

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO
CENTRO TECNOLÓGICO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA E DESENVOLVIMENTO
SUSTENTÁVEL

FERNANDA CALIMAN PASSAMANI

**ANÁLISE DA MACRODRENAGEM DE UMA BACIA URBANA COSTEIRA COM
AUXÍLIO DE MODELAGEM HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA**

VITÓRIA

2016

FERNANDA CALIMAN PASSAMANI

**ANÁLISE DA MACRODRENAGEM DE UMA BACIA URBANA COSTEIRA COM
AUXÍLIO DE MODELAGEM HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Desenvolvimento Sustentável da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia e Desenvolvimento Sustentável, na área de concentração de Saneamento Ambiental e Saúde Pública.

Orientador: Prof. Dr. Daniel Rigo

VITÓRIA

2016

Dados Internacionais de Catalogação-na-publicação (CIP)
(Biblioteca Setorial Tecnológica,
Universidade Federal do Espírito Santo, ES, Brasil)

P285a Passamani, Fernanda Caliman, 1989-
Análise da macrodrenagem de uma bacia urbana costeira com
auxílio de modelagem hidrológica e hidráulica / Fernanda Caliman
Passamani. – 2016.
149 f. : il.

Orientador: Daniel Rigo.
Dissertação (Mestrado em Engenharia e Desenvolvimento
Sustentável) – Universidade Federal do Espírito Santo, Centro
Tecnológico.

1. Drenagem – Águas pluviais. 2. Bacias hidrográficas. 3.
Inundações. 4. Controle de inundações. 5. Baixadas costeiras. 6.
Modelagem computacional. 7. Canal da Costa (Vila Velha, ES). I.
Rigo, Daniel. II. Universidade Federal do Espírito Santo. Centro
Tecnológico. III. Título.

CDU: 628

“ANÁLISE DA MACRODRENAGEM DE UMA BACIA URBANA COSTEIRA COM AUXÍLIO DE MODELAGEM HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA”.

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Desenvolvimento Sustentável (Modalidade Profissional) da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia e Desenvolvimento Sustentável na área de concentração Saneamento Ambiental e Saúde Pública.

Aprovada em 01 de setembro de 2016.

COMISSÃO EXAMINADORA



Prof. DSc. José Antônio Tosta dos
Reis
Examinador Interno - PPGES / UFES



Prof. DSc. Diogo Costa Buarque
Examinador Externo (DEA / UFES)



Prof. DSc. Daniel Rigo
Orientador – PPGES / UFES

Dedico este trabalho aos meus pais e ao meu irmão, essenciais na minha vida.

AGRADECIMENTOS

À Deus, por me guiar, me dar força e perseverança para enfrentar as dificuldades e me permitir esta conquista.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Daniel Rigo, pela oportunidade de realização desta pesquisa e por todo o seu apoio e instruções concedidas ao longo desta caminhada.

Ao Prof. Dr. Diogo Costa Buarque, por toda sua ajuda, disponibilidade e paciência em me ajudar com o *software* HEC-RAS.

Ao Prof. Dr. José Antônio Tosta dos Reis, pelo seu apoio e incentivo inicial para me inscrever neste mestrado.

Ao Fellipe Tesch, por toda ajuda e conhecimentos transmitidos para este trabalho.

Ao David Gonzalez, por todo apoio e sua imensa generosidade em me ajudar com o *software* HEC-RAS, que foi fundamental nos momentos finais desta pesquisa.

À Maria Bernadete Biccas, pelos seus conhecimentos transmitidos, que muito contribuíram para este trabalho.

A todos os professores da minha Graduação e Pós-Graduação, cujos ensinamentos me possibilitaram realizar esta pesquisa.

Às minhas parceiras de mestrado, Lorena, Camila e Jôse, pelo companheirismo e pelas palavras de incentivo nos momentos difíceis.

Ao pessoal do GEARH, pelo apoio e por terem me acolhido com carinho, especialmente ao Allison e à Selena.

Aos colegas da turma do mestrado, pelos bons momentos compartilhados.

Aos meus pais, Eliane e Lucas, por todo apoio, incentivo, carinho e confiança transmitidos durante esses anos, que tanto contribuíram para eu finalizar esta etapa.

Ao meu irmão, Luiz Carlos, pela amizade e companheirismo.

Aos meus amigos, que me deram força e encorajamento quando precisei.

À FAPES, pela concessão da bolsa de estudos.

A todos os demais, que de alguma forma colaboraram para a realização desta etapa, muito obrigada!

RESUMO

Cidades costeiras apresentam, no geral, muitos problemas relacionados à drenagem pluvial. Além da alta impermeabilização do solo devido à urbanização, essas regiões possuem cotas do terreno próximas ao nível do mar, baixas declividades e são influenciadas pela maré, aspectos que intensificam os casos das inundações. Este trabalho teve como objetivo avaliar a macrodrenagem de uma bacia urbana costeira e avaliar propostas de algumas medidas de controle para minimizar os impactos das inundações. Foi escolhida como estudo de caso a bacia hidrográfica do Canal da Costa, situada no município de Vila Velha, estado do Espírito Santo. Os *softwares* utilizados na modelagem hidrológica e hidráulica foram, respectivamente, o HEC-HMS e o HEC-RAS. No cenário atual da bacia, observou-se que o remanso ocasionado pelas águas provenientes das sub-bacias resulta em altos níveis d'água nos canais por um longo tempo devido à baixa velocidade de escoamento, inundando várias regiões habitadas da bacia. Foram avaliados três cenários alternativos, onde foi considerado o redimensionamento dos canais, o desvio da macrodrenagem de algumas sub-bacias e a transposição das águas pluviais por meio de bombeamento. Considerando a precipitação com período de retorno de 50 anos, constatou-se que os cenários alternativos amenizaram de forma significativa as inundações. As manchas de inundação geradas para o cenário atual só desapareceram após 33 horas do início da chuva e no momento de pico atingiram uma área equivalente a 27,7% da área total da bacia. Já no Cenário 4, onde foram adotadas as medidas de controle mais eficientes, a inundação terminou após 3 horas e o percentual da área da bacia atingida pela mancha de inundação máxima caiu para 8,9%. No entanto, observou-se que os problemas de inundação não foram solucionados totalmente em nenhum cenário alternativo. Dessa forma, verifica-se que as bacias costeiras já ocupadas poderiam adotar, além de técnicas estruturais, medidas de controle não estruturais que buscam proporcionar uma convivência harmoniosa da população com as inundações. Tais medidas podem ser sistemas de previsão e alerta, seguros contra enchentes e planos de evacuação.

Palavras-chave: Drenagem pluvial. Bacia urbana costeira. Inundações. Medidas de controle de inundações. Modelagem computacional.

ABSTRACT

Coastal cities have, in general, many problems related to rainwater drainage. In addition to the high soil sealing due to urbanization, these regions present the land quotas close to the sea level, low steepness and they are influenced by the tide, aspects that intensify the cases of flooding. This study aimed to evaluate the macrodrainage of a coastal urban basin and evaluate proposals of some control measures to minimize the impacts of flooding. It was chosen as a case study the catchment of Canal da Canal, located in Vila Velha, Espírito Santo state. The softwares used in hydrologic and hydraulic modeling were, respectively, HEC-HMS and HEC-RAS. In the current situation of the basin, it was observed that the backwater caused by the runoff from the sub-basins result in high water levels in the channels for a long time due to the low flow velocity, causing flooding in several inhabited areas of the basin. Three alternative scenarios were evaluated, which was considered the improvement of the channels geometry, macrodrainage deviation of some sub-basins and transposition of rainwater through pumping. Considering the rainfall with a return period of 50 years, it was found that the alternative scenarios significantly attenuated the floods. Flood spots generated for the current scenario only disappeared after 33 hours of the onset of rain and they reached the maximum area equivalent to 27.7% of the total area of the basin. In Scenario 4, where the most efficient control measures were adopted, the flooding ended after 3 hours and the percentage of the basin area affected by the maximum flooding reduced to 8.9%. However, it was observed that the flooding problems have not been solved totally in any scenario. Thus, it is noted that coastal basins occupied could adopt, beyond structural techniques, non-structural control measures that provide a harmonious coexistence of the population with the floods. Such measures can be forecast and warning systems, flood insurance and evacuation plans.

Keywords: Rainwater drainage. Coastal urban basin. Flooding. Flood control measures. Computational modeling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Hidrograma Unitário Adimensional empregado pelo método SCS.	31
Figura 2 - Fluxograma metodológico.....	43
Figura 3 - Mapa de localização da área de estudo.....	45
Figura 4 - Delimitação da bacia hidrográfica do canal da Costa.	46
Figura 5 - Enchente na Rua Prof. Telmo Torres, registrada no dia 18/03/2013.	47
Figura 6 - Enchente na Av. Délio Silva Britto (em frente ao fórum), registrada no dia 18/03/2013.	48
Figura 7 - Enchente na Av. Carioca, registrada no dia 20/03/2013.....	48
Figura 8 - Enchente na Rua Cristovão Colombo, registrada no dia 19/12/2013.....	49
Figura 9 - Localização das ruas inundadas apresentadas nas fotos anteriores.....	50
Figura 10 - Modelo Digital de Terreno da bacia hidrográfica do canal da Costa.....	52
Figura 11 - Mapa com a delimitação das sub-bacias.	54
Figura 12 - Hietograma da chuva de projeto com período de retorno de 25 anos. ...	61
Figura 13 - Hietograma da chuva de projeto com período de retorno de 50 anos. ...	61
Figura 14 - Hietograma da chuva de projeto com período de retorno de 100 anos. .	62
Figura 15 - Mapa pedológico da área de estudo.....	63
Figura 16 - Mapa de uso e ocupação do solo do cenário atual da área de estudo. ..	65
Figura 17 - Mapa com a caracterização do revestimento dos canais.....	68
Figura 18 - Tipos de revestimento dos canais: (a) canal aberto com revestimento de concreto; (b) canal fechado com galeria pluvial; e (c) canal aberto com cobertura vegetal.....	68
Figura 19 - Série de níveis de maré, prevista pelo SisBAHIA®, utilizada como condição de contorno.	71
Figura 20 - Correlação entre os níveis DHN e IBGE.....	72
Figura 21 - Representação física da área de estudo definida no HEC-HMS.	74
Figura 22 - Dados de entrada do Modelo da bacia, referente à sub-bacia 0.....	75
Figura 23 - Mapa com a localização das galerias.	78
Figura 24 - Localização das seções transversais ao redor de uma galeria.....	79
Figura 25 - Dados de entrada para a representação da Galeria G3.	80
Figura 26 - Layout da geometria após a edição no HEC-RAS.	81
Figura 27 - Indicação das entradas dos hidrogramas ao longo dos canais.....	82
Figura 28 - Medidas de controle consideradas no Cenário 2.	86

Figura 29 – Medidas de controle consideradas no Cenário 3.	88
Figura 30 - Medidas de controle consideradas no Cenário 4.	90
Figura 31 - Volume escoado (1000 m ³) em cada sub-bacia gerado por uma chuva com TR = 50 anos.	95
Figura 32 - Localização das seções transversais.	98
Figura 33 - Hidrogramas das seções ST1, ST 2, ST 3 e ST 4, referente à chuva com TR = 50 anos, obtidos para o Cenário 1.	100
Figura 34 - Evolução da mancha de inundação ao longo do tempo para o Cenário 1, referente à chuva com período de retorno de 50 anos.	103
Figura 35 - Mancha de inundação máxima para o Cenário 1, referente à chuva com TR = 50 anos.	105
Figura 36 - Hidrogramas das seções ST 1, ST 2, ST 3 e ST 4, referente à chuva com TR = 50 anos, obtidos para o Cenário 2.	107
Figura 37 - Evolução da mancha de inundação ao longo do tempo para o Cenário 2, referente à chuva com período de retorno de 50 anos.	110
Figura 38 - Hidrogramas das seções ST 1, ST 2, ST 3 e ST 4, referente à chuva com TR = 50 anos, obtidos para o Cenário 3.	112
Figura 39 - Evolução da mancha de inundação ao longo do tempo para o Cenário 3, referente à chuva com período de retorno de 50 anos.	114
Figura 40 - Hidrogramas das seções ST 1, ST 2, ST 3 e ST 4, referente à chuva com TR = 50 anos, obtidos para o Cenário 4.	116
Figura 41 - Evolução da mancha de inundação ao longo do tempo para o Cenário 4, referente à chuva com período de retorno de 50 anos.	118
Figura 42 - Mancha de inundação máxima para todos os cenários, referente à chuva com período de retorno de 50 anos.	121
Figura 43 - Mancha de inundação máxima para todos os cenários, referente à chuva com período de retorno de 25 anos.	124
Figura 44 - Mancha de inundação máxima para todos os cenários, referente à chuva com período de retorno de 100 anos.	125
Figura 45 - Hidrogramas gerados pelo HMS para as sub-bacias 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 7 (TR = 25 anos).	139
Figura 46 - Hidrogramas gerados pelo HMS para as sub-bacias 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14 e 15 (TR = 25 anos).	140

Figura 47 - Hidrogramas gerados pelo HMS para as sub-bacias 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22 e 23 (TR = 25 anos).	141
Figura 48 - Hidrogramas gerados pelo HMS para as sub-bacias 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 7 (TR = 50 anos).	142
Figura 49 - Hidrogramas gerados pelo HMS para as sub-bacias 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14 e 15 (TR = 50 anos).	143
Figura 50 - Hidrogramas gerados pelo HMS para as sub-bacias 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22 e 23 (TR = 50 anos).	144
Figura 51 - Hidrogramas gerados pelo HMS para as sub-bacias 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 7 (TR = 100 anos).	145
Figura 52 - Figura 52 - Hidrogramas gerados pelo HMS para as sub-bacias 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14 e 15 (TR = 100 anos).....	146
Figura 53 - Hidrogramas gerados pelo HMS para as sub-bacias 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22 e 23 (TR = 100 anos).	147
Figura 54 - Novos hidrogramas gerados pelo HEC-HMS para as sub-bacias 14 e 15 (TR = 25, 50 e 100 anos) que foram utilizados nos Cenários 2, 3 e 4.	148

