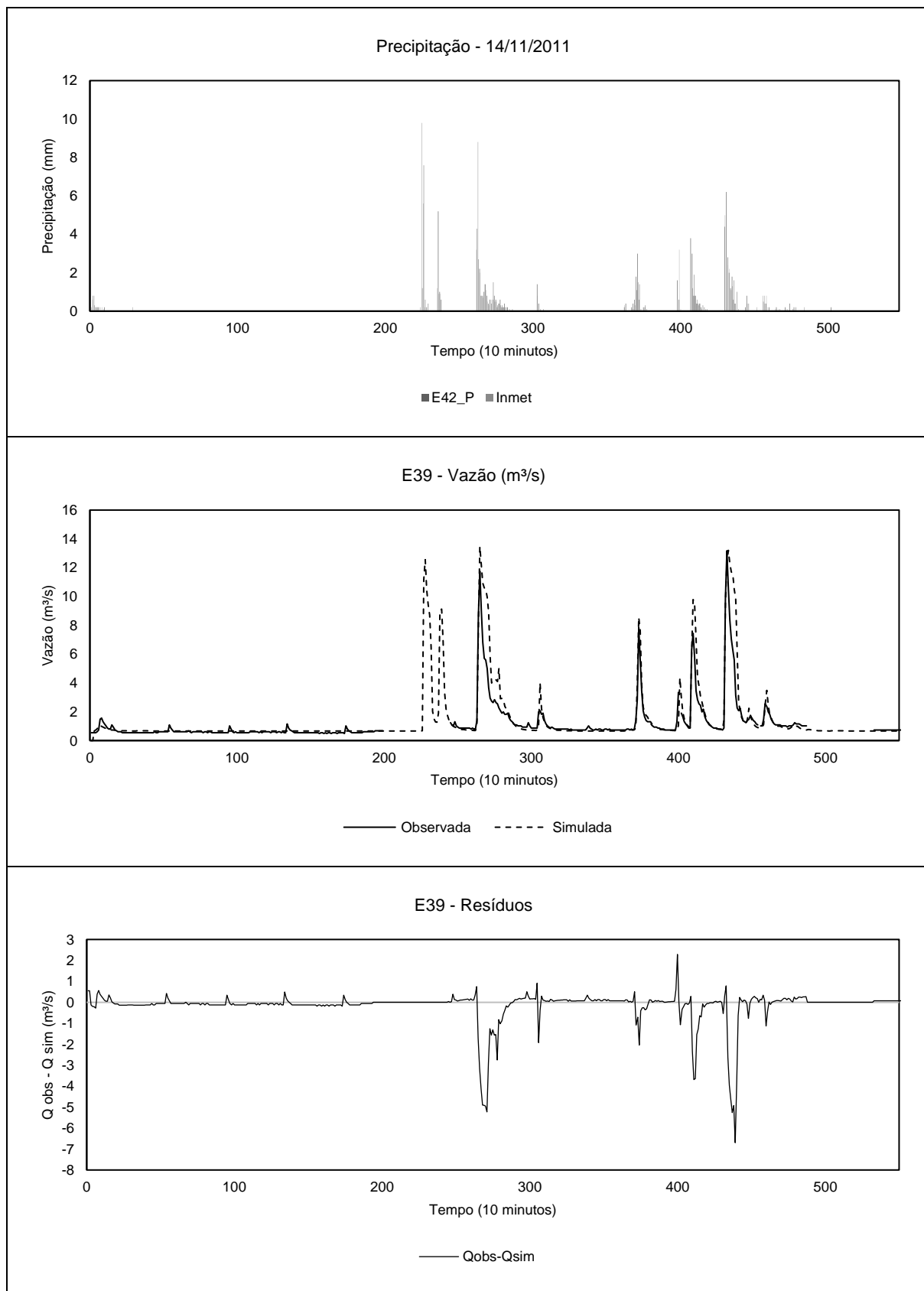
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 99: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 14/11/2011 – E40 – Etapa de Calibração



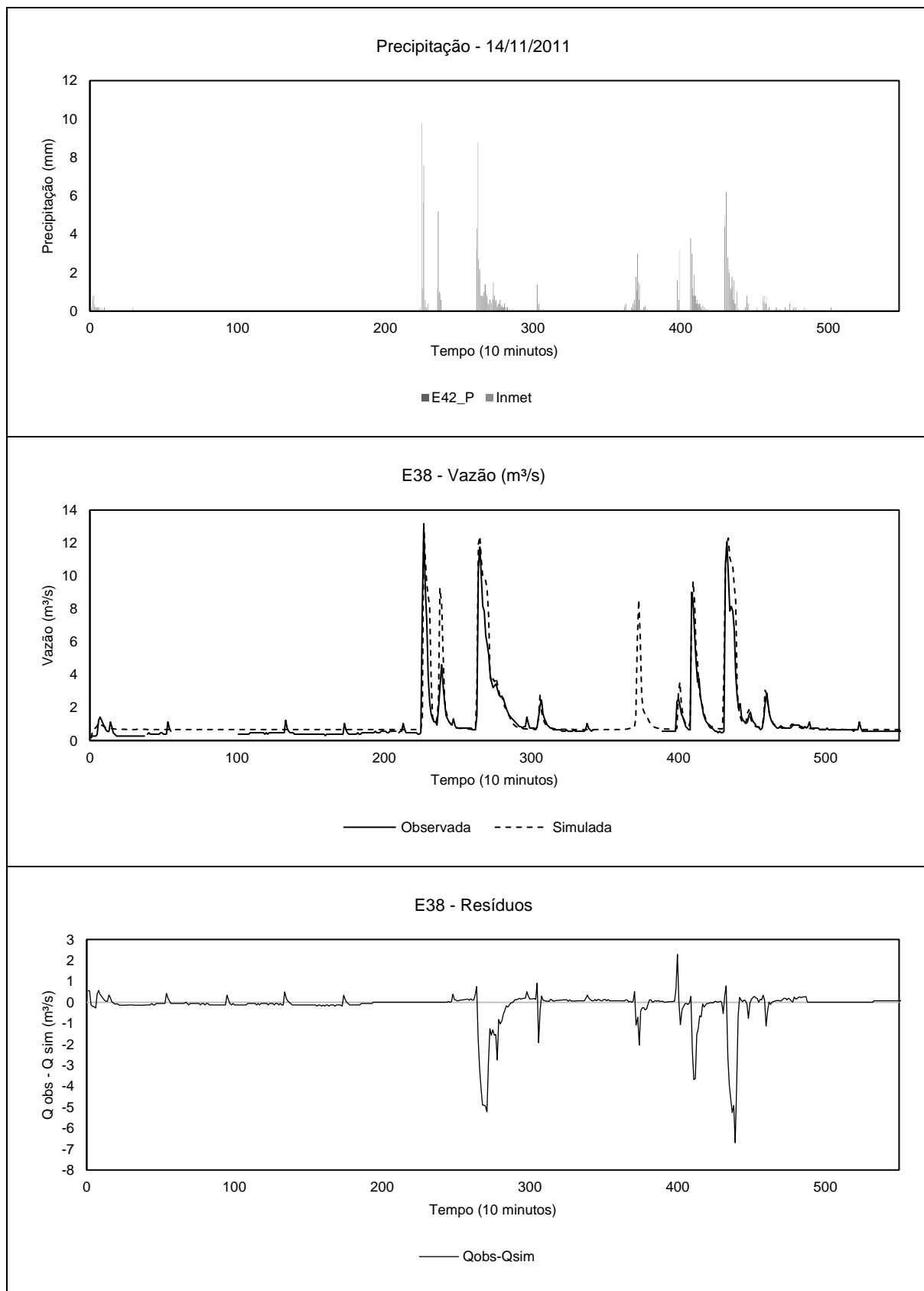
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 100: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 14/11/2011 – E39 – Etapa de Calibração



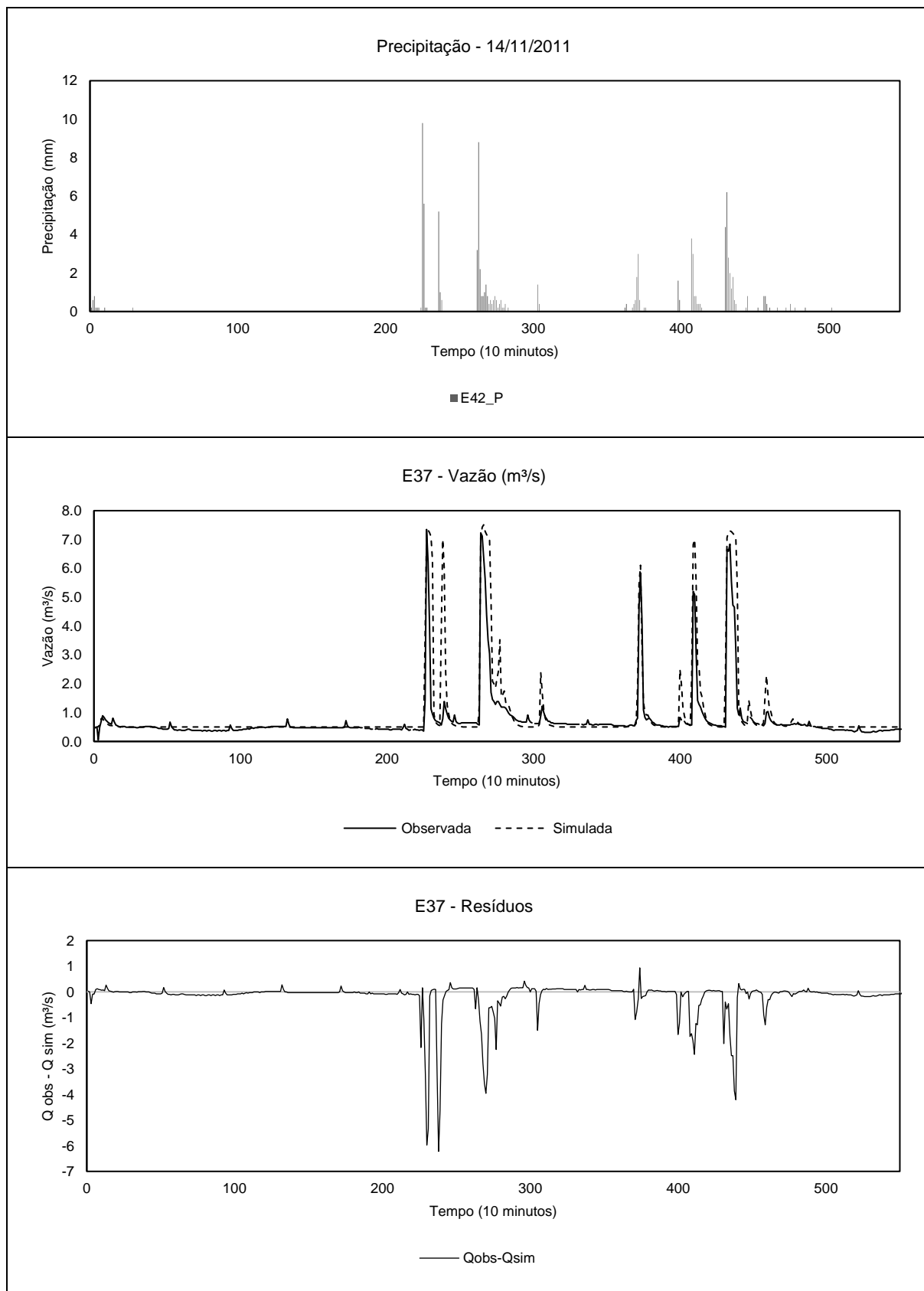
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 101: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 14/11/2011 – E38 – Etapa de Calibração



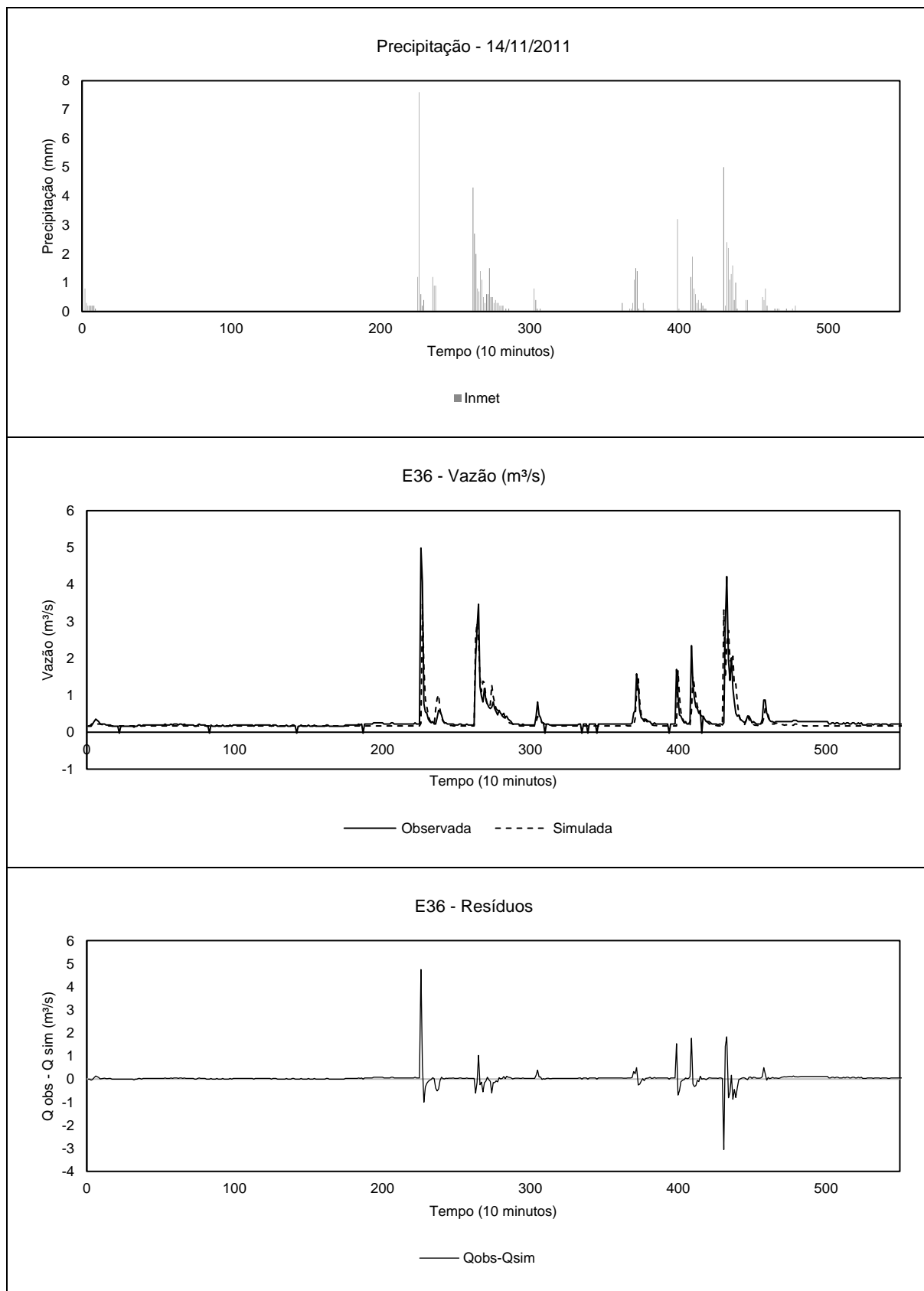
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 102: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 14/11/2011 – E37 – Etapa de Calibração