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Conversão dos valores de CN para as diferentes condições de umidade antecedente do solo.	29
Tabela 2 - Características das bacias-base das fórmulas.	33
Tabela 3 - Informações fisiográficas da bacia do canal da Costa e das suas sub-bacias.	55
Tabela 4 - Tempos de concentração calculados para a bacia hidrográfica do canal da Costa.	56
Tabela 5 - Tempos de concentração calculados para cada sub-bacia.	58
Tabela 6 - Valores de CN_w calculados para categoria de uso residencial.	66
Tabela 7 - CN médio calculado para cada sub-bacia.	67
Tabela 8 - Coeficientes de <i>Manning</i> adotados no presente trabalho.	70
Tabela 9 - Características das galerias.	78
Tabela 10 - Indicadores utilizados na comparação entre os cenários.	91
Tabela 11 - Volumes precipitados e escoados na bacia do canal da Costa, obtidos pelo HEC-HMS.	93
Tabela 12 - Volume escoado e vazão máxima de cada sub-bacia, obtidos pelo HEC-HMS.	94
Tabela 13 - Volume escoado e vazão máxima dos hidrogramas das sub-bacias 14 e 15, obtidos pelo HEC-HMS, para aplicação nos Cenários 2, 3 e 4.	96
Tabela 14 - Vazão máxima e nível d'água máximo atingidos em cada seção transversal no Cenário 1.	101
Tabela 15 - Vazão máxima e nível d'água máximo atingidos em cada seção transversal no Cenário 2.	108
Tabela 16 - Vazão máxima e nível d'água máximo atingidos em cada seção transversal no Cenário 3.	113
Tabela 17 - Vazão máxima e nível d'água máximo atingidos em cada seção transversal no Cenário 4.	117
Tabela 18 - Redução do nível d'água máximo (m) obtido nas 4 seções transversais para cada cenário alternativo, em relação ao Cenário 1.	119
Tabela 19 – Indicadores e seus respectivos resultados para cada cenário.	122

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Classificação dos grupos hidrológicos dos solos.	26
Quadro 2 - Classificação hidrológica do solo para as condições brasileiras.	27
Quadro 3 - Valores de CN em função da cobertura e do grupo hidrológico do solo (Condição II de umidade antecedente)	28

LISTA DE SIGLAS

ANA – Agência Nacional de Águas

COPPE – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia

CPRM – Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais

DHN – Diretoria de Hidrografia e Navegação

FEMAR – Fundação de Estudos do Mar

HEC-HMS – Hydrologic Engineering Center / Hydrologic Modeling System

HEC-RAS – Hydrologic Engineering Center / River Analysis System

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

IEMA – Instituto Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídricos

IPH – Instituto de Pesquisas Hidráulicas

MDT – Modelo Digital de Terreno

RMGV – Região Metropolitana da Grande Vitória

SCS – Soil Conservation Service

SEDURB – Secretaria de Estado de Saneamento, Habitação e Desenvolvimento Urbano

SIG – Sistema de Informação Geográfica

SISBAHIA – Sistema Base de Hidrodinâmica Ambiental

TIN – Triangulated Irregular Network

UFRJ – Universidade Federal do Rio de Janeiro

UFSC – Universidade Federal de Santa Catarina

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	17
2. OBJETIVOS.....	19
2.1 OBJETIVO GERAL.....	19
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	19
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	20
3.1 INUNDAÇÕES URBANAS.....	20
3.2 MEDIDAS DE CONTROLE DE ÁGUAS PLUVIAIS	21
3.2.1 Medidas estruturais	21
3.2.2 Medidas não estruturais	22
3.3 CHUVAS INTENSAS.....	23
3.4 ESCOAMENTO SUPERFICIAL.....	24
3.4.1 Método SCS-CN.....	25
3.5 TRANSFORMAÇÃO CHUVA-VAZÃO	30
3.5.1 Hidrograma Unitário do SCS	31
3.5.2 Tempo de concentração	32
3.6 HIDRÁULICA DE CANAIS.....	34
3.6.1 Conservação da massa	35
3.6.2 Conservação da quantidade de movimento	35
3.7 MODELAGEM COMPUTACIONAL	37
3.7.1 Modelagem hidrológica	37
3.7.2 Modelagem hidráulica.....	38
3.7.3 Estudos com modelagem hidrológica e hidráulica.....	39
4. METODOLOGIA	43
4.1 ÁREA DE ESTUDO	43
4.1.1 Registros históricos de inundações.....	47

4.2 DADOS TOPOGRÁFICOS	50
4.3 DELIMITAÇÃO DAS SUB-BACIAS	52
4.4 TEMPO DE CONCENTRAÇÃO.....	55
4.5 CHUVAS DE PROJETO	59
4.6 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	62
4.7 DETERMINAÇÃO DO CN	65
4.8 COEFICIENTE DE MANNING	67
4.9 MARÉ	70
4.10 MODELAGEM HIDROLÓGICA	72
4.11 MODELAGEM HIDRÁULICA.....	75
4.11.1 Dados geométricos	76
4.11.2 Condições de contorno e de simulação.....	81
4.12 CONSTRUÇÃO DOS CENÁRIOS.....	83
4.12.1 Cenário 1	84
4.12.2 Cenário 2.....	85
4.12.3 Cenário 3.....	87
4.12.4 Cenário 4.....	89
4.12.5 Avaliação dos cenários.....	91
5. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	92
5.1 MODELAGEM HIDROLÓGICA	92
5.1.1 Cenário atual.....	92
5.1.2 Cenários alternativos	96
5.2 MODELAGEM HIDRÁULICA.....	96
5.2.1 Cenário 1	99
5.2.2 Cenário 2.....	106
5.2.3 Cenário 3.....	111

5.2.4 Cenário 4.....	115
5.2.5 Comparação entre os cenários.....	119
6. CONCLUSÃO	127
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	130
APÊNDICE A – Hidrogramas gerados pelo HEC-HMS para cada sub-bacia, para as chuvas com período de retorno de 25, 50 e 100 anos.....	138

1. INTRODUÇÃO

Quase todos os centros urbanos do Brasil enfrentam problemas comuns com drenagem pluvial (SULEIMAN; BARBASSA, 2005). O regime de chuvas, o sistema de drenagem de águas pluviais inadequado, o processo desordenado de ocupação territorial urbana e a falta de conhecimento das áreas com risco de inundações são considerados importantes fatores que contribuem para as inundações urbanas (TUCCI, 2005; MORITA, 2014).

O processo de urbanização, sem um planejamento integrado das infraestruturas necessárias ao desenvolvimento harmônico das cidades, pode provocar mudanças drásticas na cobertura do solo e alterar os processos hidrológicos. O volume de águas pluviais que antes era retido pela vegetação e infiltrava no solo passa a escoar rapidamente até atingir os canais de drenagem, o que resulta no agravamento das inundações (WANG et al., 2007; MCCOOL; AGGETT, 2007; SAGHAFIAN et al., 2008; ALI et al., 2011; ADELEKAN, 2011; QIN; LI; FU, 2013; ALEXAKIS et al., 2014).

As cidades litorâneas, por sua vez, apresentam a situação da drenagem ainda mais crítica. Além da alta impermeabilização do solo, comum em qualquer centro urbano, essas regiões possuem baixas declividades, cotas do terreno próximas ao nível do mar e sofrem com o efeito da maré, intensificando os casos de inundações e alagamentos (NÓBREGA, 2002; SILVA et al., 2008; ZOPE; ELDHO; JOTHIPRAKASH, 2015).

O controle das inundações urbanas pode ser obtido por meio de uma gestão integrada das águas pluviais, no âmbito da bacia hidrográfica, e envolvem a agregação de ações e soluções de caráter estrutural e não estrutural.

O estudo hidrológico e hidráulico de bacias hidrográficas é, portanto, fundamental para dar suporte aos projetistas e tomadores de decisão no desenvolvimento sustentável dos recursos hídricos. A determinação das vazões de pico, volume de escoamento superficial, forma do hidrograma, bem como do período de retorno associado, velocidade no canal, tempo de propagação da onda de cheia, entre outros parâmetros, representa um dos principais fatores de sucesso dos projetos de drenagem. A ocorrência de erros nessa etapa pode causar incoerências graves no planejamento da bacia hidrográfica e, conseqüentemente, acarretar obras sub ou

superdimensionadas (TUCCI; PORTO; BARROS, 1995; DEVRIES; ALDRICH, 2015).

A modelagem computacional se apresenta como uma importante ferramenta no estudo da drenagem urbana, visto que ela permite: simular diferentes eventos hidrológicos; avaliar de forma rápida as respostas de uma bacia hidrográfica aos eventos simulados; e verificar o desempenho de medidas de controle de inundações, antes mesmo da sua implantação. Desse modo, com o uso de *softwares* de modelagem é possível criar diferentes cenários para que se possam avaliar as consequências da implantação de medidas de controle, no sentido de auxiliar o poder público no processo de tomada de decisões (SARHADI; SOLTANI; MODARRES, 2012; DECINA; BRANDÃO 2016).

Nesse contexto, este trabalho propõe a utilização de modelagem hidrológica e hidráulica em uma bacia urbana costeira, a fim de se avaliar o desempenho da macrodrenagem em suas condições atuais e em cenários alternativos, nos quais serão consideradas algumas medidas de controle, para se analisar as melhorias obtidas em cada cenário com relação ao comportamento da macrodrenagem. Foi escolhida como estudo de caso a bacia hidrográfica do Canal da Costa, situada no município de Vila Velha no estado do Espírito Santo, por ser uma bacia urbana costeira com um histórico de problemas de inundações.

2. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Avaliar o desempenho do sistema de drenagem de uma bacia urbana costeira para diferentes cenários, considerando-se a condição atual e a implementação de diferentes medidas de controle, com auxílio de modelagem hidrológica e hidráulica.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para alcançar o objetivo geral supramencionado foram adotados os seguintes objetivos específicos:

- Caracterizar o comportamento hidrológico da bacia em estudo para diferentes eventos de precipitação;
- Identificar as áreas susceptíveis à inundação da bacia em estudo;
- Propor cenários alternativos para a bacia, por meio da adoção de medidas estruturais;
- Avaliar e comparar as melhorias do desempenho da macrodrenagem, obtidas pelas medidas de controle adotadas em cada cenário.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 INUNDAÇÕES URBANAS

A bacia hidrográfica compreende toda a área de captação natural da água da chuva que contribui, por gravidade, para um corpo d'água até atingir a seção que define a bacia. Esta área é definida pela topografia da superfície, considerando-se como divisores de água as áreas mais elevadas (TUCCI; MENDES, 2006).

Na bacia hidrográfica rural, as águas pluviais são amortecidas pela vegetação, sendo que uma fração do volume precipitado infiltra no solo e a outra escoia sobre a superfície de forma gradual. No entanto, a urbanização desordenada intensifica o desmatamento, aumenta as áreas impermeáveis e, por consequência, agrava consideravelmente o problema das inundações. A ocupação dos leitos de rios por falta de planejamento do uso do solo também constitui um dos processos das inundações urbanas (TUCCI; PORTO; BARROS, 1995; SULEIMAN; BARBASSA, 2005; CHANG, FRANCYK; KIM, 2009).

As inundações urbanas podem causar diversos prejuízos à população, tais como perda de propriedade e danos a residências, problemas de trânsito, deslocamento da população, interrupção das atividades econômicas, suspensão dos serviços básicos de infraestrutura, alteração da qualidade das águas e doenças transmitidas pela água. No caso de fortes tempestades, podem ocorrer impactos mais sérios, como deslizamento de terras e perda de vidas humanas (PAES; BRANDÃO, 2013; TORGERSEN et al., 2015). Schmitt, Thomas e Ettrich (2004) destacam que a gravidade dos danos está relacionada com as propriedades físicas do deflúvio, ou seja, o nível de água sobre o solo, a extensão da mancha de inundação em termos volumétricos, a duração da inundação e a velocidade de fluxo sobre as superfícies.

Nas regiões costeiras das cidades brasileiras a situação da drenagem no período chuvoso ou em períodos isolados de ocorrência de chuvas intensas é mais crítica. Uma combinação de fatores, como baixa declividade dos terrenos, ocupação desordenada dos loteamentos, cotas baixas em relação ao nível do mar, alta impermeabilização do solo e o efeito da maré, agravam a drenagem pluvial dessas áreas. Dessa forma, a gestão do caminhamento das águas pluviais nas zonas urbanas costeiras, levando em consideração tais especificidades, é fundamental

para compreender de forma eficaz as condições de funcionamento dos sistemas de drenagem (SILVA et al., 2008; ARCHETTI et al., 2011; LIAN; XU; MA, 2013).

3.2 MEDIDAS DE CONTROLE DE ÁGUAS PLUVIAIS

As medidas de controle de águas pluviais visam controlar e minimizar os efeitos adversos das inundações urbanas por meio da agregação de ações e soluções de caráter estrutural e não estrutural (CANHOLI, 2005). Um meio de se avaliar o desempenho dessas medidas antes de sua implantação é a criação de cenários alternativos por meio da utilização de modelos hidrológicos e hidráulicos, o que pode auxiliar no processo de tomada de decisões do poder público (QI; ALTINAKAR, 2011; DECINA; BRANDÃO 2016).

Miguez et al. (2009) destacam que em bacias altamente urbanizadas, onde há poucas áreas livres, a escolha de medidas de controle se torna mais limitada devido às possíveis interferências com a paisagem urbana. Algumas medidas estruturais, como reservatórios de retenção e ampliação da largura de canais, requerem grandes áreas para implantação, as quais muitas vezes não estão disponíveis na bacia urbana.

Neste contexto, a combinação de medidas estruturais com medidas não estruturais se apresenta como uma solução atrativa para minimizar os impactos das inundações em regiões urbanas.

3.2.1 Medidas estruturais

As medidas estruturais são aquelas que modificam o sistema fluvial através de obras hidráulicas e requerem maiores esforços no seu projeto (TARIQ; HOES; ASHRAF, 2014). Tais medidas podem apresentar alto custo de implantação e manutenção e são mais indicadas em áreas onde a urbanização já está consolidada, possuindo um caráter mais corretivo do que preventivo. As medidas estruturais podem ser classificadas como extensivas, que são aplicadas ao longo da bacia a fim de modificar as relações entre precipitação e vazão, e intensivas, que agem na macrodrenagem (CANHOLI, 2005; TUCCI, 2005; RIGHETTO, 2009).

Dentre as medidas estruturais extensivas, Tucci (2006) destaca a alteração da cobertura vegetal, que reduz e retarda os picos de enchentes, e o controle de perda do solo, que busca reduzir o assoreamento. Tais medidas são aplicadas a bacias pequenas.

As medidas estruturais intensivas podem ser classificadas em três tipos de acordo com sua finalidade: aceleração do escoamento, retardamento do escoamento e desvio do escoamento. Tucci (2006) apresenta os seguintes exemplos de medidas estruturais intensivas:

- Aceleração do escoamento: aumento da capacidade dos rios; corte de meandros;
- Retardamento do escoamento: reservatórios e bacias de amortecimento;
- Desvio do escoamento: obras de canais e desvios; bombeamento de águas pluviais.

3.2.2 Medidas não estruturais

As medidas não estruturais são ações preventivas que buscam manter uma convivência harmônica da população com os rios, de modo a reduzir os prejuízos provocados pelas enchentes urbanas. Elas não enfocam apenas o problema específico das enchentes, mas, sobretudo, o uso racional do espaço urbano. Por requerer menor investimento financeiro, tais medidas apresentam maior viabilidade econômica e agilidade para implantação, quando comparadas com as medidas estruturais. Entretanto apresentam difícil aplicação em bacias já urbanizadas devido ao seu caráter preventivo (CANHOLI, 2005; TUCCI, 2005; RIGHETTO, 2009; GHANBARPOUR; SARAVI; SALIMI, 2014).

Jha, Bloch e Lamond (2012) apresentam as seguintes medidas de controle não estruturais:

- Planejamento do uso do solo;
- Zoneamento de áreas de inundação;
- Elaboração de manual de drenagem urbana;
- Estabelecimento de critérios de construção no código de obras;
- Educação ambiental;

- Planos de evacuação;
- Programas de ações emergenciais;
- Sistema de alerta ligado à Defesa Civil;
- Seguro contra enchentes.

3.3 CHUVAS INTENSAS

Chuvvas intensas são compreendidas como chuvas extremas, que possuem duração, distribuição espacial e temporal críticas para uma determinada área ou bacia hidrográfica (TUCCI; PORTO; BARROS, 1995).

A determinação das intensidades das chuvas intensas é fundamental em drenagem urbana. Como a disponibilidade de séries históricas de precipitação é, em geral, muito mais frequente que as séries históricas de vazões, as vazões de projeto de drenagem urbana podem ser obtidas indiretamente a partir da análise de chuvas intensas observadas em uma ou mais estações meteorológicas da região (MOLIN et al., 1996).

As relações de intensidade-duração-frequência (IDF) das precipitações intensas devem ser deduzidas a partir da observação de séries históricas suficientemente longas e representativas do local de estudo (SILVA; CLARKE, 2004). Essas relações podem ser expressas pela Equação (1):

$$i = K \frac{TR^m}{(t + t_0)^n} \quad (1)$$

Onde: i é a intensidade média da chuva; t é a duração da chuva; TR é o período de recorrência; m , n , t_0 e K são parâmetros relativos ao ajuste da equação.

A representação da distribuição temporal de uma chuva de projeto é dada pelos hietogramas. A resposta de uma bacia hidrográfica a um evento de chuva depende das características da bacia e do evento, como a sua duração e a sua intensidade. A definição do hietograma, portanto, influencia significativamente o pico de descarga do escoamento superficial decorrente (CANHOLI, 2005).

Um método frequentemente utilizado para determinar a distribuição temporal para chuvas de projeto, quando se dispõe da relação IDF, é o Método dos Blocos

Alternados. A metodologia consiste em determinar as intensidades médias para diferentes durações até a duração total, a partir da relação IDF e dos valores de duração total da chuva e do tempo de retorno. Para isso, a duração total deve ser discretizada em intervalos de tempo iguais. As intensidades são transformadas em incremento de altura de chuva e, em seguida, estas são rearranjadas pela sua magnitude, de forma que o maior valor se localize no centro da duração da chuva e os demais sejam dispostos em ordem decrescente, alternadamente, sempre um à direita e o outro à esquerda do bloco central (TUCCI; PORTO; BARROS, 1995).

3.4 ESCOAMENTO SUPERFICIAL

O escoamento superficial direto consiste na parcela da precipitação total, que escoar, inicialmente, pela superfície do solo e, posteriormente, em cursos de água maiores e bem definidos. A precipitação excedente é a maior responsável pelas vazões de cheia, principalmente em bacias pequenas e urbanizadas (TUCCI; PORTO; BARROS, 1995).

A literatura apresenta duas abordagens principais para o cálculo do escoamento superficial direto.

Na primeira abordagem, encontram-se os métodos que calculam a chuva excedente, diretamente, por meio de relações funcionais que levam em consideração o total precipitado, o tipo de solo, sua ocupação e a umidade antecedente. Estes métodos baseiam-se, normalmente, em relações empíricas. Apesar disso, são métodos largamente utilizados, pois possuem fácil aplicação e fornecem resultados satisfatórios quando empregados com discernimento. Exemplos típicos desta classe de métodos são: o Método do Número da Curva, desenvolvido pelo *Soil Conservation Service*, do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos (SCS-CN); e o Método do Coeficiente de Escoamento Superficial (TUCCI; PORTO; BARROS, 1995; CANHOLI, 2005).

Na segunda abordagem, estão as metodologias que se baseiam em fórmulas de infiltração, buscando representar os processos físicos que ocorrem na camada superior do solo, para que, em seguida, seja determinada a chuva excedente. A maior dificuldade na aplicação destes métodos consiste na escolha dos parâmetros das fórmulas de infiltração. Dentre os métodos inclusos nesta categoria, estão: o

Método de Perda Inicial e Constante; o Método de Horton; e o Método de Green-Ampt (TUCCI; PORTO; BARROS, 1995; USACE, 2010a).

3.4.1 Método SCS-CN

Dentre as metodologias citadas para a determinação do escoamento superficial direto, o método SCS-CN se destaca como a mais popularizada entre os projetistas. Este método permite calcular as perdas de precipitação e determinar a parcela da chuva que efetivamente gera escoamento superficial através de um único parâmetro chamado de Número de Curva (*Curve Number*, CN), o qual está associado aos parâmetros de classificação hidrológica e de cobertura dos solos (SCS, 1972).

De acordo com Mishra, Pandey e Singh (2012), o método SCS-CN é um dos mais populares para contabilizar o escoamento superficial direto de uma precipitação porque é simples, estável, fácil de entender e aplicar e considera a maioria das características de uma bacia hidrográfica, tais como o tipo e ocupação do solo, as condições hidrológicas e as condições de umidade antecedente. Nagarajan e Poongothai (2012) também destacam a flexibilidade e simplicidade de aplicação deste método. Lastra et al. (2008) apontam que este método é comumente usado em diferentes ambientes pelo fato de que apenas algumas variáveis precisam ser estimadas e por apresentar, no geral, resultados tão bons quanto modelos mais complexos.

A fórmula proposta pelo método SCS-CN para determinar o escoamento superficial direto é apresentada na Equação (2).

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

Onde: H_{EXC} é a precipitação excedente no solo (mm); P é a precipitação total (mm); e S é a retenção potencial do solo (mm).

O valor de S depende do tipo e da ocupação do solo. A quantidade de 0,2S é uma estimativa de perdas iniciais provenientes da interceptação e retenção da água da chuva em depressões. A correlação entre a retenção potencial do solo e o coeficiente CN é dada pela Equação (3).

$$S = \frac{25.400 - 254 CN}{CN} \quad (3)$$

Para obter o hietograma de chuva excedente, portanto, é necessário aplicar a fórmula proposta pelo SCS-CN (Equação 2) aos valores da chuva, a cada intervalo de tempo, apresentados no hietograma da precipitação de projeto.

A determinação do valor de CN, que pode variar de 0 a 100, é feita em função do tipo do solo, condições de uso e ocupação e umidade antecedente.

O método SCS-CN classifica os solos em quatro grupos hidrológicos de acordo com a sua capacidade de infiltração, conforme mostra o Quadro 1.

Quadro 1 - Classificação dos grupos hidrológicos dos solos.

Grupo hidrológico	Descrição do solo	Capacidade de infiltração (mm/h)
A	Areais e cascalhos profundos (profundidade maior que 1,50 m), muito permeáveis, com alta taxa de infiltração, mesmo quando saturados. Baixo teor de argila, inferior a 10%.	8 a 12
B	Solos arenosos menos profundos (profundidade menor que 1,50 m) e permeáveis. Teor de argila entre 10 e 20%.	4 a 8
C	Solos barrentos com teor de argila entre 20 e 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até profundidade de 1,2 m.	1,5 a 4
D	Solos compostos principalmente por argilas (acima de 30%) e camada densificada a 50 cm de profundidade. Ou solos com nível freático elevado, ou solos com camadas argilosas próximas à superfície, ou solos rasos sobre camadas impermeáveis.	0 a 1,5

Fonte: Canholi (2005); Tucci; Porto; Barros (1995).

O Quadro 2 apresenta o enquadramento das atuais classes gerais de solo para as condições brasileiras nos grupos hidrológicos A, B, C e D.

Quadro 2 - Classificação hidrológica do solo para as condições brasileiras.

Grupo hidrológico	Classes gerais de solo
A	- Latossolo amarelo, latossolo vermelho amarelo e latossolo vermelho, ambos de textura argilosa ou muito argilosa e com alta macroporosidade; - Latossolo amarelo e latossolo vermelho amarelo, ambos de textura média, mas com horizonte superficial não arenoso.
B	- Latossolo amarelo e latossolo vermelho amarelo, ambos de textura média, mas com horizonte superficial de textura arenosa; - Latossolo bruno, nitossolo vermelho, neossolo quartzarênico, argissolo vermelho ou vermelho amarelo, de textura arenosa/média, média/argilosa, argilosa/argilosa ou argilosa/muito argilosa que não apresentam mudança textural abrupta.
C	- Argissolo pouco profundo, mas não apresentando mudança textural abrupta; - Argissolo vermelho, argissolo vermelho amarelo e argissolo amarelo, ambos profundos e apresentando mudança textural abrupta; - Cambissolo de textura média e cambissolo háplico ou húmico, mas com características físicas semelhantes ao latossolos (latossólico); - Espodossolo ferrocárbico, neossolo flúvico.
D	- Neossolo litólico, organossolo, gleissolo, chernossolo, planossolo, vertissolo, alissolo, luvisolo, plintossolo, solos de mangue, afloramento de rocha; - Cambissolos que não se enquadram no Grupo C; - Argissolo vermelho amarelo e argissolo amarelo, ambos pouco profundos e associados à mudança textural abrupta.

Fonte: Sartori; Neto; Genovez (2005).

Com relação às condições de umidade antecedente do solo, o método SCS-CN distingue três formas:

- Condição I: solos secos. As chuvas, nos últimos 5 dias, não ultrapassaram 15 mm;
- Condição II: situação média na época das cheias. As chuvas, nos últimos 5 dias, totalizaram 15 a 40 mm;
- Condição III: solo úmido (próximo à saturação). As chuvas, nos últimos 5 dias, foram superiores a 40 mm, e as condições meteorológicas foram desfavoráveis a altas taxas de evaporação.

O método SCS-CN desenvolveu tabelas que consideram as diversas formas de uso e ocupação, o tipo de solo e a umidade antecedente, e associam essas condições a

um valor de CN. O Quadro 3 apresenta valores de CN estabelecidos para diferentes condições de ocupação do solo, levando em consideração seu respectivo grupo hidrológico. Esse quadro se refere à condição II de umidade antecedente do solo.

Quadro 3 - Valores de CN em função da cobertura e do grupo hidrológico do solo (Condição II de umidade antecedente)

Uso ou cobertura do solo		Grupo hidrológico			
		A	B	C	D
Uso Residencial:					
Tamanho médio do lote	Percentual impermeável				
Até 500 m ²	65%	77	85	90	92
1000 m ²	38%	61	75	83	87
1500 m ²	30%	57	72	81	86
Estacionamentos, pavimentos, telhados		98	98	98	98
Ruas e estradas:					
Pavimentadas, com guias e drenagem		98	98	98	98
Com cascalho		76	85	89	91
De terra		72	82	87	89
Áreas comerciais (85% de impermeabilização)		89	92	94	95
Distritos industriais (72% de impermeabilização)		81	88	91	93
Espaços abertos, parques, jardins:					
Boas condições, cobertura de grama > 75%		39	61	74	80
Condições médias, cobertura de grama > 50%		49	69	79	84
Terreno preparado para plantio, descoberto		77	86	91	94
Culturas em fileira:					
Linha reta	Condições ruins	72	81	88	91
	Condições boas	67	78	85	89
Curva de nível	Condições ruins	70	79	84	88
	Condições boas	65	75	82	86
Cultura de grãos:					
Linha reta	Condições ruins	65	76	84	88
	Condições boas	63	75	83	87
Curva de nível	Condições ruins	63	74	82	85
	Condições boas	61	73	81	84
Pastagens ou terrenos baldios:					
	Condições ruins	68	79	86	89
	Condições médias	49	69	79	84
	Condições boas	39	61	74	80
Campos:		30	58	71	78
Florestas:					
	Condições ruins	45	66	77	83
	Condições médias	36	60	73	79
	Condições boas	25	55	70	77

Fonte: Tucci; Porto; Barros (1995).

Para converter os valores de CN apresentados no Quadro 3 (referentes à condição II de umidade antecedente) para a condição I ou III, utiliza-se a Tabela 1. Com esta tabela, é possível identificar os valores de CN nas condições I e III que correspondem à condição II.

Tabela 1 - Conversão dos valores de CN para as diferentes condições de umidade antecedente do solo.