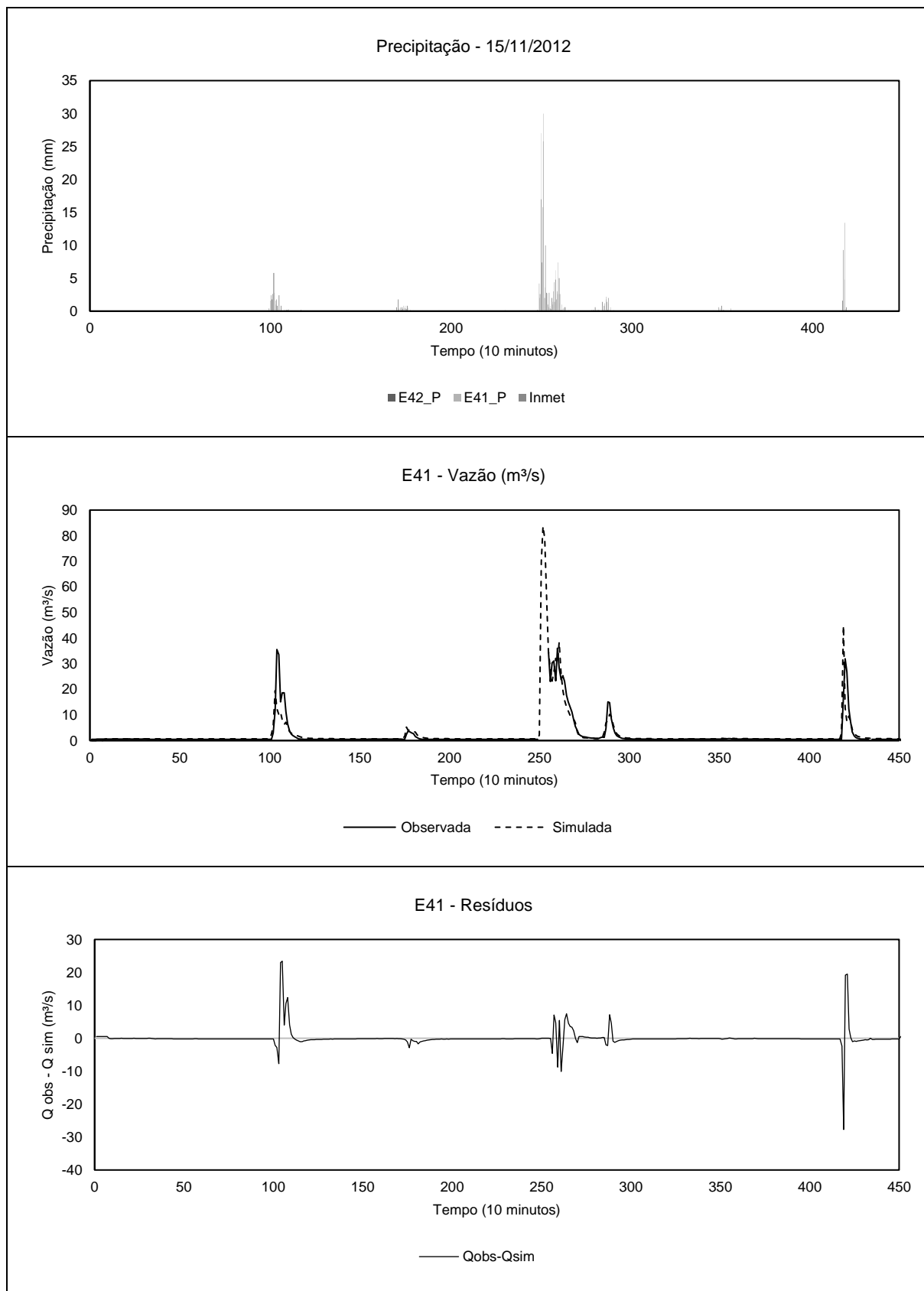
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 103: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 14/11/2011 – E36 – Etapa de Calibração



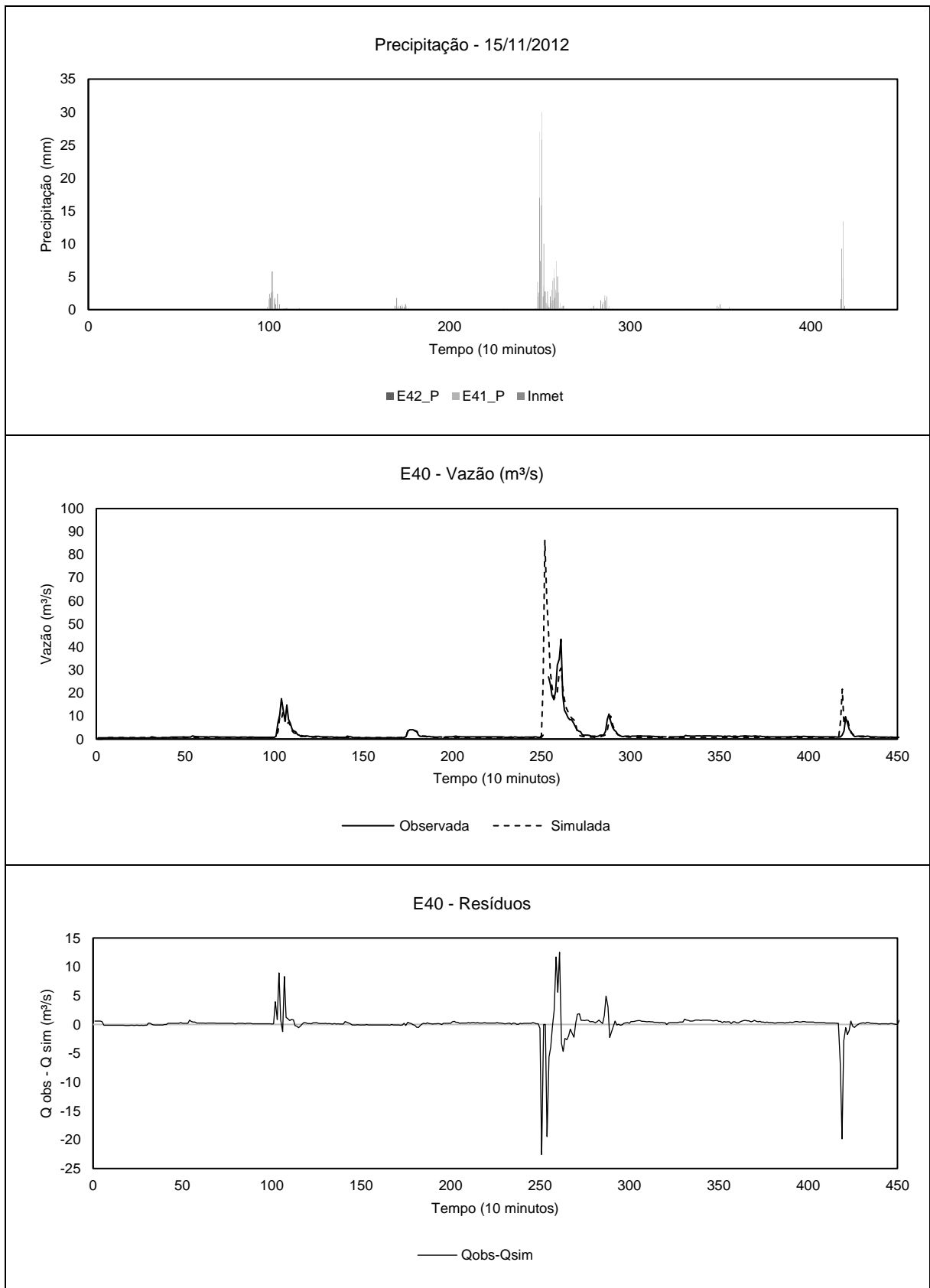
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 104: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 15/11/2012 – E41 – Etapa de Calibração



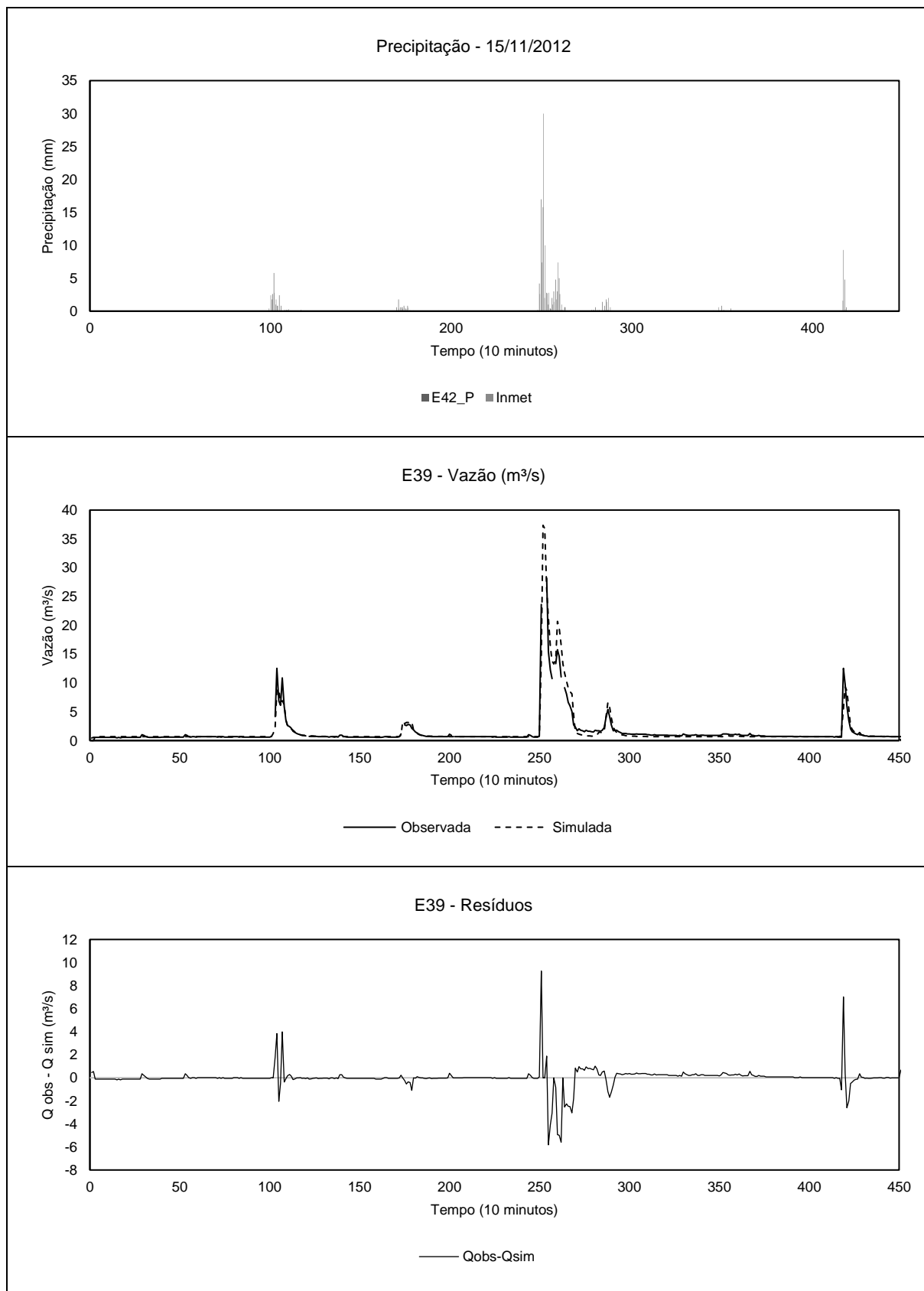
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 105: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 15/11/2012 – E40 – Etapa de Calibração