Condições de umidade		
I	II	III
100	100	100
87	95	99
78	90	98
70	85	97
63	80	94
57	75	91
51	70	87
45	65	83
40	60	79
35	55	75
31	50	70
27	45	65
23	40	60
19	35	55
15	30	50

Fonte: Tucci; Porto; Barros (1995).

Tucci, Porto e Barros (1995) indicam o seguinte procedimento para calcular o escoamento superficial direto pelo método do SCS-CN:

- Escolha das condições de umidade do solo;
- Determinação do grupo hidrológico do solo;
- Determinação do CN para a condição II por meio do Quadro 3;
- Transformação do CN para a condição de umidade desejada pela Tabela 1;
- Determinação do escoamento superficial pelas equações propostas pelo método SCS-CN.

No caso de bacias que apresentem diferentes tipos de solo e ocupação, adota-se a média ponderada dos diversos CN's correspondentes às áreas homogêneas.

3.5 TRANSFORMAÇÃO CHUVA-VAZÃO

A literatura apresenta diversas abordagens para representar o processo de transformação da precipitação excedente em vazão superficial. Dentre elas, existem técnicas baseadas no método racional e na teoria do hidrograma unitário.

O método racional é muito difundido para a determinação de vazões de pico em pequenas bacias com chuvas de curta duração. A grande aceitação deste método se deve à sua simplicidade. No entanto, a sua aplicação deve respeitar as suas limitações. Tucci, Porto e Barros (1995) consideram o método racional plausível para bacias com áreas menores do que 3 km² ou que tenham tempo de concentração menor do que 1 hora. O Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH) estabelece a aplicação deste método apenas para bacias com áreas inferiores ou iguais a 2 km² (IPH, 2005). O Manual de Drenagem de Estradas da Alaska (1995) sugere este método para bacias com áreas inferiores a 0,81 km² e somente quando os outros métodos são inadequados. Já o Manual de Gestão de Águas Pluviais da Geórgia (2001) recomenda o método racional para bacias com áreas de até 0,1 km² e enfatiza que este método não deve ser utilizado em bacias mais complexas, que apresentam várias sub-bacias.

Os métodos baseados na teoria do hidrograma unitário são mais utilizados em bacias de pequeno a médio porte. Estes métodos são mais sofisticados que o método racional, pois levam em consideração fatores como: a distribuição da precipitação no tempo; as perdas iniciais de chuva por interceptação e armazenamento; e as taxas de infiltração, que diminuem no decorrer da tempestade. Alguns dos métodos baseados na teoria do hidrograma unitário são: o método de Clark; o hidrograma sintético de Snyder; e o hidrograma sintético do SCS (TUCCI, 2005).

Tucci, Porto e Barros (1995, p. 135) definem o hidrograma como “[...] o gráfico, ao longo do tempo, das vazões causadas por um determinado hietograma”. A área abaixo da curva representa o volume do escoamento direto provocado por uma chuva excedente. O hidrograma unitário, por sua vez, é resultante da precipitação

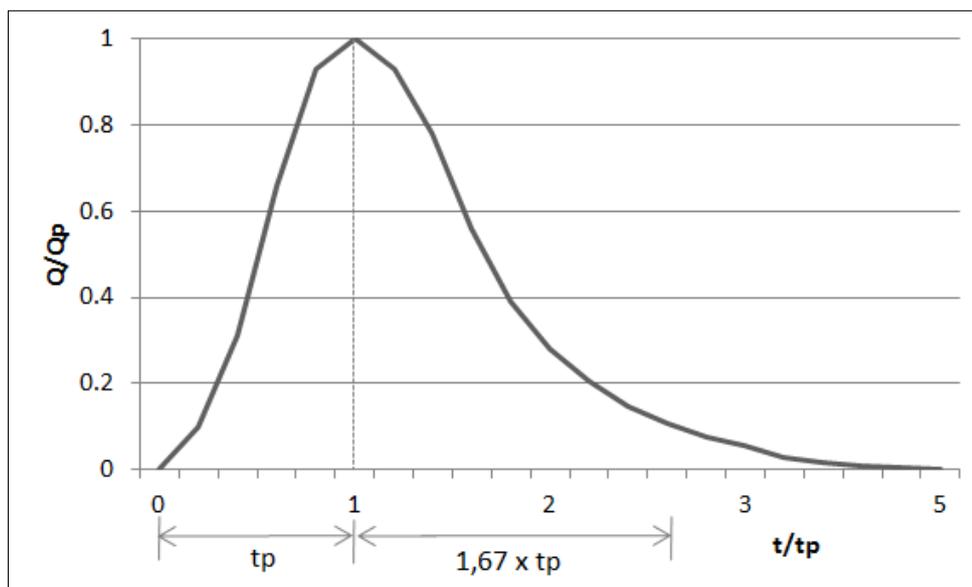
excedente com intensidade e duração unitárias. É possível obter o hidrograma correspondente a qualquer outra chuva a partir do hidrograma unitário.

3.5.1 Hidrograma Unitário do SCS

Um dos métodos baseados no hidrograma unitário que é amplamente utilizado, especialmente quando não se dispõe de dados hidrológicos, é o método desenvolvido pelo SCS. Este método é recomendado para aplicação em bacias com áreas superiores a 2 km² (SCS, 1972). Em contrapartida, o Manual de Drenagem de Estradas da Alaska (1995) sugere a utilização deste método para bacias com áreas entre 0,4 e 5,3 km², enquanto que o Manual de Gestão de Águas Pluviais da Geórgia (2001) indica o método para bacias com áreas inferiores a 8,1 km².

O hidrograma unitário sintético do SCS, desenvolvido com base em registros de pequenas bacias hidrográficas agrícolas dos Estados Unidos, é adimensional e apresenta nas ordenadas a vazão em função da vazão de pico (Q/Q_p) e nas abcissas o instante de tempo em função do tempo de pico (t/t_p) (USACE, 2010a). O hidrograma unitário adimensional do SCS é apresentado na Figura 1.

Figura 1 - Hidrograma Unitário Adimensional empregado pelo método SCS.



Fonte: Adaptado de TUCCI; PORTO; BARROS (1995).

O método do SCS propõe as seguintes expressões:

$$t_p = \frac{D}{2} + t_r \quad (4)$$

$$t_r = 0,6 t_c \quad (5)$$

$$Q_p = 2,08 \frac{A}{t_p} \quad (6)$$

$$D = 0,133 t_c \quad (7)$$

Onde: t_p é o tempo de ocorrência do pico de vazão (horas); D é a duração da chuva unitária excedente (horas); t_c é o tempo de concentração (horas); t_r é o tempo de retardo ou *lag time* (horas); Q_p é a vazão de pico (m^3/s); e A é a área da bacia hidrográfica (km^2).

A partir do hidrograma unitário, gerado pelo método SCS, é possível obter hidrogramas para qualquer duração e distribuição temporal da chuva excedente através do processo de convolução. Tal procedimento consiste em uma operação matemática que produz uma terceira função a partir de duas funções, por meio de multiplicação, translação do tempo e adição (TUCCI; PORTO; BARROS, 1995).

3.5.2 Tempo de concentração

O tempo de concentração, segundo Canholi (2005), mede o tempo gasto para que toda a bacia contribua para o escoamento superficial na seção considerada. A determinação deste parâmetro é fundamental para a estimativa da vazão máxima que está contribuindo para um determinado local da bacia após o início da chuva.

O método considerado mais correto para calcular o tempo de concentração é o método cinemático, pois ele permite levar em consideração as características específicas do escoamento da bacia. No caso de bacias urbanas, o tempo de concentração pode ser dividido em duas parcelas: o tempo inicial, que representa o percurso da água da chuva sobre superfícies até alcançar a rede de drenagem; e o tempo de percurso, que é aquele tempo gasto pela água da chuva para percorrer a rede de drenagem até atingir a foz da bacia. No entanto, a aplicação deste método pode ser trabalhosa, pois exige a divisão dos canais em trechos uniformes e a determinação das suas características hidráulicas para a aplicação da equação de *Manning* (WALESH, 1989; TUCCI; PORTO; BARROS, 1995).

Existem diversas fórmulas empíricas disponíveis na literatura para se estimar o tempo de concentração em função das características da bacia hidrográfica. A determinação deste parâmetro está sujeita a imprecisões e incertezas devido à complexidade dos fenômenos que eles se propõem a representar e aos fatores que os influenciam. Portanto, a escolha do método requer muita cautela, uma vez que este parâmetro pode influenciar significativamente no resultado da vazão de projeto.

Sharifi e Hosseini (2013) apontam o método de Kirpich (1940) como o mais aplicado na literatura em geral. Apesar de ter sido desenvolvido para pequenas bacias hidrográficas rurais de Tennessee, também é aplicado a bacias urbanas. Mulungo (2012) utilizou este método para estimar o tempo de concentração da bacia hidrográfica do Campus da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), essencialmente urbana, com 4,5 km² de área, 0,0893 m/m de declividade e 4,0 km de extensão do rio principal. Pontremolez (2013) também aplicou o método de Kirpich (1940) para calcular o tempo de concentração da bacia hidrográfica do córrego do Mineirinho, em São Carlos, com área de 5,85 km² e em processo de urbanização.

Silveira (2005) avaliou o desempenho de 23 fórmulas de tempo de concentração em várias bacias com parâmetros conhecidos e tempos de concentração observados. As fórmulas que apresentaram valores de tempo de concentração para bacias urbanas com menores erros foram os métodos de Carter (1961), Schaake et al. (1967), Kirpich (1940) e Desbordes (1974), nessa ordem. A Tabela 2 apresenta as características das bacias-base, como área, declividade e comprimento do talvegue, que foram utilizadas no desenvolvimento de cada fórmula.

Tabela 2 - Características das bacias-base das fórmulas.

Fórmula	Local	Nº bacias	Área (km²)	Declividade (%)	Comp. do talvegue (km)	Tipo
Carter (1961)	EUA	-	< 21	< 0,5	< 12,0	Urbana
Schaake et al. (1967)	EUA	19	< 0,7	< 7	< 1,8	Urbana
Kirpich (1940)	EUA	7	< 0,45	3 a 10	< 1,2	Rural
Desbordes (1974)	França	21	< 51	< 7	< 18,0	Urbana

(-) informação não disponível na fonte bibliográfica.

Fonte: Silveira (2005).

3.6 HIDRÁULICA DE CANAIS

O escoamento em canais pode ser classificado como permanente, onde as propriedades hidráulicas são invariantes no tempo, ou não permanente, quando ocorre a variação de vazões e níveis d'água ao longo do tempo, ocasionada por qualquer interferência ao sistema capaz de desestabilizar temporariamente as características de um regime permanente de vazões (TUCCI; PORTO; BARROS, 1995).

Em drenagem urbana a modelagem dos escoamentos não permanentes é de grande importância para os estudos de translação de ondas de cheias nos canais e galerias, principalmente naqueles que sofrem a influência da maré. Melo (1998) destaca que os canais de maré não apresentam possibilidade de ter escoamento permanente devido às inversões periódicas e sistemáticas de sentido do fluxo provocadas pela maré oceânica.

As leis físicas que governam o fluxo de água no escoamento não permanente são a lei da conservação da massa (equação da continuidade) e a lei conservação da quantidade de movimento (equação dinâmica). Tais equações são conhecidas como Equações de *Saint-Venant* e permitem o cálculo da vazão, velocidade e profundidade da água para cada seção transversal do rio ao longo do tempo.

A dedução das equações de *Saint-Venant* se baseia nas seguintes hipóteses (PORTO, 2006):

- O escoamento é unidimensional;
- A pressão é hidrostática, ou seja, depende apenas da profundidade;
- O canal apresenta baixa declividade e fundo imóvel. Isto implica que não há efeitos de deposição de sedimentos no escoamento;
- O canal é prismático e apresenta declividade constante;
- A perda de carga no regime não permanente pode ser computada pela aplicação das equações de resistência do regime permanente (*Manning* e *Chézy*);
- O fluido é incompressível e homogêneo.

As equações de *Saint-Venant* são solucionadas por métodos numéricos diversos. Existem programas computacionais que são utilizados para a resolução das equações de escoamento.

3.6.1 Conservação da massa

A equação da continuidade descreve o balanço da massa no escoamento. Considerando um volume de controle elementar (V.C) contido entre duas seções transversais, o princípio da lei da continuidade estabelece que a vazão em massa através da superfície de controle (S.C) é igual à diminuição por unidade de tempo da massa no interior do volume de controle (PORTO, 2006). Considerando as hipóteses supramencionadas, a equação da continuidade para um regime não permanente é expressa pela Equação (8):

$$\frac{\partial A_T}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad (8)$$

Onde: A_T é a área da seção transversal do escoamento; ∂t é o intervalo de tempo; Q é a vazão; dx é a distância longitudinal entre duas seções transversais; e q_l é a vazão de contribuição lateral por unidade de comprimento.

3.6.2 Conservação da quantidade de movimento

A conservação da quantidade de movimento é baseada na 2ª Lei de Newton e descreve o balanço das forças sob condições dinâmicas. A força resultante agindo em um sistema é igual à taxa de variação da quantidade de movimento do sistema. Para um volume de controle elementar incluso entre duas seções transversais, o somatório de todas as forças que atuam sobre o fluido contido no volume é igual ao fluxo, por unidade de tempo, da quantidade de movimento através da superfície de controle mais a variação, por unidade de tempo, da quantidade de movimento da massa no interior do volume de controle (PORTO, 2006). Esta equação é dada por:

$$\sum F_x = \int_{S.C} \vec{V} \cdot (\rho \vec{V} \cdot dA) + \frac{\partial}{\partial t} \int_{V.C} V(\rho \cdot dVol) \quad (9)$$

Onde: F_x são todas as forças que atuam no eixo x; V é a velocidade média no eixo x; ρ é a massa específica da água; A é a área transversal; e Vol é o volume de controle.

São consideradas três forças aplicadas ao volume de controle: a resultante da força de pressão hidrostática; a componente da força gravitacional no sentido do escoamento; e a força de atrito nas paredes e fundo do canal. Essas três forças, na direção do eixo x, podem ser expressas da seguinte forma:

- Força resultante da pressão:

$$F_p = -\rho g A \frac{\partial h}{\partial x} dx \quad (10)$$

- Força gravitacional:

$$W_x = \rho g A I_o dx \quad (11)$$

- Força de atrito:

$$F_f = -\tau_o P dx \quad (12)$$

Onde: ρ é a massa específica; g é a aceleração da gravidade; A é a área transversal; h é a distância vertical que vai desde a superfície livre até o centro de gravidade da área; I_o é a declividade de fundo do canal; τ_o é a tensão de cisalhamento; P é o perímetro molhado da seção; e dx é a distância entre as seções.

A expressão final da equação da quantidade de movimento para um escoamento não permanente é dada por:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} = g A I_o - g A I_f \quad (13)$$

Onde: Q é a vazão; y é a profundidade do nível d'água; g é a aceleração da gravidade; I_o é a declividade do fundo do canal; e I_f é a declividade da linha de energia.

No lado esquerdo da equação, o primeiro e segundo termos representam a força de inércia, enquanto que o terceiro representa a pressão. Já no lado direito da equação, o primeiro termo representa a gravidade e o último as forças de atrito.

3.7 MODELAGEM COMPUTACIONAL

O modelo é uma representação do comportamento de um sistema ou de uma realidade complexa. Na hidrologia, os modelos buscam descrever os processos pelos quais a água passa no seu ciclo (TUCCI; PORTO; BARROS, 1995).

As modelagens hidrológica e hidráulica são ferramentas importantes no cenário da drenagem urbana, pois permitem avaliar as respostas de uma bacia hidrográfica para uma determinada precipitação, como também simular diferentes cenários para mudanças no uso e ocupação do solo (QUEIROGA; NAGHETTINI; NASCIMENTO, 2005; CABRAL et al.; 2014). Righetto (2009) destaca que tais modelos possibilitam a quantificação de importantes variáveis para a análise e a tomada de decisões, como vazão de pico, velocidade de escoamento e níveis d'água.

No entanto, existem fatores que limitam a precisão dos resultados da modelagem, entre eles estão os erros associados aos dados de entrada, a falta de disponibilidade de dados topográficos, a ausência de dados observados em campo de vazão e nível d'água para calibrar e validar os modelos, e a escala inadequada dos dados topográficos para a área de estudo (KNEBL et al., 2004; VIEUX; BEDIANT, 2004; CHEN; HILL; URBANO, 2009).

3.7.1 Modelagem hidrológica

Um modelo chuva-vazão amplamente utilizado no cenário da Hidrologia é o HEC-HMS (*Hydrologic Engineering Center / Hydrologic Modeling System*), o qual foi desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano.

Esta ferramenta oferece diferentes métodos para estimar a precipitação excedente, como o Green-Ampt e o SCS-CN, e uma variedade de opções para simular a transformação da precipitação excedente em escoamento superficial direto, que incluem o Hidrograma Unitário do SCS, Hidrograma Unitário de Snyder, Hidrograma Unitário de Clark, entre outros (USACE, 2010a).

A determinação dos hidrogramas de projeto requer essencialmente características geomorfológicas da bacia hidrográfica, suas condições de impermeabilização, tempo de concentração e as precipitações de projeto (ZOPE; ELDHO; JOTHIPRAKASH,

2015). É importante destacar que os resultados obtidos pela modelagem hidrológica serão sempre aproximados, devido às incertezas hidrológicas, às simplificações dos métodos, aos critérios adotados e à qualidade dos dados que alimentam o modelo.

O HEC-HMS pode ser utilizado em diversas situações, sendo aplicável a grandes e pequenas bacias hidrográficas. Os hidrogramas produzidos pelo modelo podem ser adotados diretamente ou em conjunto com outros *softwares* para estudos de disponibilidade hídrica, drenagem urbana, previsão de vazões, impactos da urbanização, projetos de reservatórios, redução das perdas associadas a inundações, planejamento de sistemas de previsão e alerta, entre outras aplicações (USACE, 2008).

3.7.2 Modelagem hidráulica

O *software* HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center / River Analysis System), também desenvolvido pelo Centro de Engenharia Hidrológica do Corpo de Engenheiros do Exército Americano, constitui uma importante ferramenta utilizada para a modelagem hidráulica unidimensional de canais, considerando regime permanente ou não permanente. O modelo permite a simulação do perfil de nível de água de uma seção transversal para outra e pode ser aplicado para: avaliar situações hidráulicas, tais como ressaltos hidráulicos, obstruções (expansões e contrações do fluxo), confluências de rios e estuários; avaliar o efeito de estruturas hidráulicas, como pontes, bueiros e galerias; e delimitar as áreas de inundação de rios (USACE, 2010b).

A modelagem de inundações no ambiente urbano é uma tarefa difícil devido a várias razões: presença de muitos obstáculos, armazenamento de água nos edifícios, complexidade da geometria da cidade, entre outros. No entanto, Mignot, Paquier e Haider (2006) enfatizam que se a intensidade da chuva é suficientemente forte e o domínio é uma zona urbana densa, pode-se assumir que a maior parte do escoamento ocorre pelas ruas e junções. O fluxo nas ruas é considerado principalmente unidimensional, enquanto que nas junções e bifurcações o fluxo é basicamente tridimensional. Apesar disso, os modelos hidráulicos unidimensionais são os mais utilizados nos projetos de drenagem urbana. Pappenberger et al. (2005) explicam que a sua utilização generalizada se deve, principalmente, à sua

simplicidade e por requerer uma quantidade menor de dados de entrada e de potência do computador, quando comparados aos modelos bi ou tridimensionais.

O mapeamento das zonas inundáveis de um rio associado a diferentes chuvas de projeto tem fundamental importância no planejamento territorial e na gestão de bacias hidrográficas. Além de identificar as futuras áreas sujeitas a inundações, os mapas também são úteis em operações de salvamento e socorro relacionados com as inundações (YANG; TOWNSEND; DANESHFAR, 2006; COOK; MERWADE, 2009).

3.7.3 Estudos com modelagem hidrológica e hidráulica

Neste tópico são apresentados, em sequência, alguns trabalhos encontrados na literatura que possuem similaridade com os métodos adotados e o foco desta pesquisa.

Alcoforado e Cirilo (2001) desenvolveram um sistema de suporte à decisão para a previsão e o controle de inundações no rio Capibaribe, em Pernambuco, em tempo real e para atividades de planejamento. Foram empregados os modelos HEC-HMS e HEC-RAS para a simulação do escoamento. A partir das vazões geradas, o sistema avalia o comportamento do escoamento mediante uma dada condição de maré e permite a estimativa automática das planícies de inundação lançadas sobre mapas da cidade e imagens de satélite, possibilitando um rápido diagnóstico. Os resultados obtidos se mostraram satisfatórios. Os autores destacam que o sistema de suporte à decisão desenvolvido poderá auxiliar os órgãos de Defesa Civil a adotarem medidas que minimizem os efeitos das enchentes e alertarem a população em tempo hábil.

Milde et al. (2002) testaram o modelo HEC-HMS para a geração de hidrogramas da sub-bacia de Analândia, em São Paulo, a fim de comparar os resultados simulados com os observados. Os autores mostraram que a utilização dos métodos SCS-CN, hidrograma unitário do SCS e o método da recessão para calcular, respectivamente, as perdas de água precipitada, transformação de precipitação em vazão e o fluxo-base apresentou resultados satisfatórios em termos volumétricos e de simulação de descarga, e resultados razoáveis no traçado da hidrógrafa.

Medeiros et al. (2005) adotaram a modelagem hidrológica e hidráulica na bacia do rio Jundiáí, com uma área de 690 km² e localizada na cidade de Macaíba/RN, para avaliar a eficiência da implantação de três barragens a montante da cidade para contenção das cheias que são agravadas pelas baixas declividades do rio e pela influência da maré. A simulação hidrológica foi realizada com o *software* HEC-HMS e a partir do método SCS-CN foi determinada a precipitação excedente. Já a modelagem hidráulica foi realizada com o *software* HEC-RAS, em regime não permanente, com o objetivo de identificar as cotas de inundação antes e após a implantação das obras de contenção. Como condição de contorno de jusante adotaram-se os níveis de uma maré de sizígia para representar o período mais desfavorável. Os resultados das simulações de cheias com recorrência de 100 anos indicaram uma redução significativa das áreas inundáveis da região de estudo. Considerando o funcionamento normal das três barragens propostas, obteve-se uma atenuação de 98% da vazão de pico com relação ao cenário atual.

Lastra et al. (2008) analisaram dois tipos de mapas de inundação para a zona urbana da cidade de Asturias, localizada no noroeste da Espanha, com aproximadamente 4,1 km². O primeiro mapa foi elaborado utilizando evidências geomorfológicas e dados históricos de inundação. O segundo foi desenvolvido por modelagem computacional. A simulação hidrológica foi realizada com o *software* HEC-HMS, onde foram escolhidos os métodos SCS-CN e o hidrograma unitário de *Clark*. Já a modelagem hidráulica foi realizada com o *software* HEC-RAS, onde foi considerado escoamento permanente e regime subcrítico. Os resultados mostraram uma superestimação da extensão das áreas inundáveis em 144%, referente à chuva com período de retorno de 10 anos, e uma subestimação de 80% com relação à chuva com período de retorno de 500 anos. Os autores concluem a importância de combinar e integrar dados históricos de inundação com modelos computacionais, quando possível, para aprimorar os mapas de risco de inundações.

Com auxílio das ferramentas HEC-HMS e HEC-RAS, integradas ao Sistema de Informação Geográfica (SIG), Gül, Harmancıoglu e Gül (2010) examinaram o desempenho de uma barragem planejada para a cidade de Izmir, localizada no leste da Turquia. A modelagem foi aplicada à bacia hidrográfica de Bostanlı, a qual se encontra parcialmente urbanizada e possui uma área de 29,6 km². Adotaram-se os métodos SCS-CN e o hidrograma sintético de *Clark* no HEC-HMS. Foram simuladas

tempestades com período de retorno de 100 e 500 anos. Para o cenário atual foram obtidas vazões de pico de 68,9 e 158,7 m³/s, referente aos eventos com 100 e 500 anos de período de retorno, respectivamente. Considerando a barragem em operação, as vazões de pico reduziram pra 65,5 e 150,7 m³/s, respectivamente. Os resultados da simulação permitiram os autores a concluir que a barragem planejada irá apresentar melhorias pouco significativas com relação à diminuição da extensão espacial e da profundidade das manchas de inundação.

Suriya e Mudgal (2012) utilizaram os *softwares* HEC-HMS e HEC-RAS para estudar a influência da mudança do uso do solo, entre os anos 1976 e 2005, em uma bacia localizada na cidade costeira Chennai, na Índia, com aproximadamente 300 km². Foram adotados os métodos SCS-CN e hidrograma unitário do SCS na modelagem hidrológica. Já na modelagem hidráulica, considerou-se o escoamento em regime misto, e como condições de contorno de montante e jusante, respectivamente, a declividade do leito do rio e o nível da maré. Os autores enfatizaram que compreender os efeitos hidrológicos provocados pela urbanização é essencial para o planejamento das cidades e as tomadas de decisão relacionadas.

Halwatura e Najim (2013) utilizaram diferentes abordagens para calibrar e validar o *software* HEC-HMS para a bacia hidrográfica do Attanagalu Oya, localizada em Sri Lanka, com aproximadamente 337 km² de área. Os autores concluíram que o método de perda *Deficit Constant* juntamente com o hidrograma unitário de *Snyder* apresentaram os resultados mais confiáveis para a bacia estudada em relação aos outros métodos analisados.

Pontremolez (2013) também utilizou os *softwares* HEC-HMS e HEC-RAS para estudar as inundações geradas por diferentes eventos de precipitação em cenários alternativos de uso e ocupação do solo da bacia hidrográfica do córrego do Mineirinho, localizada em São Carlos/SP, com 5,85 km² de área e em processo de urbanização. Foram adotados os métodos do SCS-CN e do hidrograma unitário do SCS para a simulação hidrológica. Para a modelagem hidráulica, considerou-se o escoamento em regime permanente. Apesar de não ter sido realizada a calibração dos modelos utilizados, a autora enfatizou que os resultados obtidos permitiram uma avaliação comparativa entre os cenários estudados quanto aos hidrogramas e às áreas inundáveis.

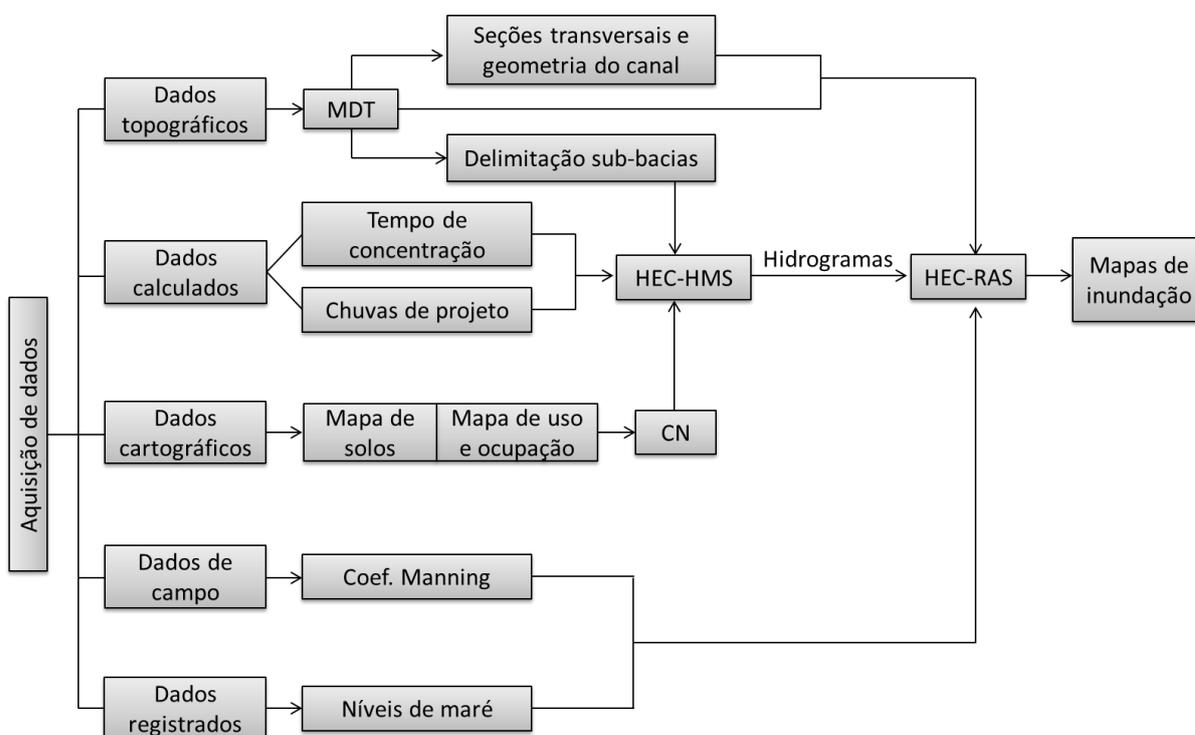
Zope, Eldho e Jothiprakash (2015) aplicaram modelagens hidrológica e hidráulica para avaliar a variação do uso e cobertura do solo, que ocorreu entre 1966 e 2009, em uma bacia urbana costeira da cidade de Mumbai, na Índia, com 70,57 km² de área. Os hidrogramas das sub-bacias foram obtidos com o modelo HEC-HMS, considerando os métodos SCS-CN, hidrograma unitário do SCS e onda cinemática. Com o *software* HEC-RAS foram gerados os mapas de inundação, adotando como condição de contorno de montante a profundidade normal e como condição de jusante as alturas das marés. Os resultados mostraram que, apesar do aumento significativo das áreas construídas, as vazões de pico apresentaram um aumento marginal. Os autores destacam que os mapas das zonas inundáveis obtidos podem ser utilizados na preparação das estratégias de mitigação e atenuação dos riscos de enchentes.