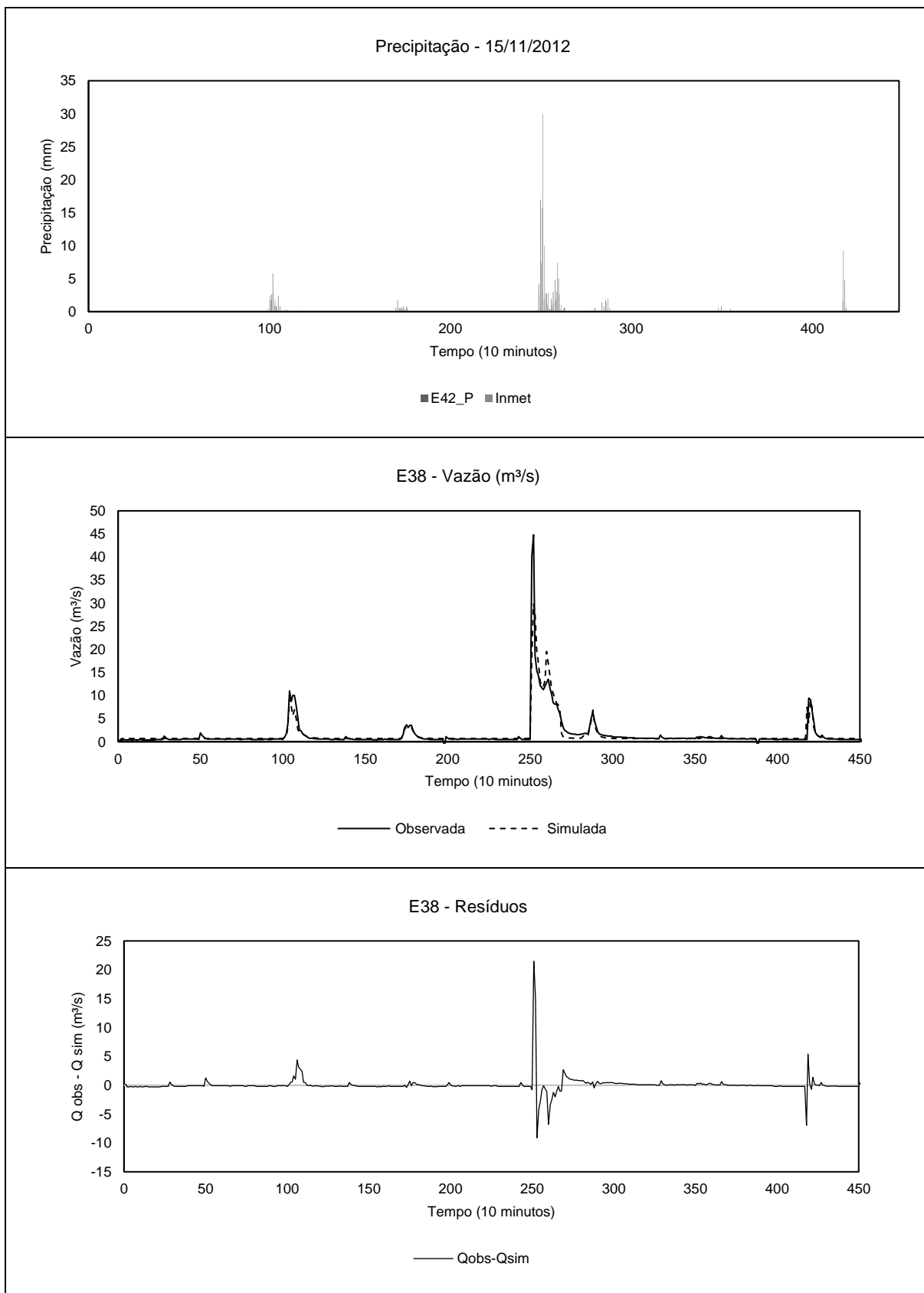
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 106: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 15/11/2012 – E39 – Etapa de Calibração



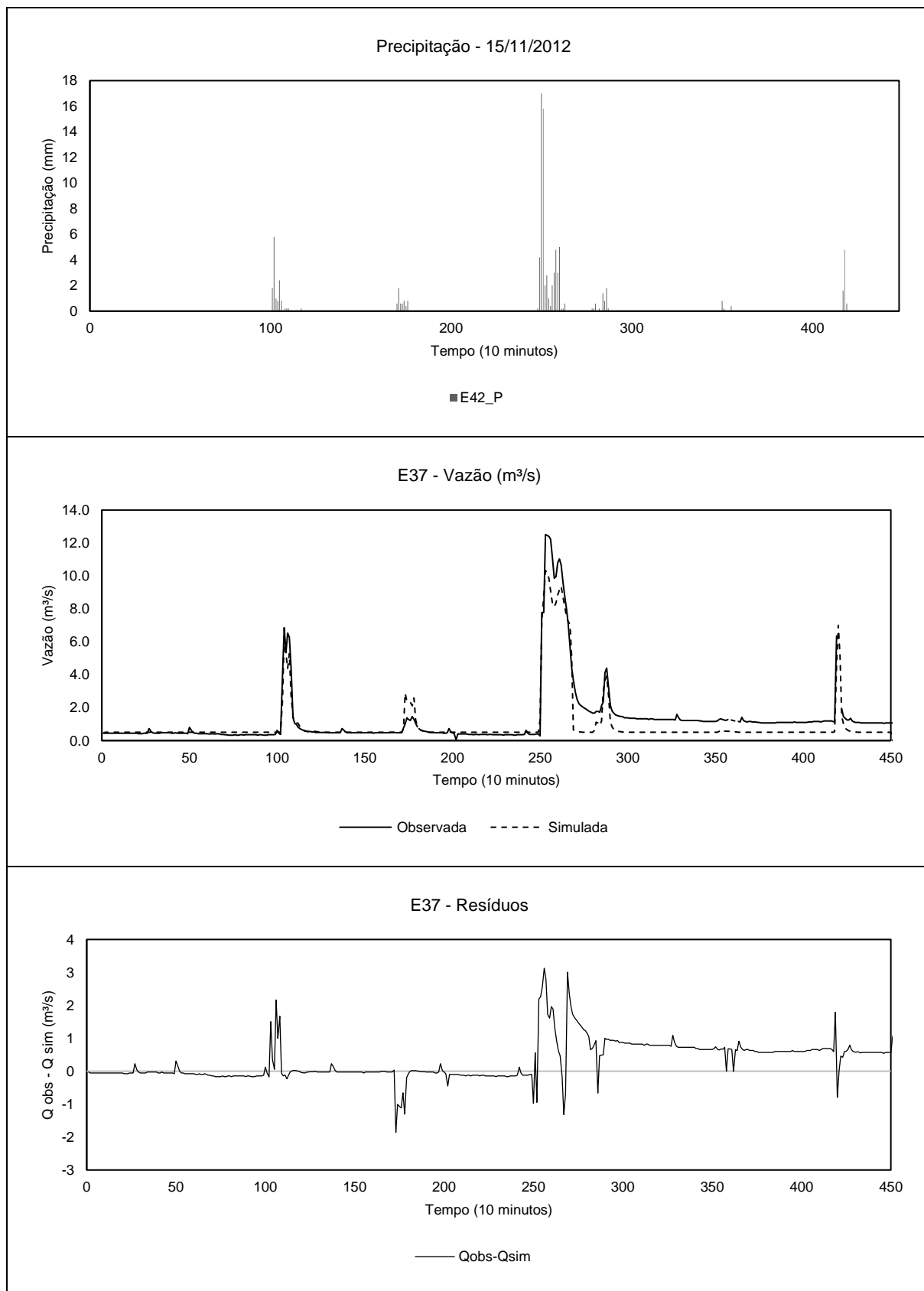
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 107: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 15/11/2012 – E38 – Etapa de Calibração



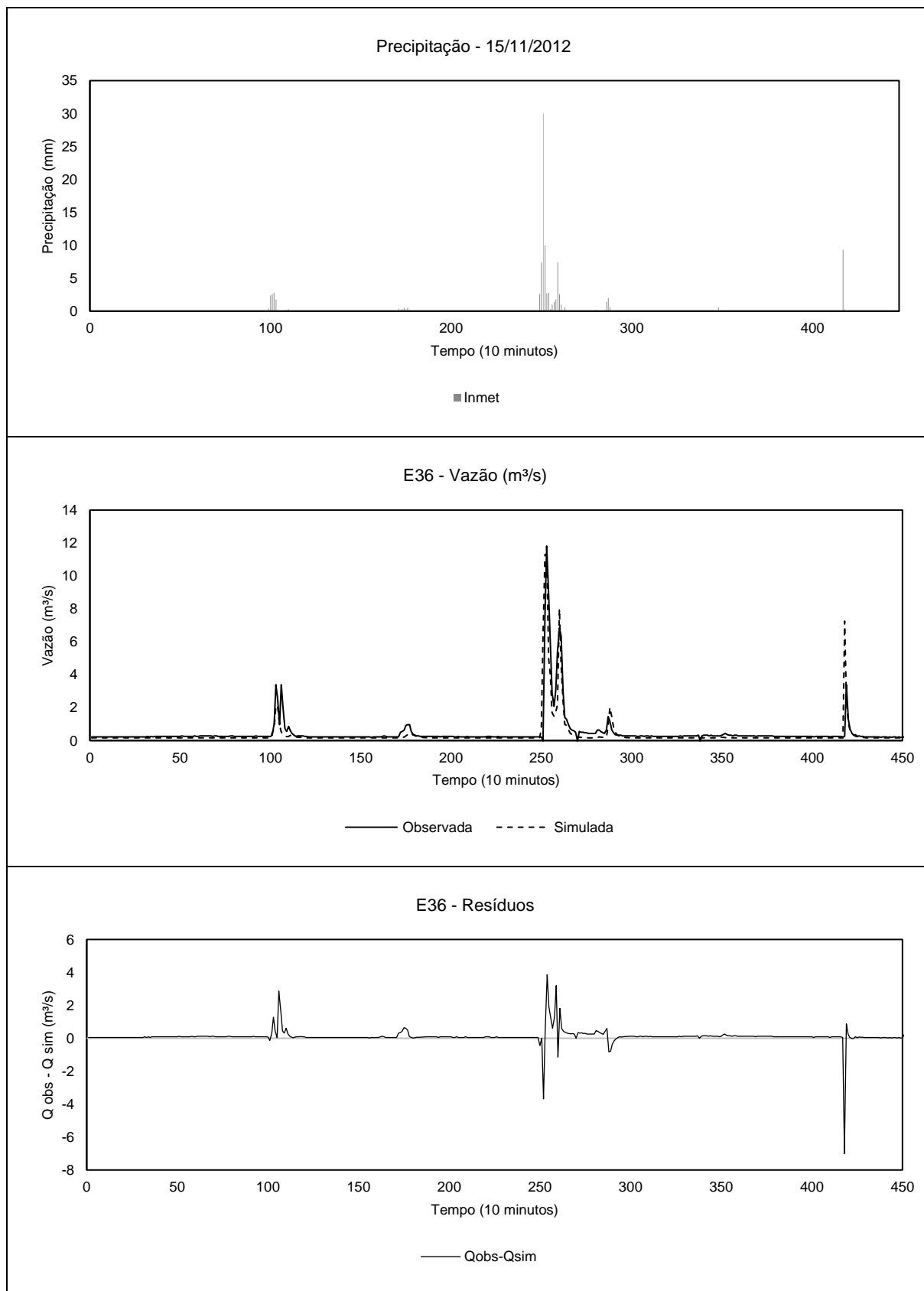
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 108: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 15/11/2012 – E37 – Etapa de Calibração



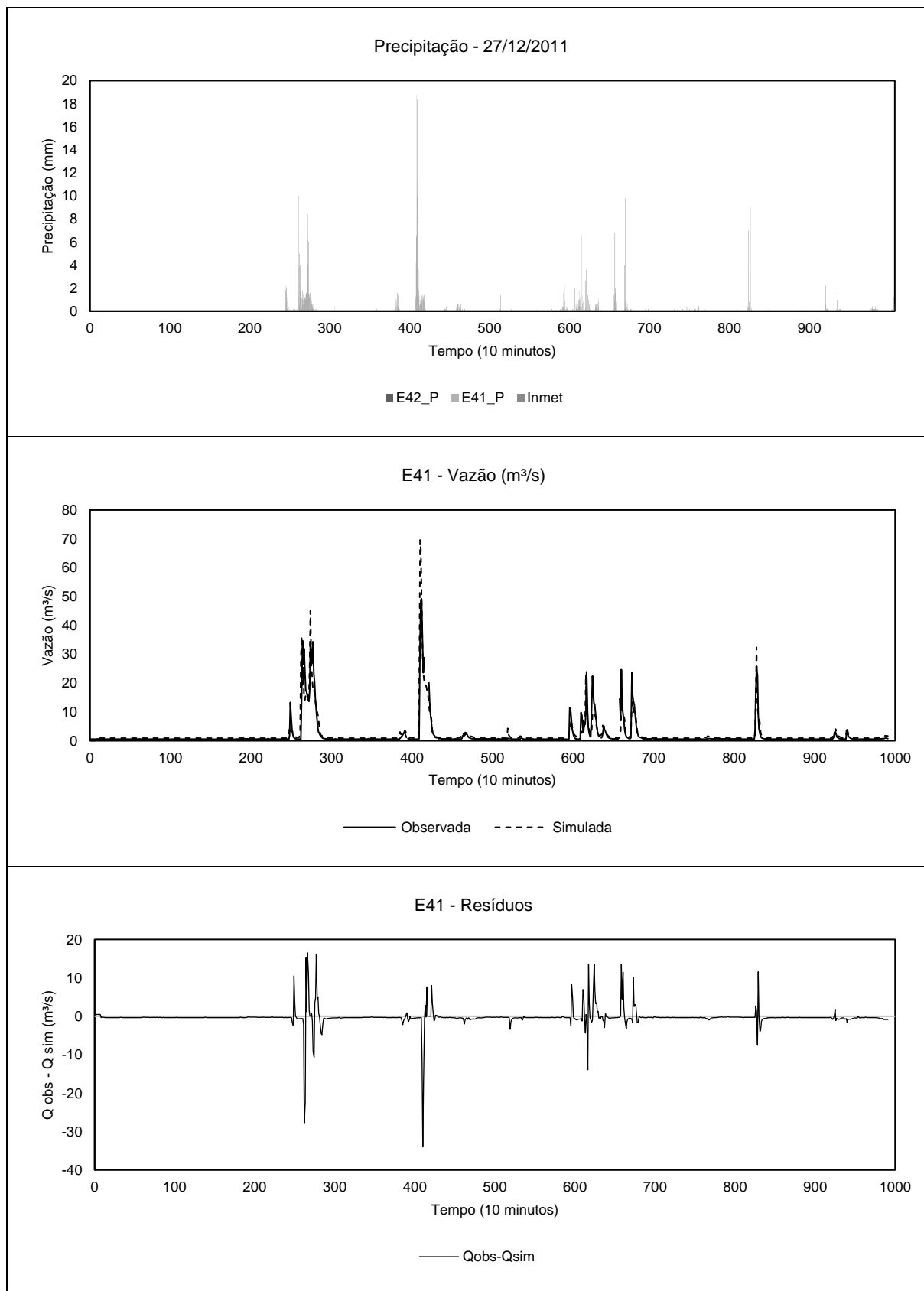
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 109: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 15/11/2012 – E36 – Etapa de Calibração