Decina e Brandão (2016) analisaram o desempenho de algumas medidas de controle de inundação, estruturais e não estruturais, na bacia hidrográfica do córrego do Gregório, localizada em São Carlos (SP) e parcialmente urbanizada, através da utilização de modelagem hidrológica e hidráulica. Os hidrogramas de cheia foram obtidos com o *software* HEC-HMS, considerando os métodos SCS-CN, hidrograma unitário do SCS e onda cinemática. As manchas de inundação foram geradas com o *software* HEC-RAS, onde foi considerado escoamento permanente. Os resultados obtidos permitiram a comparação entre os diferentes cenários simulados e a avaliação das medidas de controle propostas. Os autores concluíram que os melhores resultados corresponderam ao cenário com a associação das medidas estruturais e não estruturais. Entretanto, mesmo no cenário mais favorável, o problema das inundações não foi solucionado satisfatoriamente, o que indicou a necessidade de se considerar outras medidas.

4. METODOLOGIA

Neste t3pico 3 detalhada a metodologia adotada para o desenvolvimento do presente trabalho. Primeiramente 3 descrita a 3rea de estudo, com informa33es sobre as caracter3sticas f3sicas da bacia hidrogr3fica do Canal da Costa. Posteriormente, apresenta-se o processo de modelagem hidrol3gica e hidr3ulica e quais os dados necess3rios. Por fim, s3o descritos os cen3rios que foram simulados e avaliados nesta pesquisa. A Figura 2 apresenta o fluxograma metodol3gico com as principais etapas utilizadas na realiza33o deste trabalho.

Figura 2 - Fluxograma metodol3gico.



Fonte: Elaborado pela Autora.

4.1 3REA DE ESTUDO

A pesquisa tem como 3rea de estudo a bacia hidrogr3fica do Canal da Costa, localizada no munic3pio de Vila Velha, Esp3rito Santo, Brasil (20319'S; 40317'W). Vila Velha pertence 3 Regi3o Metropolitana da Grande Vit3ria (RMGV) e est3 situada a 12 km ao sul da capital do estado. Segundo o Censo Demogr3fico de 2010 do

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), o município apresenta uma população de 414.419 habitantes, distribuídos em 212,4 km² de área territorial.

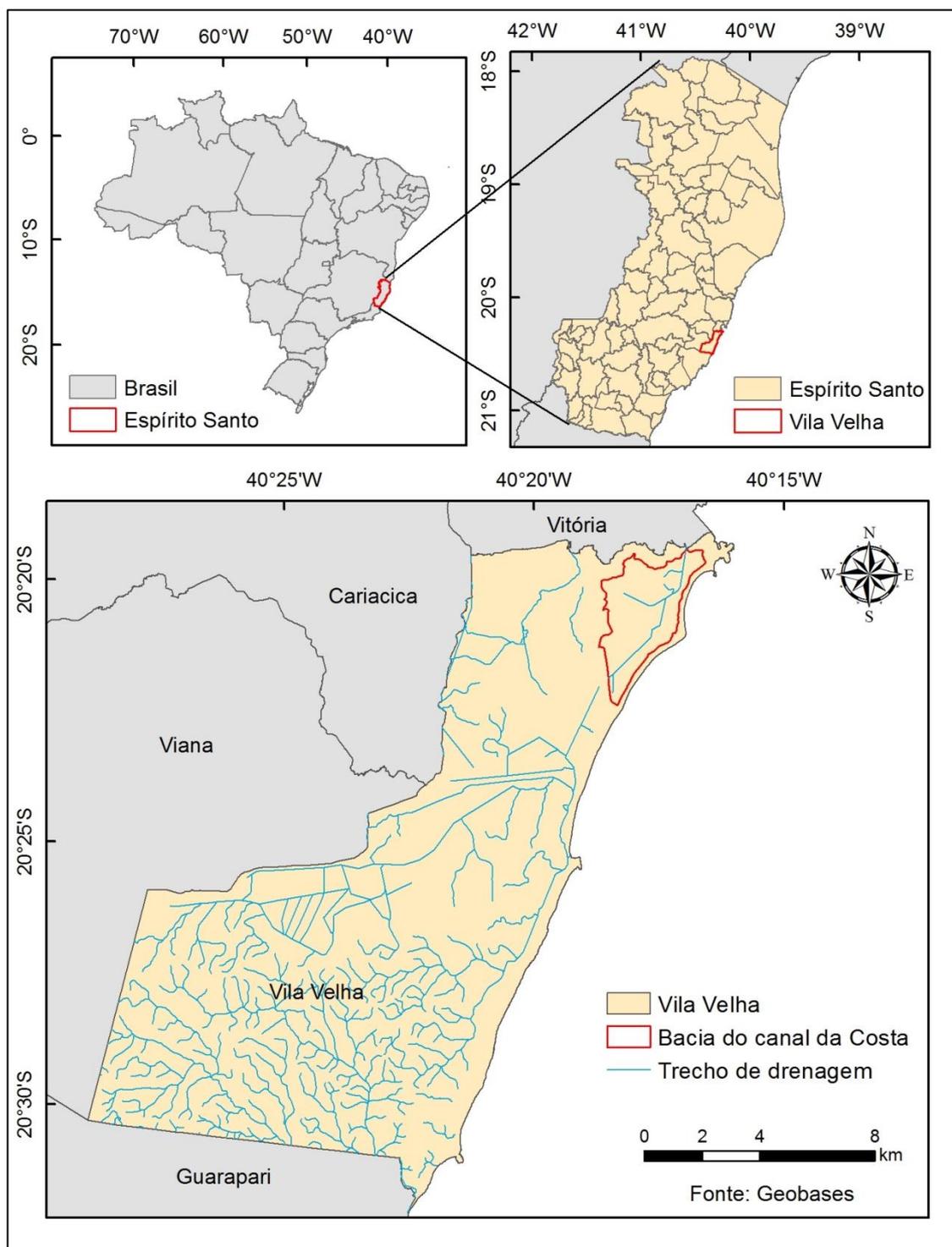
O clima da região é considerado tropical litorâneo, com temperaturas quentes e poucas variações durante o ano, sendo que o período de maior concentração de chuvas ocorre entre outubro e janeiro. As médias anuais de temperatura e precipitação, considerando o período de 1984 a 2014, estão nas faixas de 24,7 à 25,4°C e 1300 à 1400 mm, respectivamente (INCAPER, 2011).

Com 9,8 km² de área de drenagem, a bacia hidrográfica do canal da Costa encontra-se urbanizada em quase todo seu território e está situada no principal núcleo urbano do município de Vila Velha, compreendendo os bairros Praia da Costa, Centro, Glória, Itapoã, Praia de Itaparica, entre outros. A Figura 3 apresenta o mapa de localização da área de estudo e a Figura 4 mostra a delimitação da bacia hidrográfica, com destaque em dois canais que serão estudados nesta pesquisa: o Canal da Costa e o Canal Capixaba.

O canal da Costa, com 6.098 metros de extensão, encontra-se revestido em concreto em quase todo o seu percurso, com exceção de um trecho intermediário e do trecho de jusante que apresentam revestimento natural com cobertura vegetal. O canal da Costa nasce na Rua Itaoca, conforme pode ser visualizado na Figura 4, e segue a céu aberto pelo eixo da Av. Perimetral. Na altura da Rua Felipe dos Santos, o canal deixa de ser aberto e atravessa algumas vias até o encontro com o canal Capixaba, nas imediações da Av. do Canal com a Av. Carioca. Após a confluência com o canal Capixaba, o canal da Costa segue pela Av. Carioca a céu aberto, percorre pelo eixo da Rua São Paulo, sob a Terceira Ponte, até desaguar na Baía de Vitória.

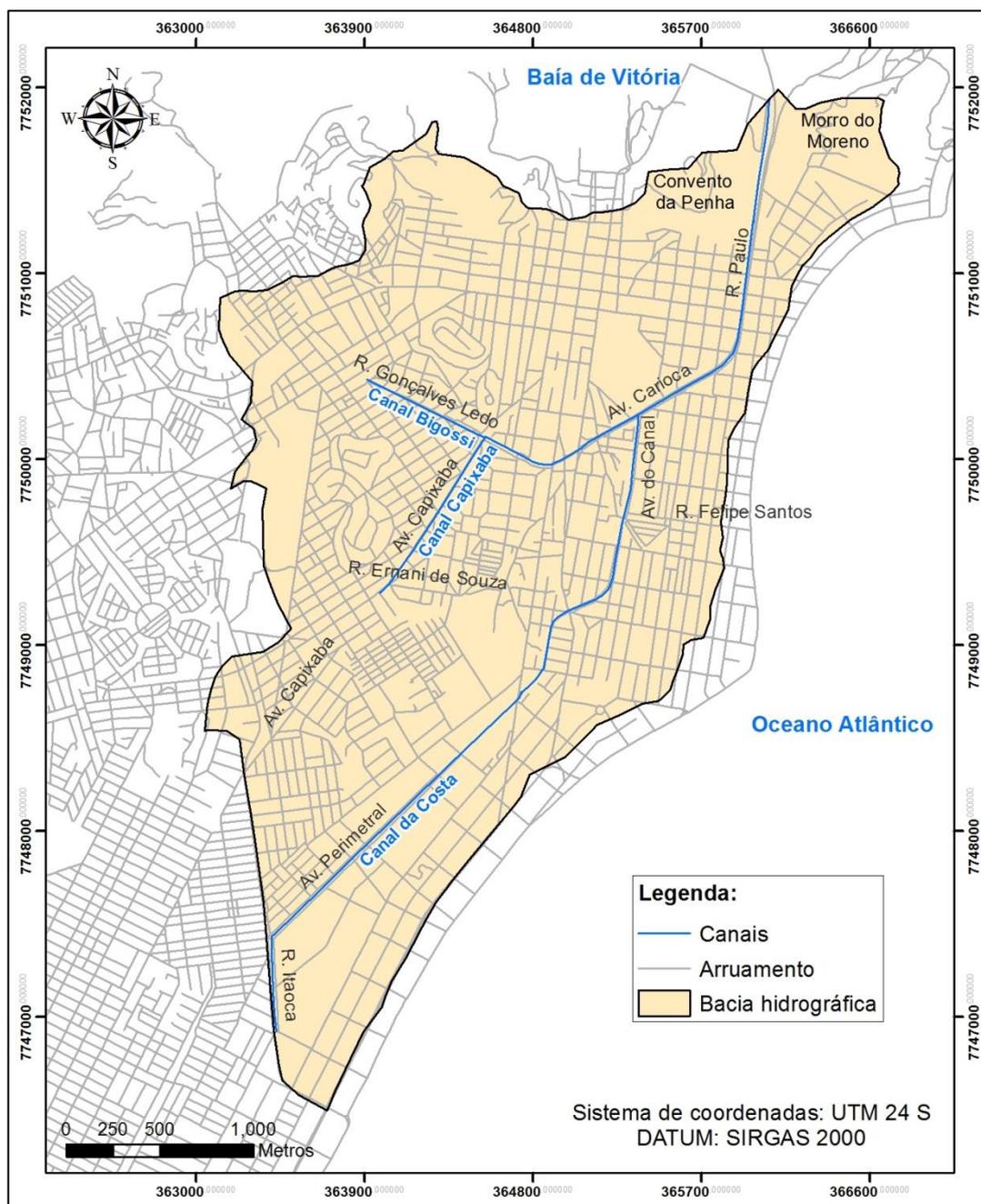
O principal afluente do canal da Costa é o canal Capixaba, que tem, por sua vez, como principal contribuinte o canal Bigossi. O canal Capixaba possui 1.923 metros de extensão e apresenta revestimento de concreto em todo o seu trajeto. O canal Capixaba tem seu início na Av. Capixaba, na altura da Rua Ernani de Souza, conforme indicado pela Figura 4. Ele percorre a Av. Capixaba, sob a forma de galeria fechada, até a Rua Gonçalves Ledo, onde recebe a contribuição do canal Bigossi. O canal Capixaba segue a céu aberto pela Rua Gonçalves Ledo, atravessa algumas vias sob a forma de galeria e volta a seguir a céu aberto pela Av. Carioca até o encontro com o canal da Costa.

Figura 3 - Mapa de localização da área de estudo.



Fonte: Elaborado pela Autora.

Figura 4 - Delimitação da bacia hidrográfica do canal da Costa.



Fonte: Elaborado pela Autora.