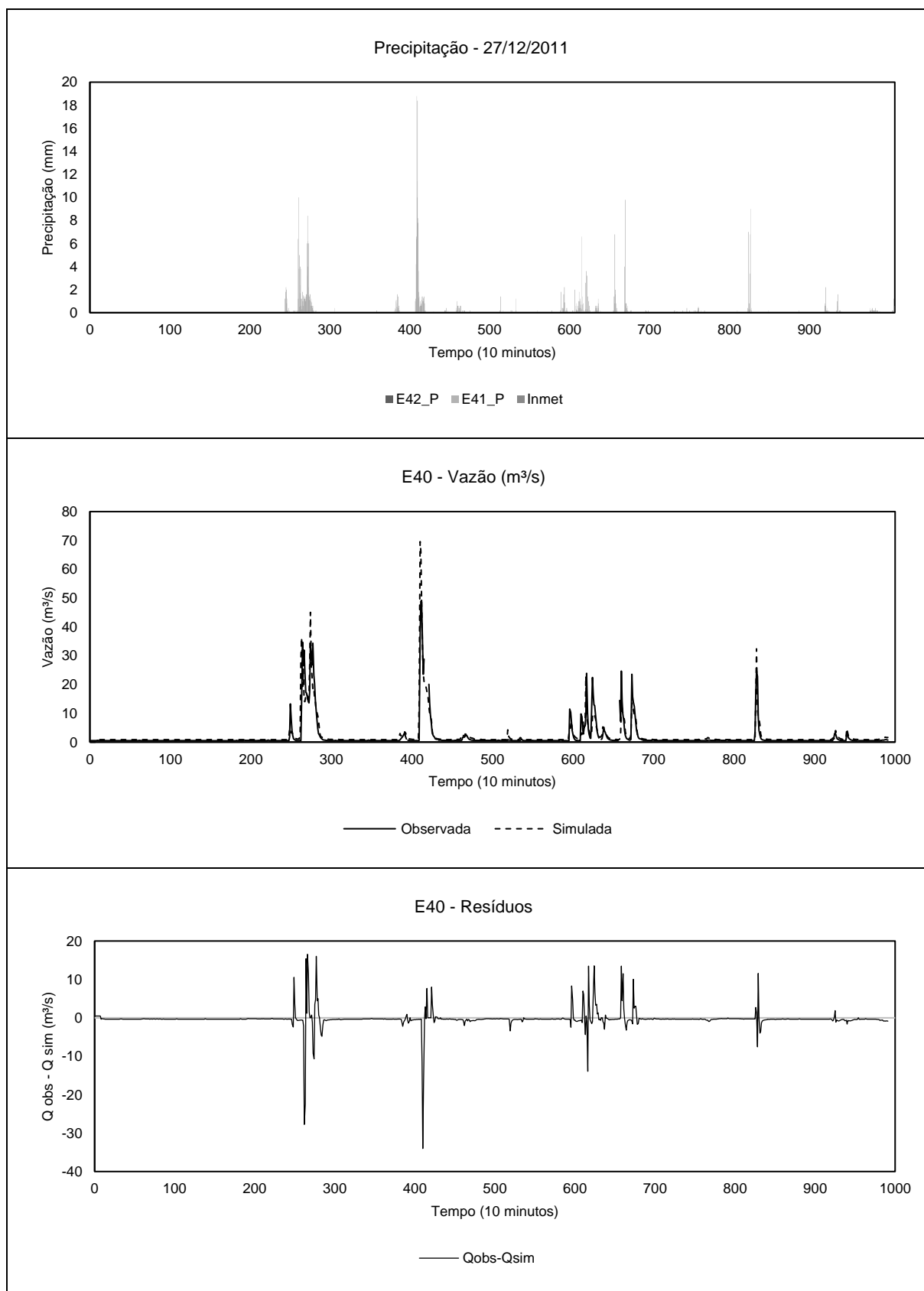
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 110: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 27/12/2011 – E41 – Etapa de Calibração



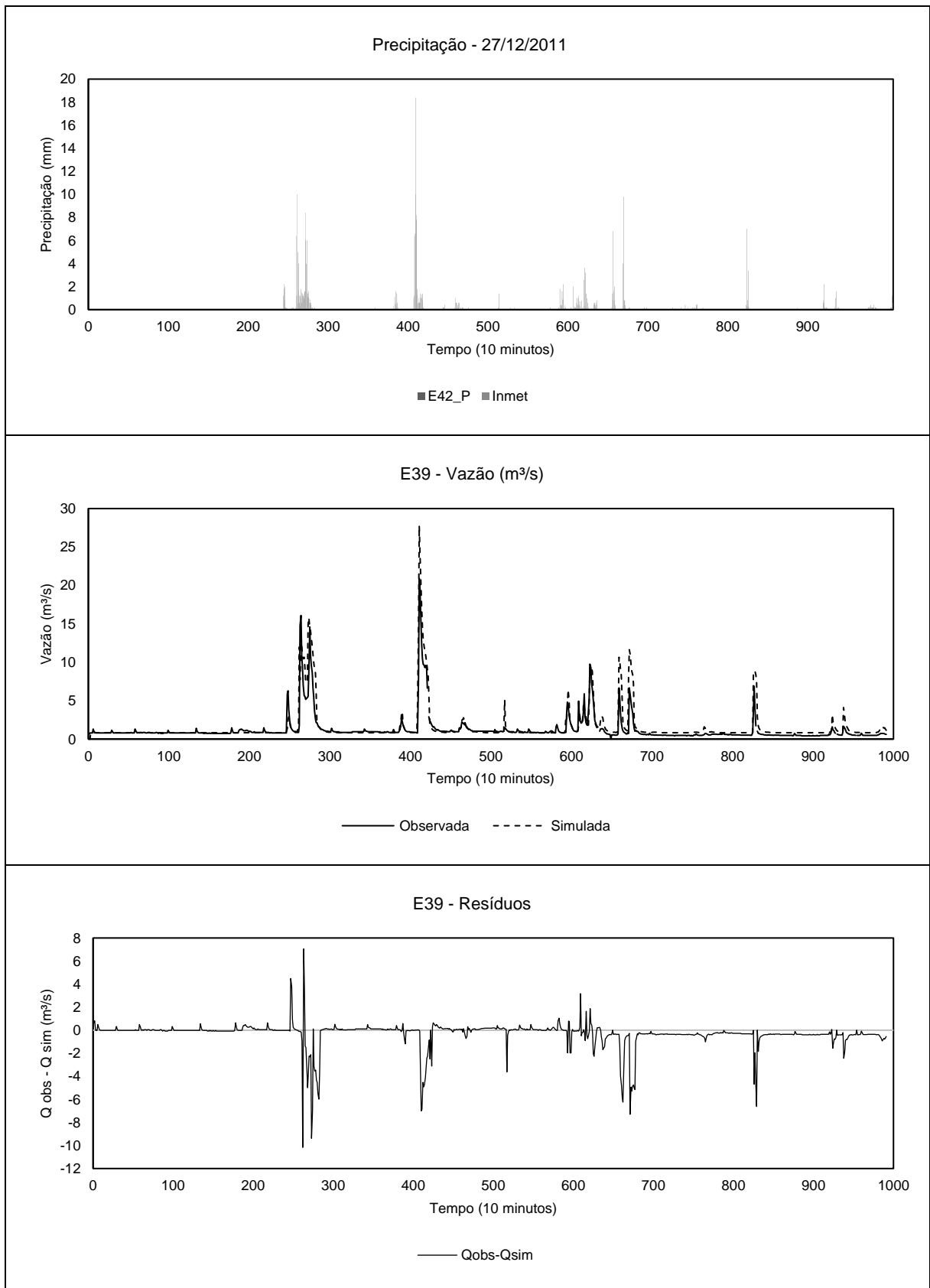
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 111: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 27/12/2011 – E40 – Etapa de Calibração



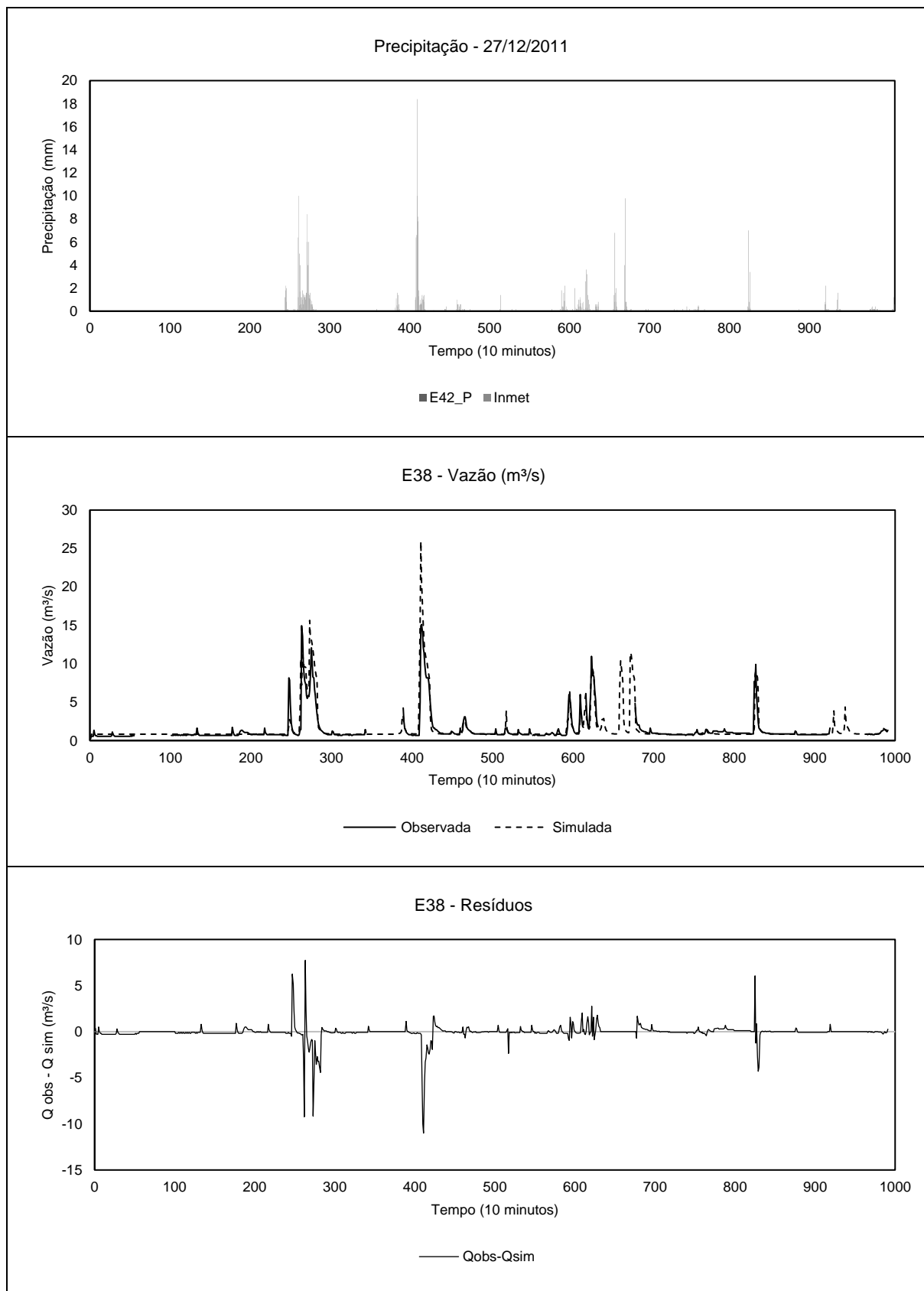
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 112: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 27/12/2011 – E39 – Etapa de Calibração