A bacia hidrográfica do Canal da Costa apresenta uma área territorial com topografia plana e cotas próximas do nível do mar. A ocorrência de chuvas em conjunto com a maré alta provoca inundações e alagamentos em várias áreas da região, o que atrapalha o tráfego e causa incômodo aos moradores. Para demonstrar a dimensão do problema existente da bacia hidrográfica do canal da Costa, com relação ao seu sistema de drenagem, foi realizado um levantamento dos principais eventos de

inundação que ocorreram nos últimos anos, os quais serão apresentados na sequência.

4.1.1 Registros históricos de inundações

Em março de 2013 ocorreram enchentes em várias regiões da bacia hidrográfica do canal da Costa. A precipitação total neste mês foi de 407,0 mm, valor maior que o dobro da precipitação média mensal de março para esta região, que se encontra na faixa entre 120 e 150 mm (INCAPER, 2015). Apenas nos dias 18 e 19 de março de 2013 foi registrado, respectivamente, um total de 93,7 mm e 109,3 mm, o que provocou o alagamento de várias ruas da região. A Figura 5, a Figura 6 e a Figura 7 apresentam a inundação de uma rua e de duas importantes avenidas, ambas situadas dentro dos limites da bacia do canal da Costa.

Figura 5 - Enchente na Rua Prof. Telmo Torres, registrada no dia 18/03/2013.



Fonte: G1 (2013a).

Figura 6 - Enchente na Av. Délio Silva Britto (em frente ao fórum), registrada no dia 18/03/2013.



Fonte: G1 (2013a).

Figura 7 - Enchente na Av. Carioca, registrada no dia 20/03/2013.



Fonte: Bitencourt (2013).

Em dezembro de 2013 foram registradas fortes chuvas na região, equivalente ao total mensal de 588,5 mm, valor maior que o dobro da precipitação média mensal de dezembro para esta região, que se encontra na faixa entre 200 e 250 mm (INCAPER, 2015). Apenas no dia 18 de dezembro foi registrado um total de 98,3 mm. De acordo com a Defesa Civil, esta enchente está entre os maiores desastres naturais já registrados na região. A Figura 8 apresenta uma foto dessa enchente, registrada no dia 19 de dezembro de 2013, na Rua Cristovão Colombo, a qual se encontra dentro dos limites da bacia hidrográfica do canal da Costa.

Figura 8 - Enchente na Rua Cristovão Colombo, registrada no dia 19/12/2013.

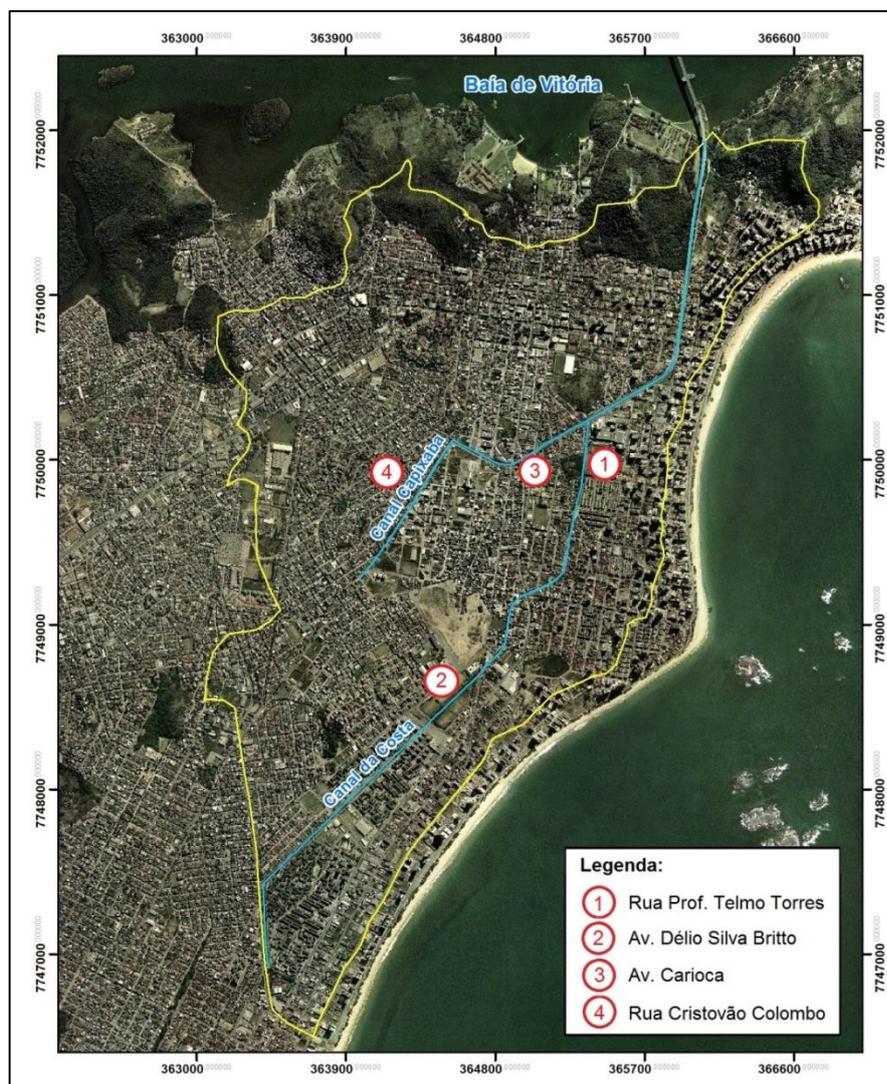


Fonte: G1 (2013b).

A Figura 9 indica a localização das ruas inundadas, que foram apresentadas na Figura 5, na Figura 6, na Figura 7 e na Figura 8, as quais se encontram dentro dos limites da bacia hidrográfica do canal da Costa.

Vale destacar que todos os índices pluviométricos apresentados neste tópico foram consultados na série histórica da Estação Pluviométrica da Ponta da Fruta, localizada no município de Vila Velha (20°31'S; 40°21'W) e operada pela Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM), a qual está disponível no Sistema de Informações Hidrológicas (Portal HidroWeb) da Agência Nacional das Águas (ANA). Essa estação foi escolhida por ser a única estação localizada no município de Vila Velha e por apresentar os registros pluviométricos dos anos das inundações apresentadas.

Figura 9 - Localização das ruas inundadas apresentadas nas fotos anteriores.



Fonte: Elaborado pela Autora.

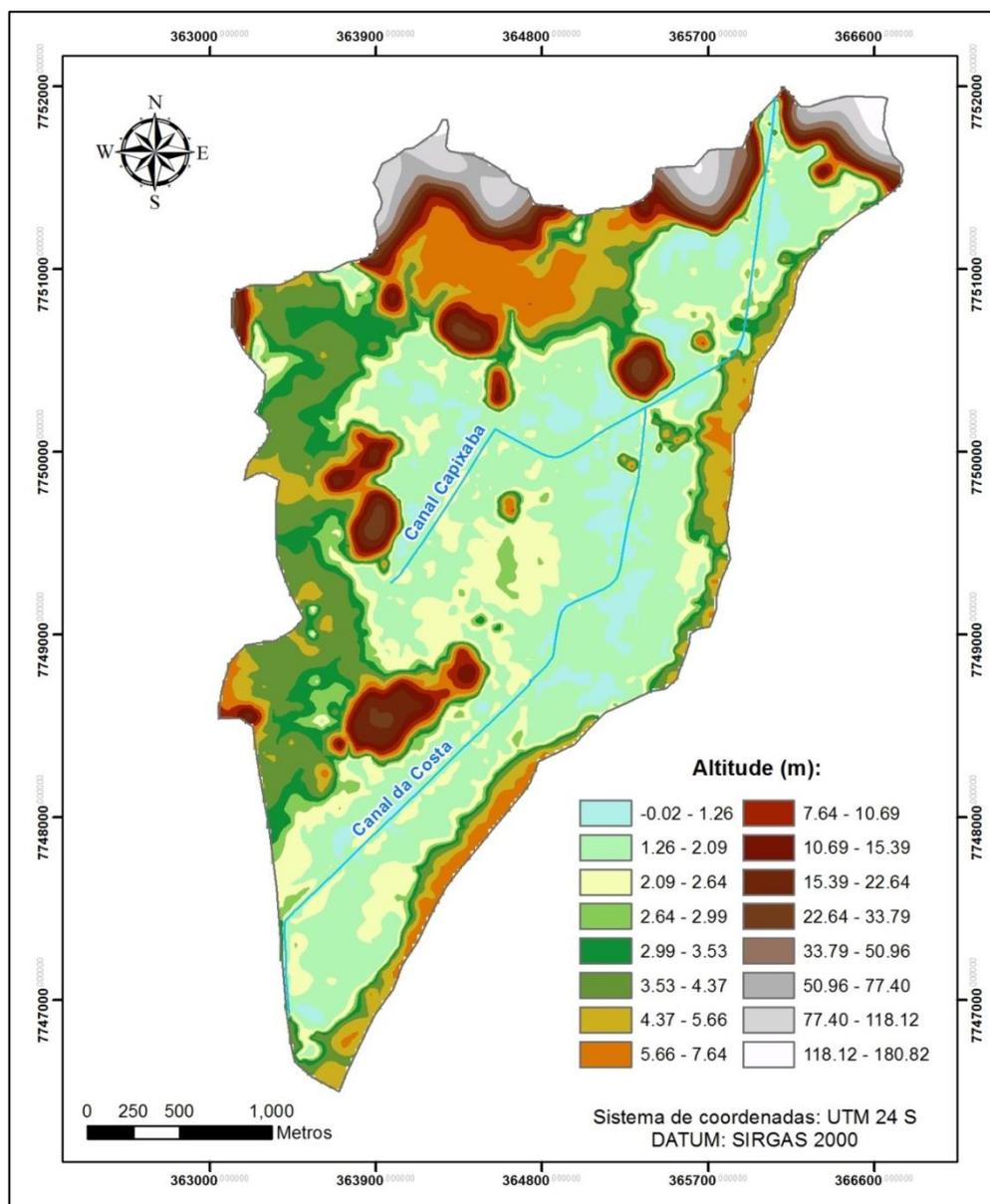
4.2 DADOS TOPOGRÁFICOS

Neste trabalho foram utilizados dados topográficos obtidos por aerofotogrametria e levantamento topo-batimétrico, os quais foram fornecidos pela Secretaria de Estado de Saneamento, Habitação e Desenvolvimento Urbano (SEDURB, 2015). Os primeiros contêm cotas do terreno distribuídas ao longo de toda a bacia do canal da Costa e os últimos contêm cotas topo-batimétricas de várias seções transversais do canal da Costa e do canal Capixaba. Ambos os dados topográficos apresentam uma alta densidade de pontos cotados, permitindo uma representação adequada da área de estudo.

Foi necessário realizar um tratamento prévio dos dados topográficos, a fim de eliminar os pontos que continham cotas referentes ao topo de edificações, pontes, postes, entre outras cotas que não se referiam ao terreno da região.

Esse conjunto de dados foi utilizado na geração de um Modelo Digital de Terreno (MDT), em ambiente SIG, pela interpolação de dados vetoriais (pontos cotados), para se ter conhecimento sobre a topografia da região e permitir a delimitação das sub-bacias. Para isso, utilizou-se o *software* ArcGIS 10.1. A Figura 10 apresenta o MDT gerado para a bacia hidrográfica do Canal da Costa, com uma resolução de 15 metros.

Figura 10 - Modelo Digital de Terreno da bacia hidrográfica do canal da Costa.



Fonte: Elaborado pela Autora.

4.3 DELIMITAÇÃO DAS SUB-BACIAS

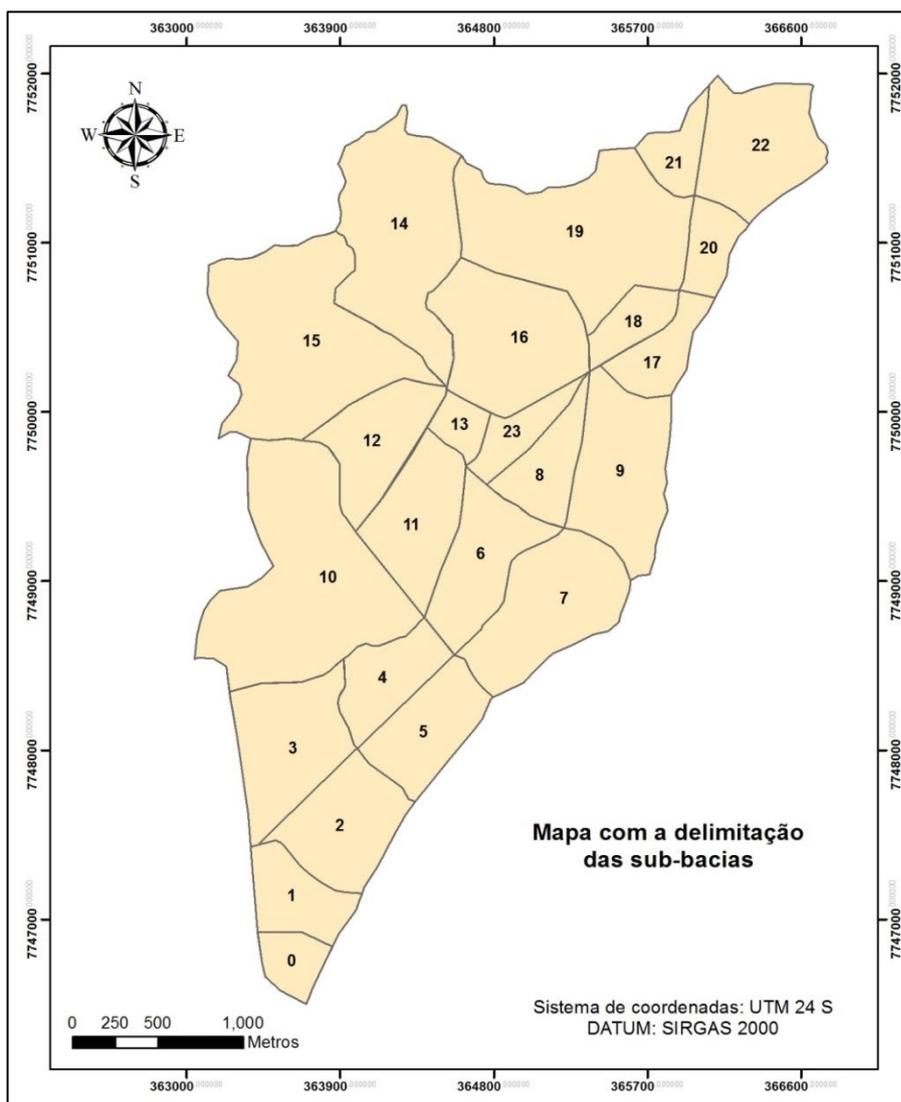
Como a bacia de estudo apresenta problemas de drenagem em vários locais da região optou-se por subdividi-la em um elevado número de sub-bacias, a fim de investigar o problema com maior detalhamento.