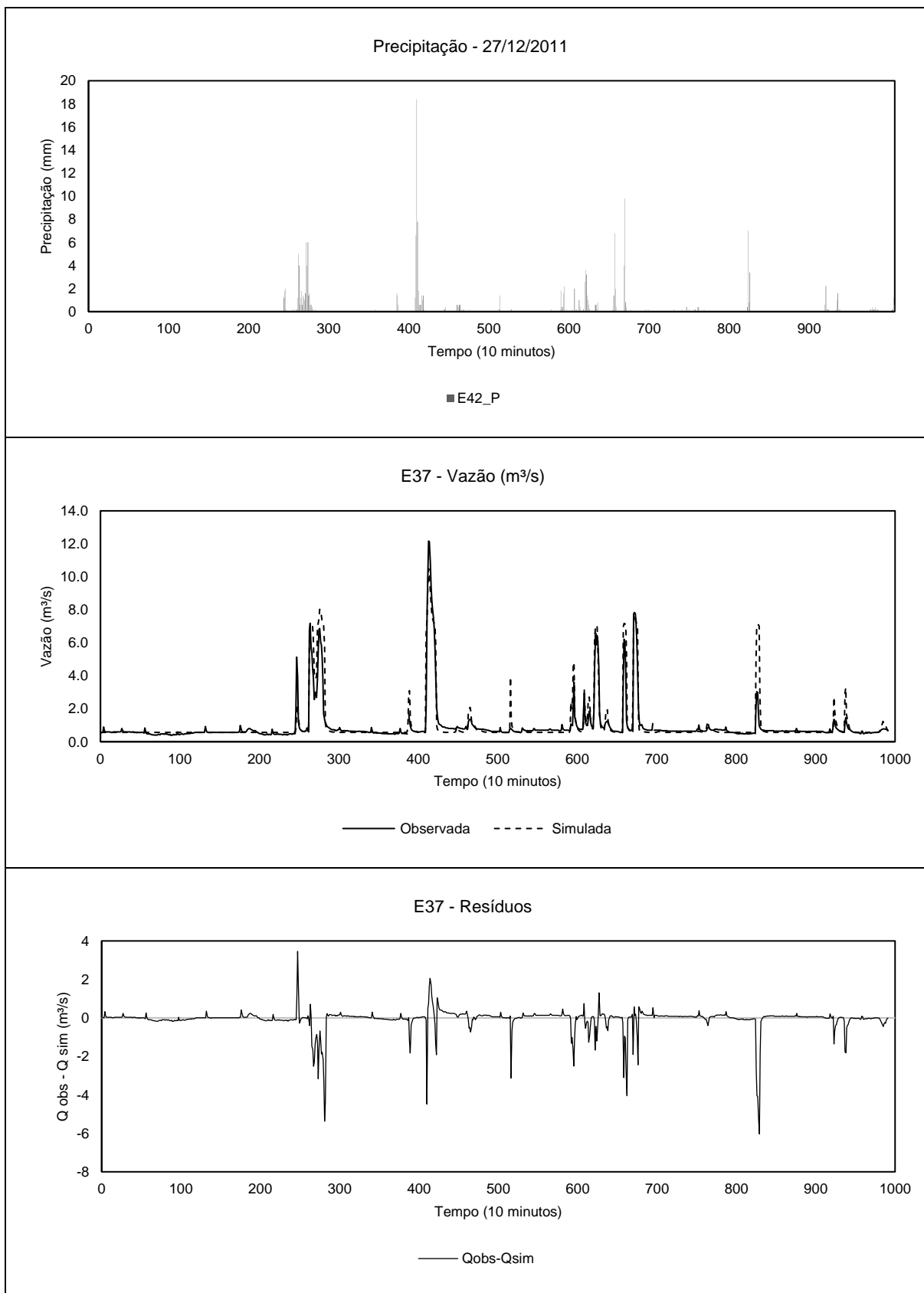
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 113: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 27/12/2011 – E38 – Etapa de Calibração



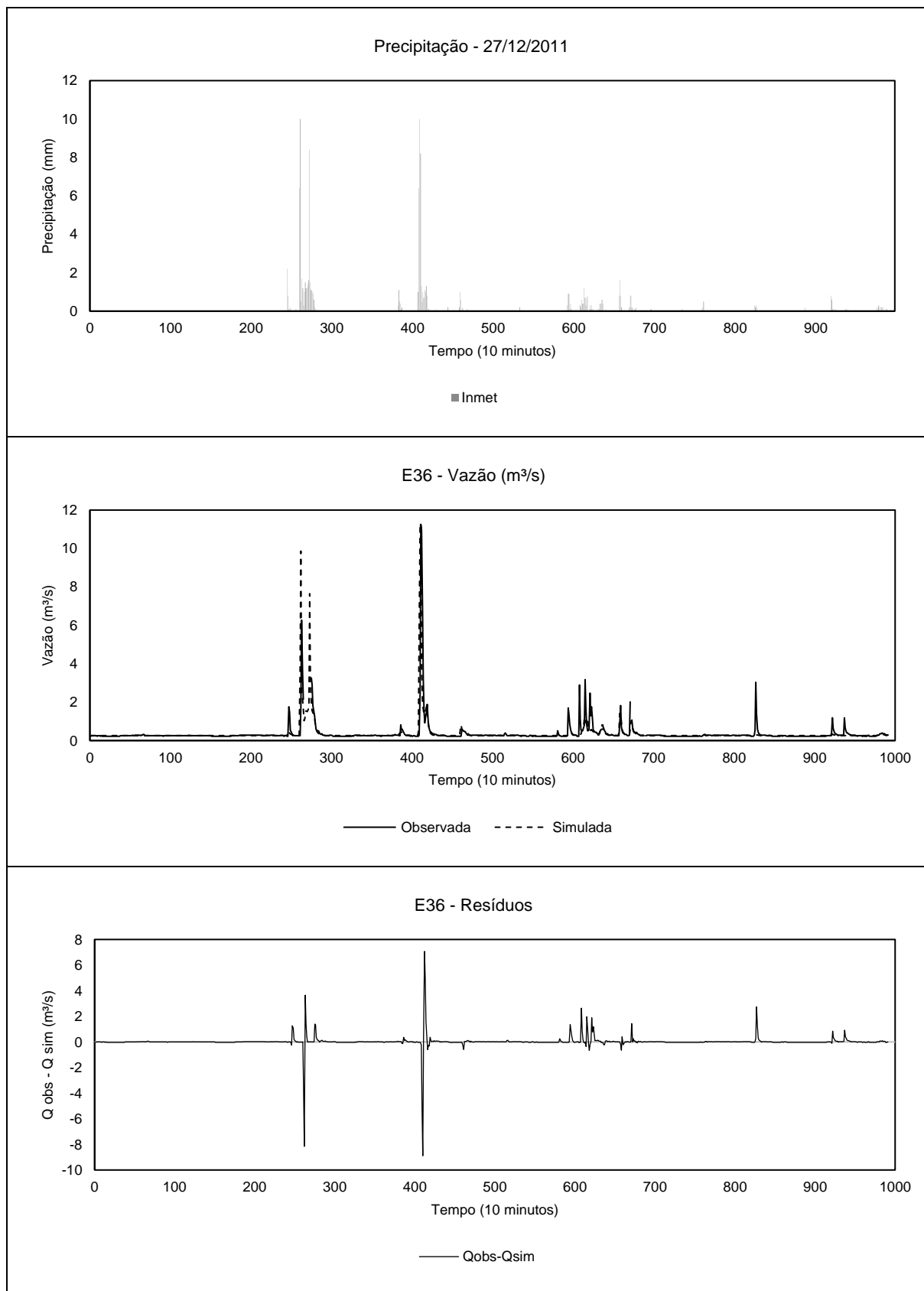
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 114: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 27/12/2011 – E37 – Etapa de Calibração



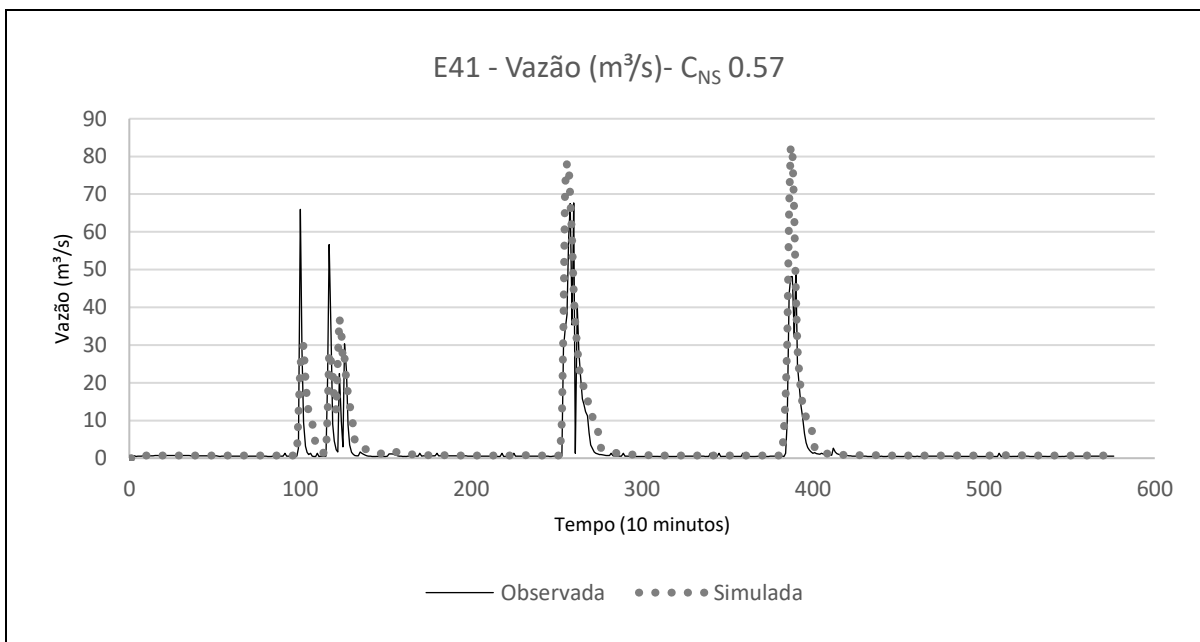
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 115: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 27/12/2011 – E36 – Etapa de Calibração



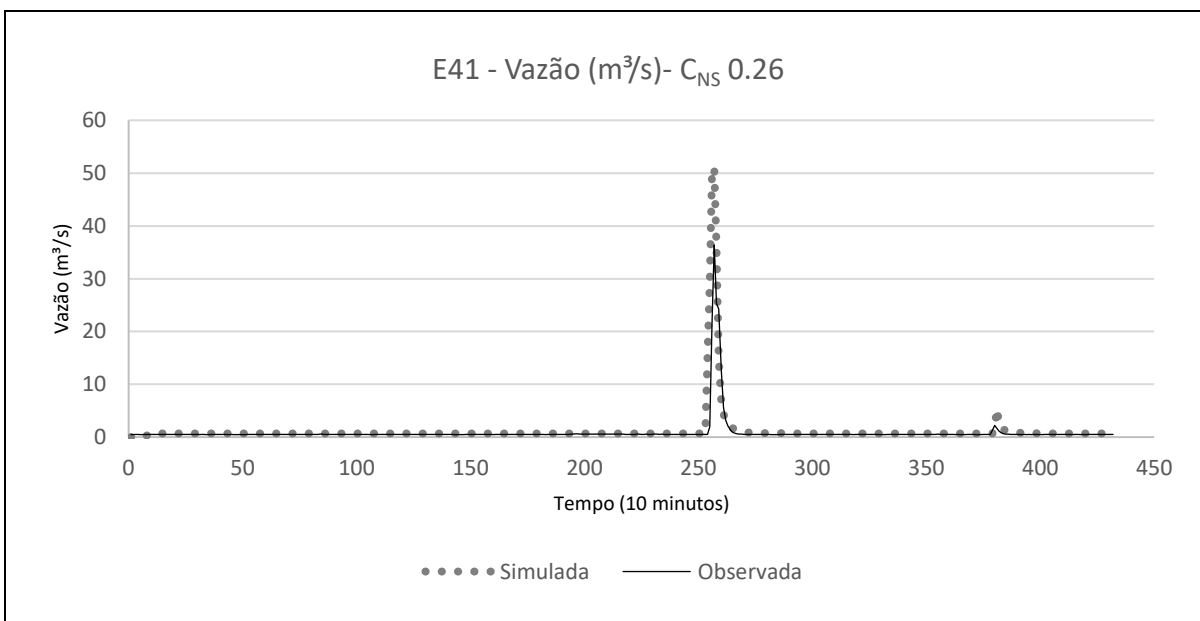
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 116: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 02/04/2014 – Etapa de Validação



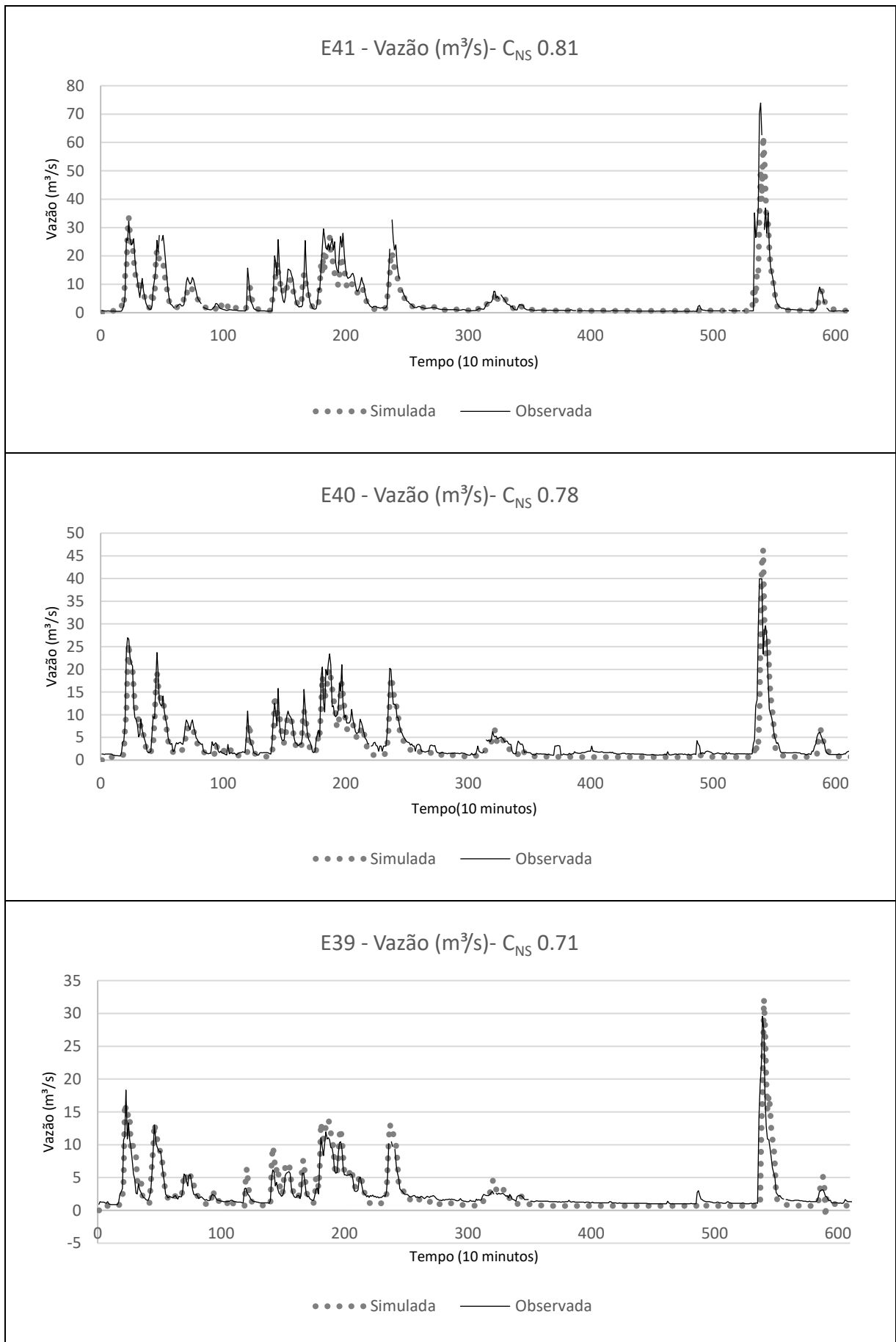
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 117: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 05/12/2011 – Etapa de Validação



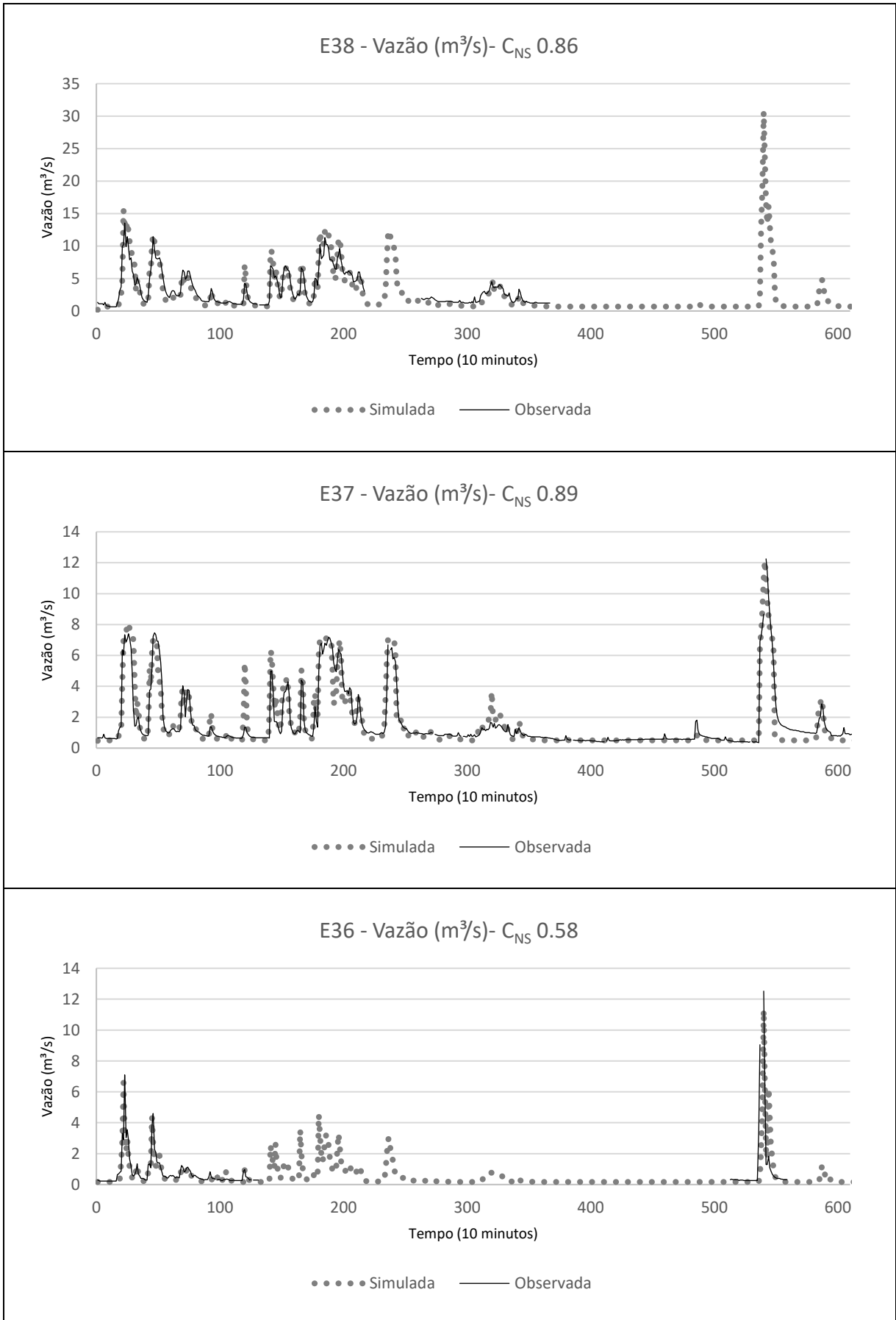
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 118: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 04/01/2012 – Etapa de Validação



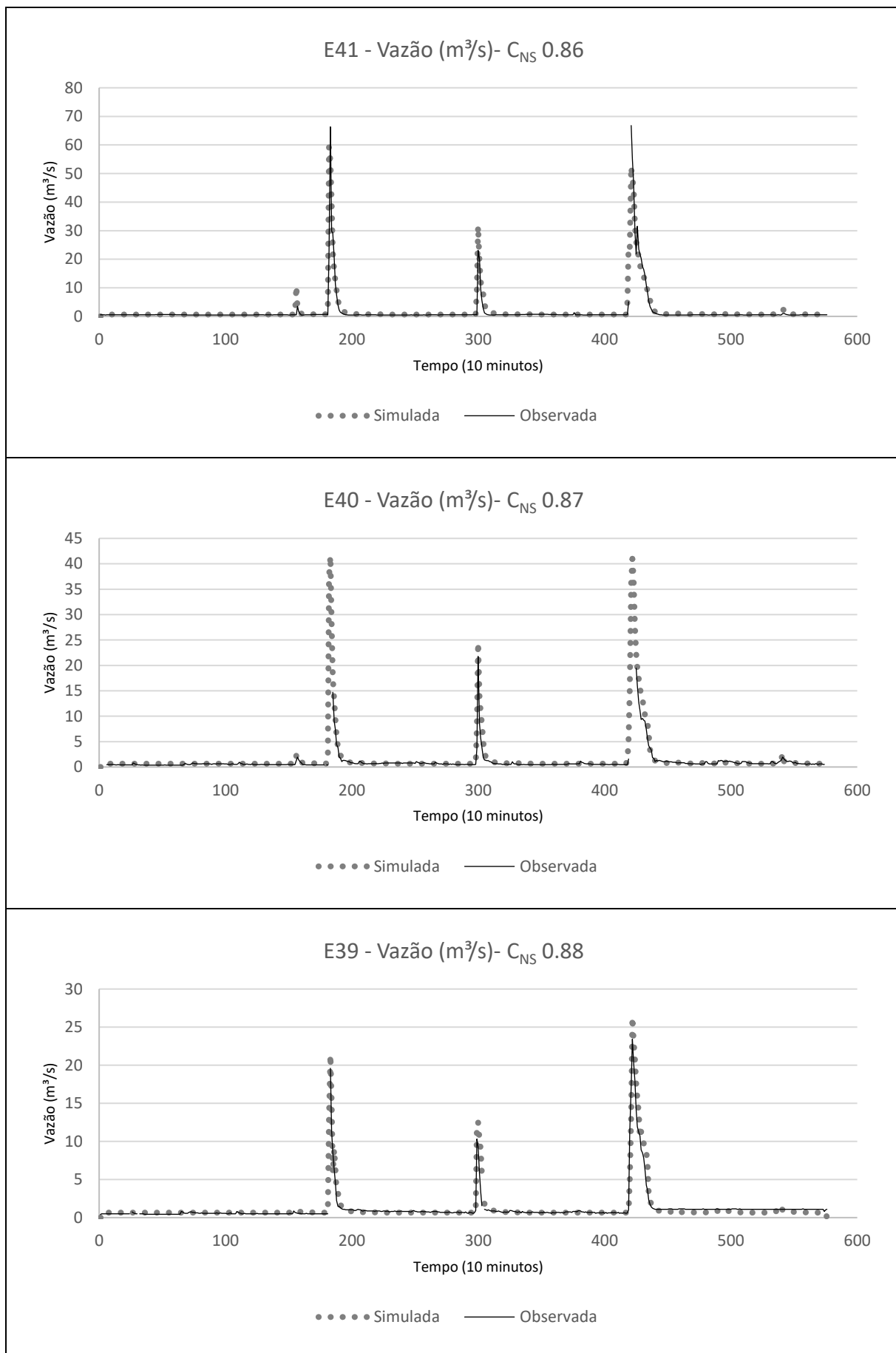
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 119: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 04/01/2012 – Etapa de Validação



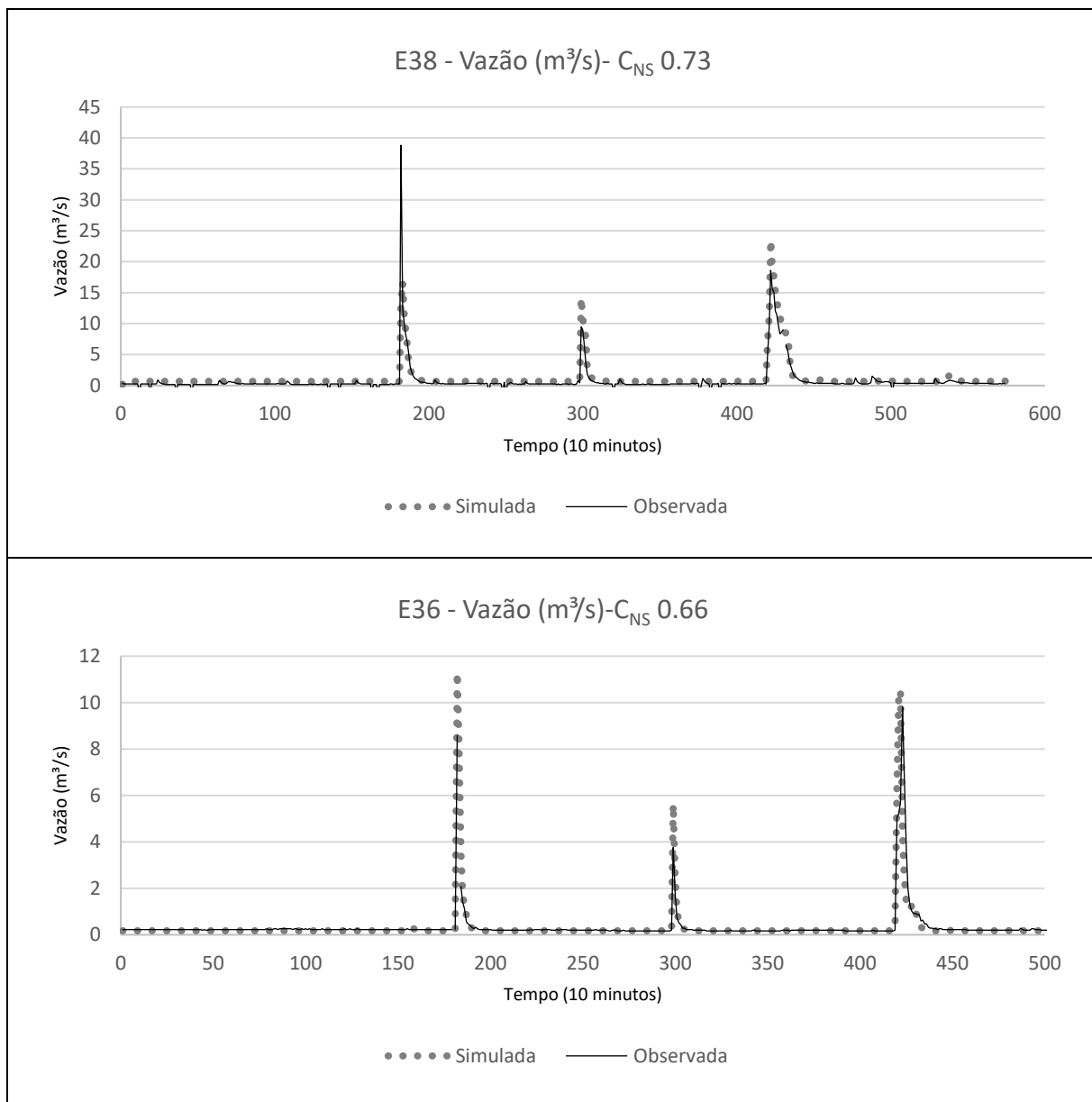
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 120: Hidrograma do evento ocorrido no dia 06/12/2013 – Etapa de Validação



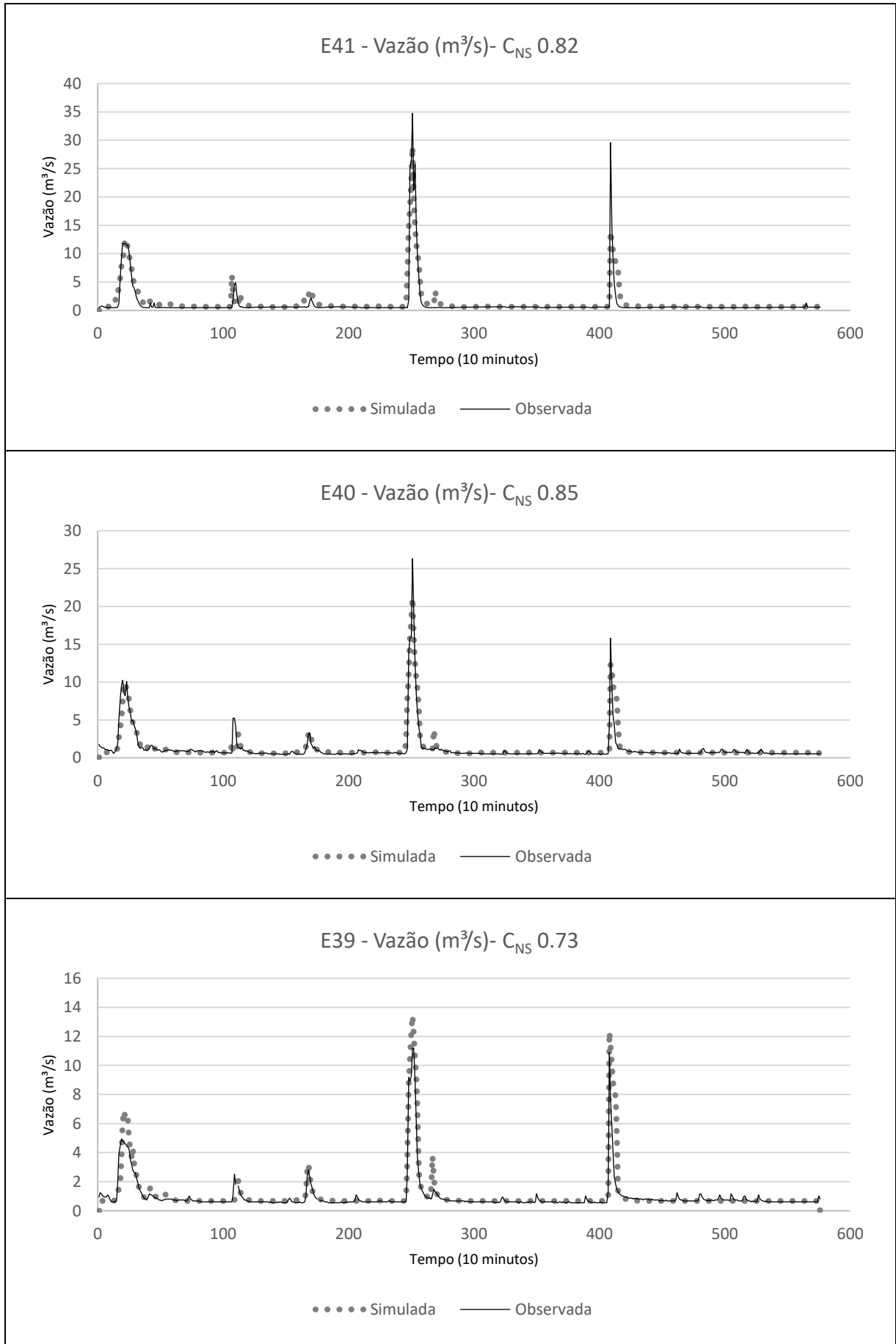
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 121: Hidrograma do evento ocorrido no dia 06/12/2013 – Etapa de Validação



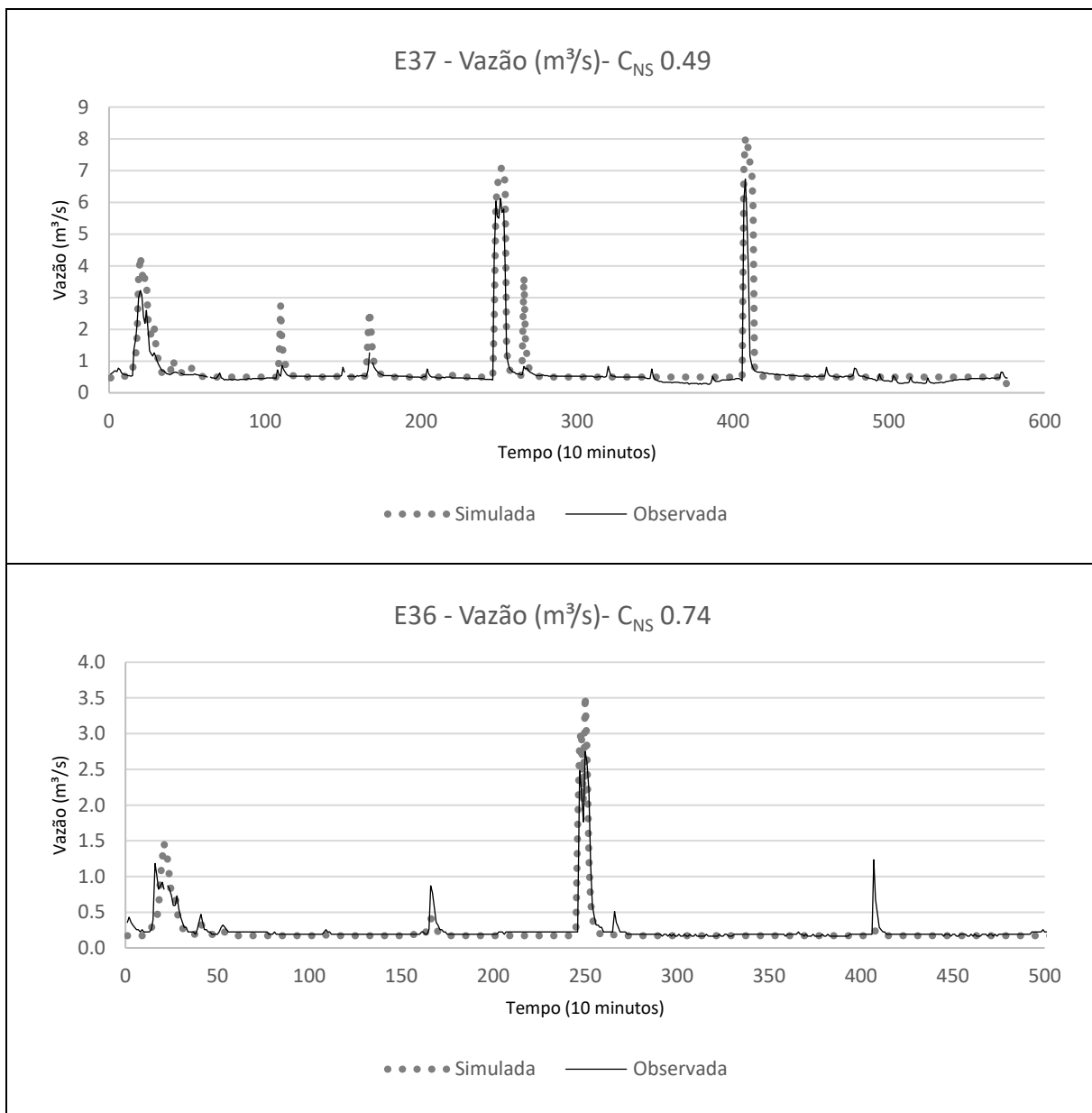
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 122: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 08/03/2014 – Etapa de Validação



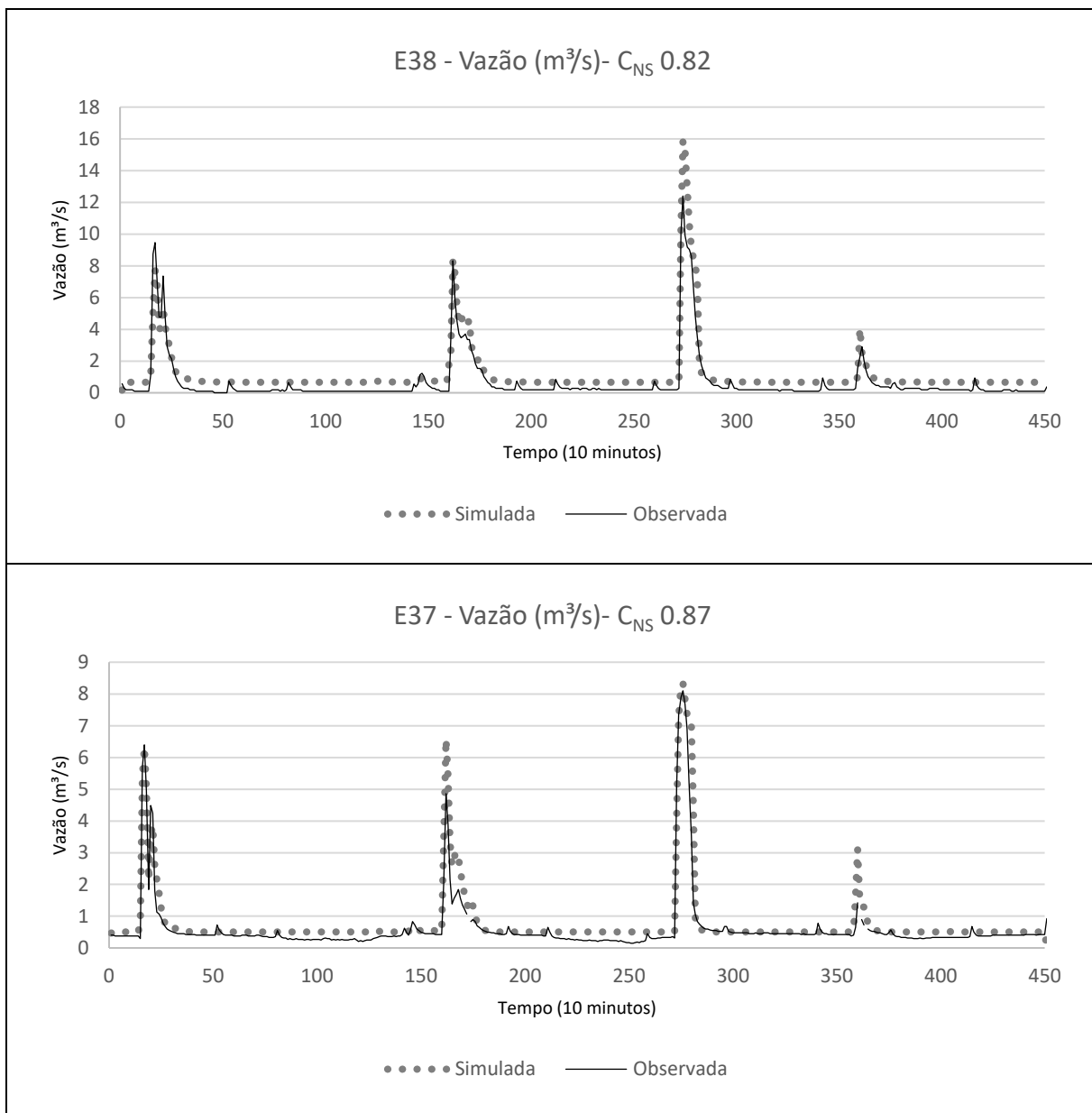
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 123: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 08/03/2014 – Etapa de Validação



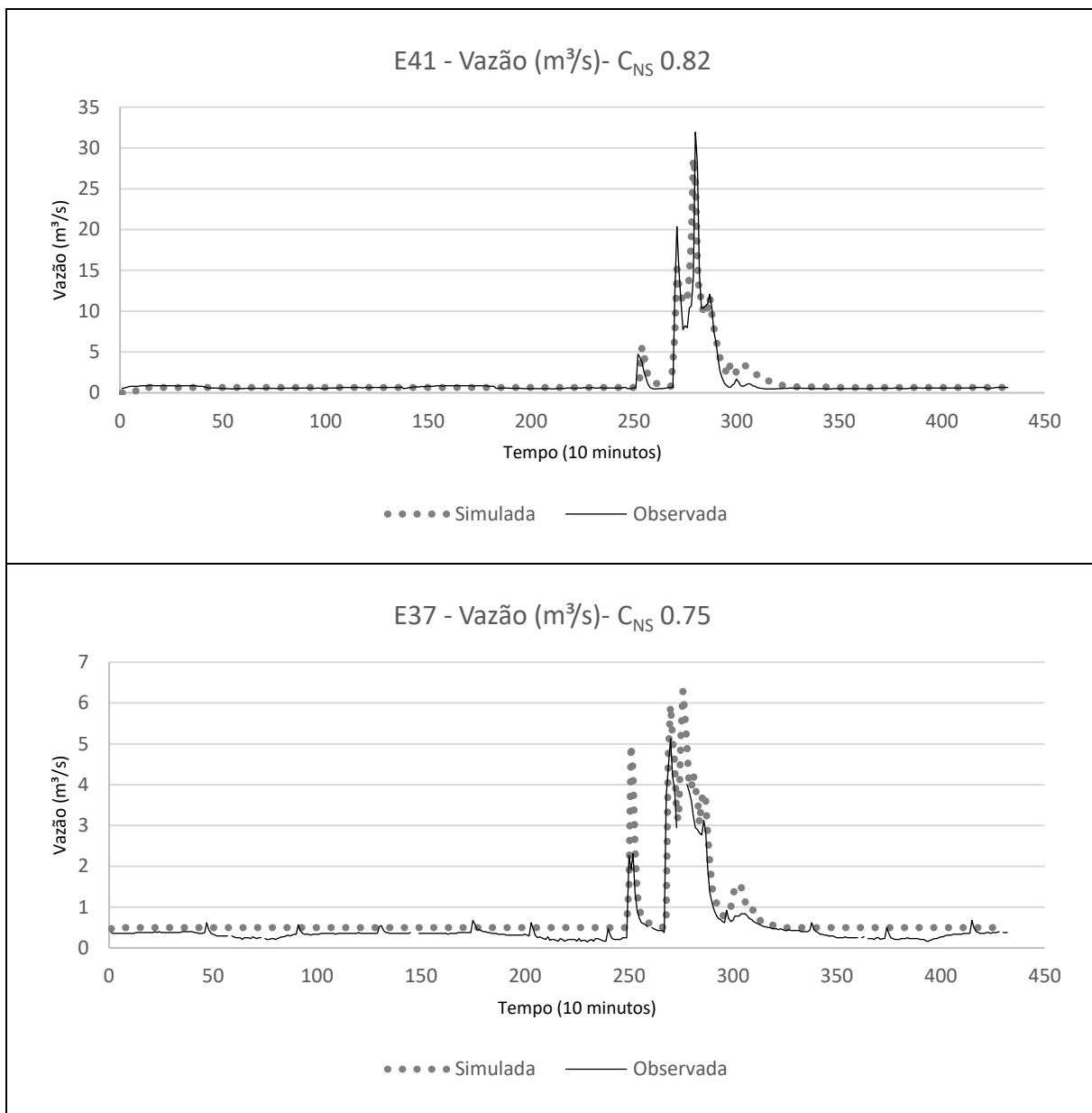
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 124: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 08/12/2015 – Etapa de Validação



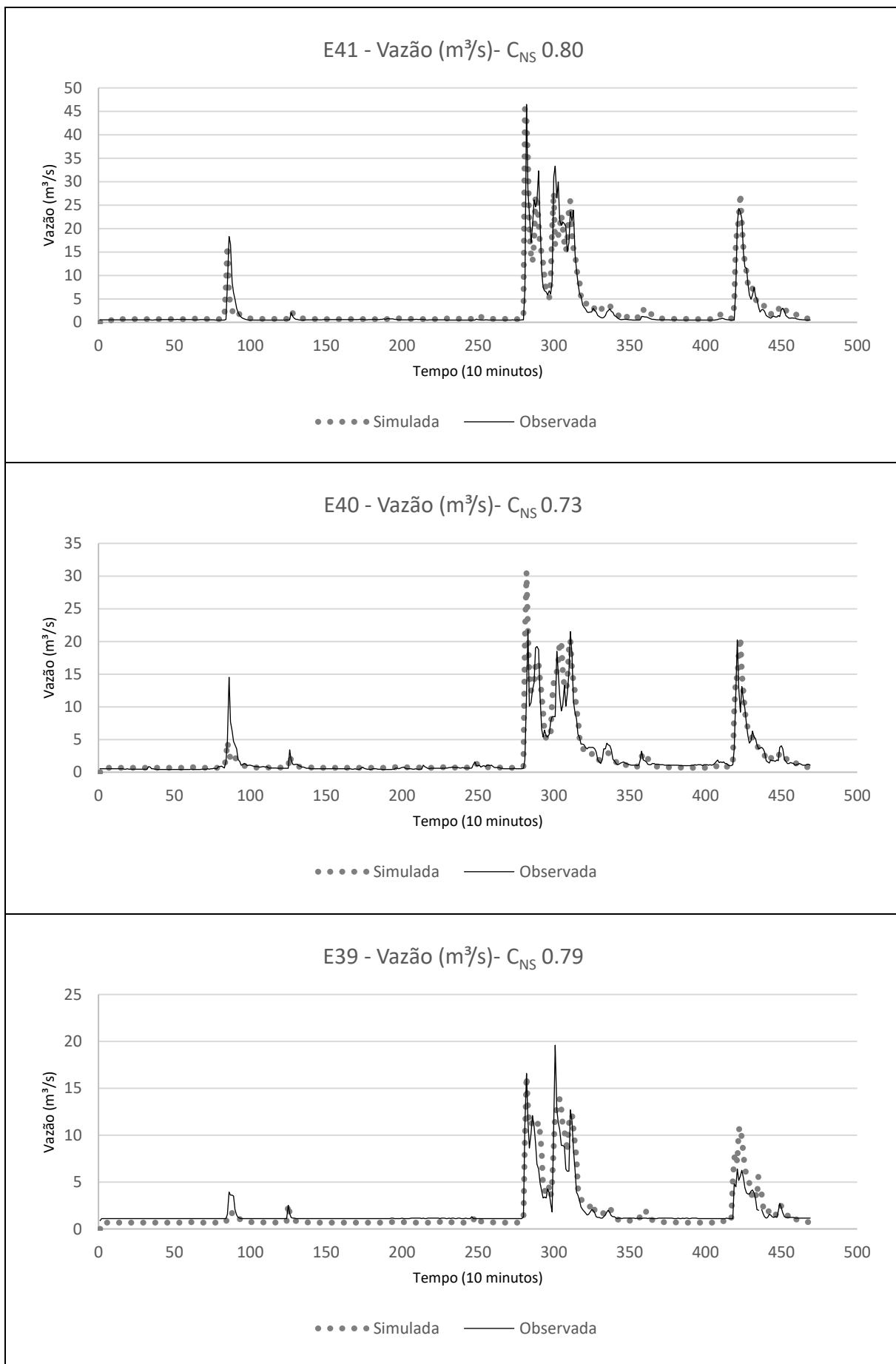
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 125: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 13/11/2015 – Etapa de Validação



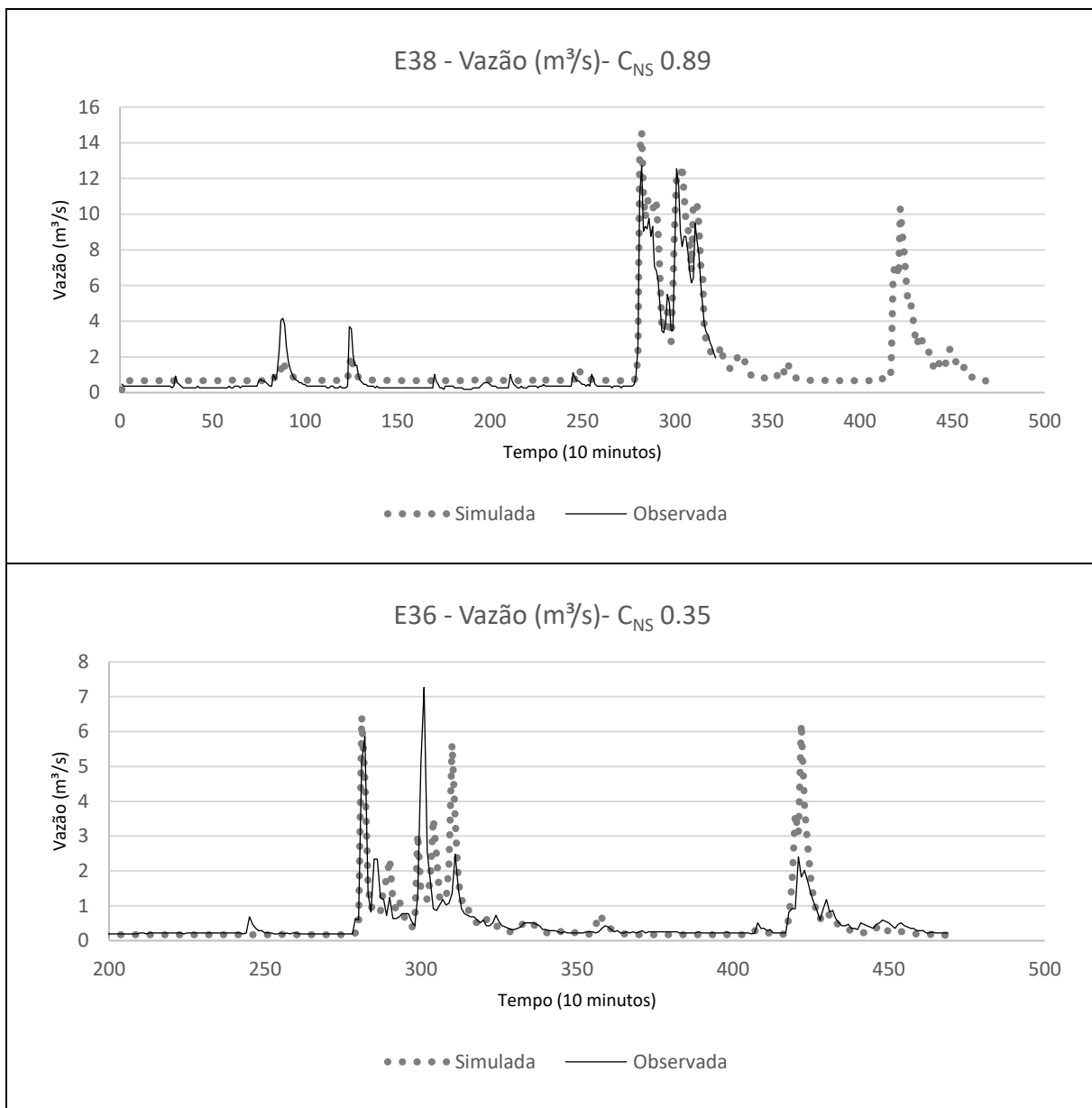
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 126: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 11/12/2013 – Etapa de Validação



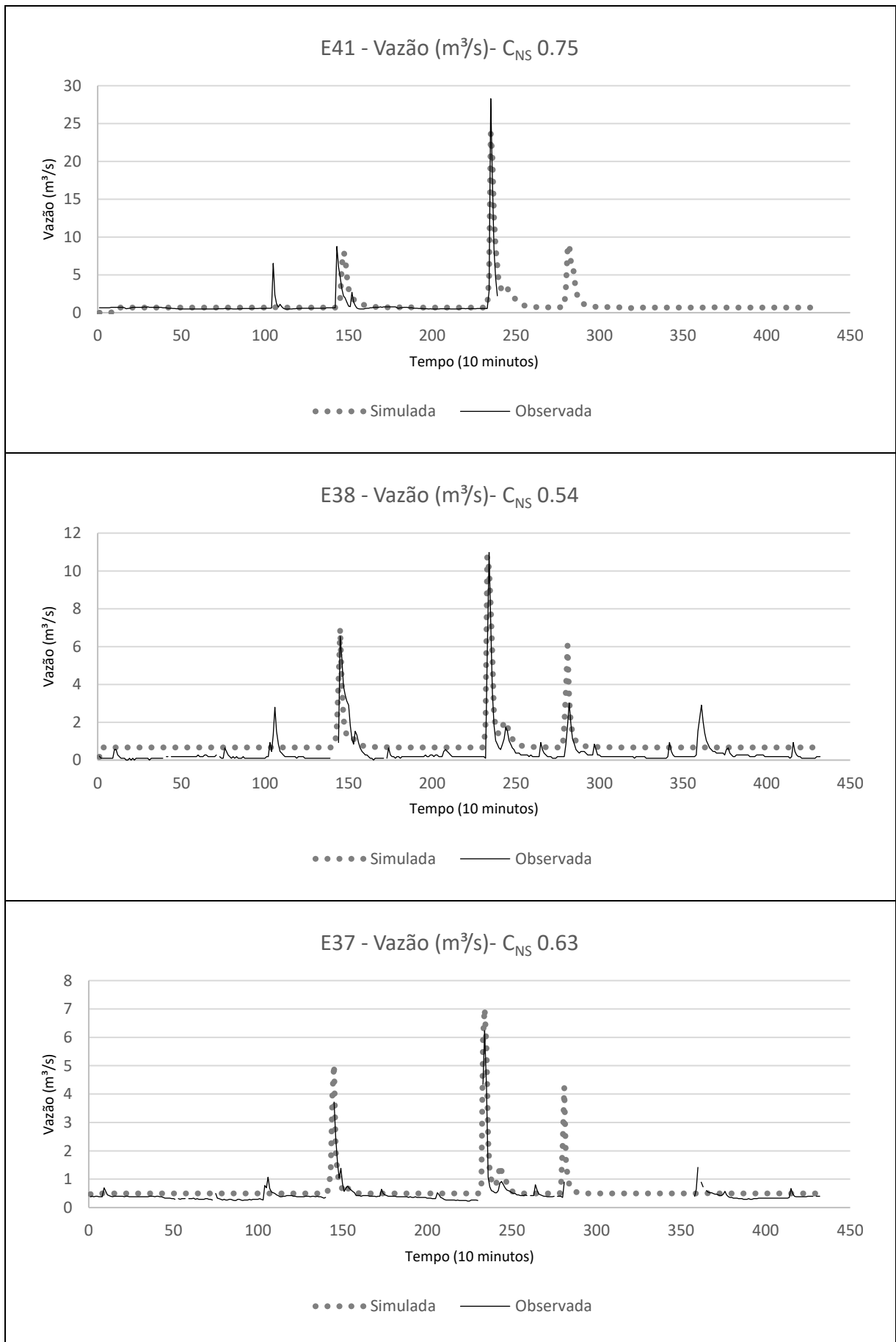
Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 127: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 11/12/2013 – Etapa de Validação



Fonte: elaborados pelo autor.

Figura 128: Hidrogramas do evento ocorrido no dia 18/12/2015 – Etapa de Validação



Fonte: elaborados pelo autor.