A primeira tentativa de delimitação das sub-bacias foi pelo método automático, com auxílio da ferramenta HEC-GeoHMS dentro do ArcGIS 10.1. No entanto, como a bacia do Canal da Costa possui um relevo muito plano, a ferramenta não apresentou

resultados satisfatórios. Mark et al. (2004) destacam que nas bacias hidrográficas planas ocorre maior dificuldade para definir as sub-bacias, pois as fronteiras não são claras e, muitas vezes, são determinadas pelo caminho da pequena drenagem local.

As sub-bacias foram delimitadas, portanto, manualmente, com auxílio de ferramentas disponíveis no ArcGIS 10.1, de modo a representar da melhor forma a dinâmica de escoamento pela superfície da bacia. O procedimento de delimitação das sub-bacias foi realizado com base no MDT e nas imagens do Ortofotomosaico do Espírito Santo, disponibilizada pelo Instituto Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídricos (IEMA), com imagens de 2007 e 2008, o qual possui escala de 1:15.000 e resolução espacial de 1 metro (IEMA, 2008). Foram identificados os possíveis talwegues por onde ocorre o escoamento das águas pluviais até o encontro do corpo fluvial e, em seguida, foram definidos os divisores de água das sub-bacias. Como resultado, obtiveram-se 24 sub-bacias, conforme mostra a Figura 11.

Figura 11 - Mapa com a delimitação das sub-bacias.



Fonte: Elaborado pela Autora.

A Tabela 3 apresenta a área, o comprimento do talvegue e a declividade média do talvegue da bacia completa e de suas sub-bacias.

Tabela 3 - Informações fisiográficas da bacia do canal da Costa e das suas sub-bacias.

Sub-bacia	Área (km²)	Comprimento do talvegue (m)	Declividade média do talvegue (m/m)
0	0,12	540,0	0,0067
1	0,23	675,1	0,0053
2	0,40	886,8	0,0051
3	0,47	911,6	0,0034
4	0,26	707,8	0,0305
5	0,33	930,6	0,0066
6	0,37	936,4	0,0015
7	0,54	901,7	0,0045
8	0,22	677,3	0,0019
9	0,52	1116,7	0,0049
10	1,08	1378,2	0,0043
11	0,38	827,6	0,0062
12	0,34	955,6	0,0204
13	0,09	594,2	0,0086
14	0,78	1786,8	0,0766
15	0,94	1837,1	0,0217
16	0,60	1320,2	0,0046
17	0,18	886,2	0,0045
18	0,14	572,2	0,0023
19	0,90	1641,2	0,0034
20	0,14	616,1	0,0058
21	0,14	686,6	0,1896
22	0,46	871,5	0,0038
23	0,14	930,9	0,0019
Bacia do canal da Costa	9,79	6.098	0,0008

Fonte: Elaborado pela Autora.

4.4 TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

Como não existem valores obtidos experimentalmente para o tempo de concentração da bacia hidrográfica do canal da Costa e das suas sub-bacias, foi necessário estimar este parâmetro por meio de fórmulas empíricas e práticas.

O tempo de concentração da bacia do canal da Costa foi calculado por quatro métodos que, segundo Silveira (2005), apresentam boa aplicabilidade para bacias urbanas: Kirpich (1940), Carter (1961), Schaake et al. (1967) e Desbordes (1974), os quais são representados, respectivamente, pelas Equações (14), (15), (16) e (17).

$$t_c = 3,989 L^{0,77} S^{-0,385} \quad (14)$$

$$t_c = 0,0977 L^{0,6} S^{-0,3} \quad (15)$$

$$t_c = 0,0828 L^{0,24} S^{-0,16} A_{imp}^{-0,26} \quad (16)$$

$$t_c = 0,0869 A^{0,3039} S^{-0,3832} A_{imp}^{-0,4523} \quad (17)$$

Onde: t_c é o tempo de concentração (h); L é o comprimento do talvegue (km); S é a declividade do talvegue (m/m); A é a área da bacia (km²); e A_{imp} é a fração de área impermeável.

A Tabela 4 mostra o tempo de concentração calculado por cada método. Visto que a bacia hidrográfica do canal da Costa se enquadra nas características das bacias-base utilizadas no desenvolvimento da fórmula de Carter (indicadas na Tabela 2), adotou-se o tempo de concentração obtido por este método, aproximadamente igual a 160 minutos.

Tabela 4 - Tempos de concentração calculados para a bacia hidrográfica do canal da Costa.

Bacia	Tempo de concentração (min)			
	Kirpich	Carter	Schaake	Desbordes
Bacia hidrográfica do canal da Costa	272,8	157,7	25,9	178,2

Fonte: Elaborado pela Autora.

Os tempos de concentração adotados para as sub-bacias foram calculados pelo método cinemático, o qual foi obtido pela soma do tempo inicial e do tempo de percurso.

Para estimar o tempo inicial de cada sub-bacia, aplicou-se a equação de *Manning* para escoamento sobre as sarjetas, onde foi definido o coeficiente de *Manning* igual a 0,017, referente a sarjetas com revestimento de asfalto com textura áspera,

conforme indicado por Chow (1959). A maioria das sub-bacias apresentou um tempo inicial de 5 minutos.

O tempo de percurso seria estimado, a princípio, pela aplicação da equação de *Manning*. No entanto, isso foi inviável devido à inexistência do cadastro da rede de drenagem. Visto que a declividade do terreno das sub-bacias é menor do que a declividade mínima recomendada para projetos de drenagem, igual a 0,3%, admite-se que a rede de drenagem da região foi projetada de forma a garantir pelo menos uma velocidade mínima para evitar a deposição de sedimentos e o assoreamento da rede. Considerou-se a velocidade de 0,6 m/s em cada rede de drenagem, uma vez que esta é a velocidade mínima recomendada para projetos de drenagem (SÃO PAULO, 2012). Portanto, os tempos de percurso foram calculados a partir da velocidade mínima admitida.

Os tempos de concentração das sub-bacias também foram estimados pelos métodos empíricos de Kirpich e Carter com o objetivo de permitir uma comparação entre eles e assegurar uma escolha confiável deste parâmetro. A Tabela 5 apresenta os tempos de concentração das sub-bacias calculados pelos três métodos.

Tabela 5 - Tempos de concentração calculados para cada sub-bacia.

Sub-bacia	Tempo de concentração (min)		
	Método cinemático	Kirpich	Carter
0	17,15	17,08	18,21
1	19,78	22,11	22,26
2	26,90	27,80	26,61
3	26,43	33,13	30,51
4	15,57	11,72	13,57
5	26,32	26,15	25,37
6	27,36	46,41	39,68
7	23,57	28,35	27,02
8	21,28	32,85	30,31
9	31,91	33,59	30,84
10	37,08	41,69	36,49
11	24,63	24,46	24,09
12	25,27	17,24	18,34
13	17,80	16,69	17,88
14	31,61	16,77	17,95
15	43,86	27,86	26,66
16	37,60	39,16	34,76
17	29,33	29,07	27,55
18	20,58	27,04	26,04
19	46,56	52,40	43,61
20	19,32	19,89	20,50
21	9,64	5,66	7,70
22	21,84	30,71	28,76
23	26,39	41,85	36,60

Fonte: Elaborado pela Autora.

Observou-se que os tempos calculados pelo método cinemático apresentaram valores próximos dos estimados pelas fórmulas empíricas, com exceção das sub-bacias 6, 8, 14, 15, 22 e 23. As sub-bacias 6, 8, 22 e 23 apresentam a declividade do talvegue quase nula, o que levou à superestimativa dos tempos obtidos pelos métodos empíricos. Enquanto que as sub-bacias 14 e 15 apresentam o início do seu talvegue em morros com cotas elevadas, o que provoca uma declividade média do

talvez elevada, levando à subestimativa do tempo de concentração calculado por Kirpich e Carter. Dessa forma, os tempos obtidos pelo método cinemático se mostraram adequados para a área de estudo.

4.5 CHUVAS DE PROJETO

Para gerar os hidrogramas e posteriormente avaliar os efeitos causados por suas vazões de pico, foi necessário primeiramente calcular as chuvas de projeto que serão utilizadas nas simulações hidrológicas.

As chuvas intensas da região da Grande Vitória foram estudadas em profundidade por Pfafstetter (1957) e Sarmiento e Lyrio (1974). Ambos utilizaram os registros pluviográficos da estação da Ilha de Santa Maria localizada em Vitória. Pfafstetter (1957) elaborou um estudo de chuvas intensas utilizando uma série histórica de 25 anos, enquanto que Sarmiento e Lyrio (1974) desenvolveram uma equação intensidade-duração-frequência para a região da Grande Vitória utilizando uma série de 43 anos. Em 1985, Sarmiento atualizou as curvas considerando um total de 53 anos de registros pluviográficos.

Para a determinação da intensidade da chuva da bacia em estudo, foi utilizada a equação IDF desenvolvida por Sarmiento (1985), visto que ela foi elaborada com uma série histórica mais longa e mais recente do que Pfafstetter (1957). Vale destacar que o desenvolvimento de uma nova equação IDF a partir de uma estação pluviométrica com série histórica mais recente foi desconsiderado no presente trabalho, pois registros de pluviógrafos são mais confiáveis do que pluviômetros. A equação IDF desenvolvida por Sarmiento (1985) é expressa pela Equação (18):

$$i = \frac{973,47 \times TR^{0,19}}{(t + 20)^{0,77}} \quad (18)$$

Onde: i é a intensidade pluviométrica (mm/h); TR é o período de retorno (anos); e t é a duração da chuva (min).

De acordo com a DAEE/CETESB, as obras de macrodrenagem que ocupam áreas comerciais e residenciais devem ser dimensionadas para chuvas com período de retorno de 50 anos, a fim de garantir uma maior segurança ao sistema de drenagem

(SÃO PAULO, 1979). Neste trabalho foram analisadas chuvas de projeto com períodos de retorno de 25, 50 e 100.

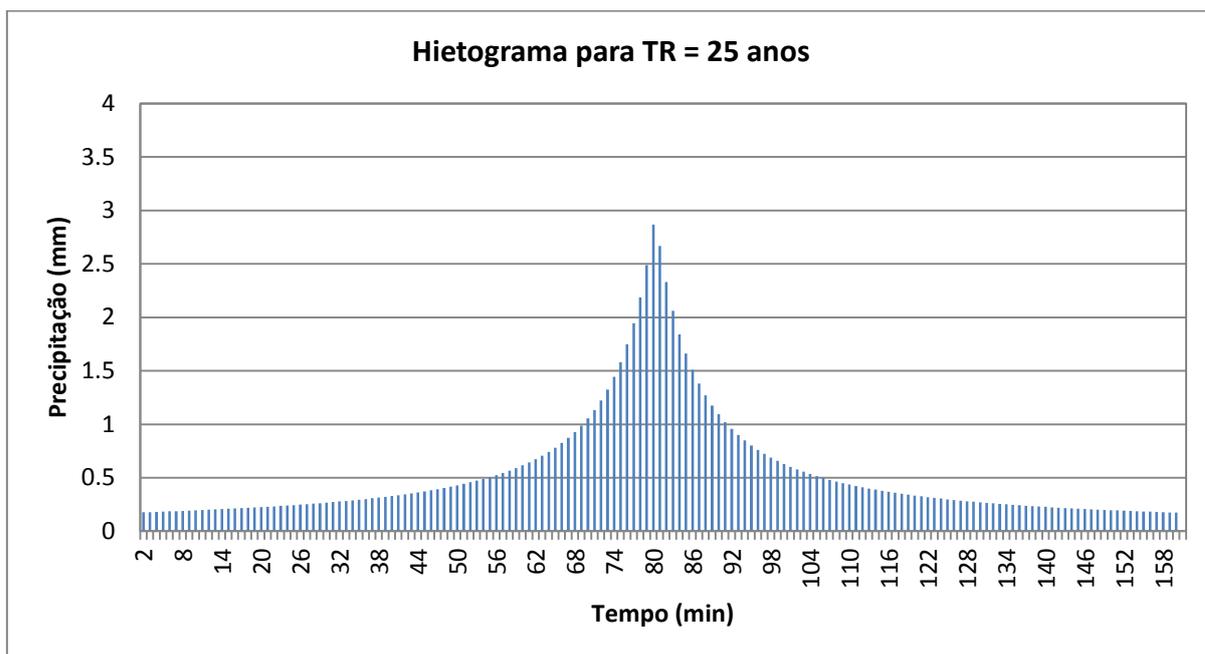
Tucci, Porto e Barros (1995) destacam que para pequenas bacias hidrográficas a duração da chuva crítica geralmente é adotada igual ao tempo de concentração da bacia. Dessa forma, considerou-se a duração da chuva igual a 160 minutos.

A distribuição temporal do volume precipitado foi estabelecida a partir do Método dos Blocos Alternados, que se baseia na determinação dos incrementos de chuva correspondentes a cada incremento de duração, até o tempo de concentração. Em seguida, os incrementos de chuva são rearranjados pela sua magnitude, de forma que o maior valor se localize no centro da duração da chuva e os demais sejam dispostos em ordem decrescente, alternadamente, sempre um à direita e o outro à esquerda do bloco central.

O IPH recomenda que a chuva deve ser dividida em intervalos menores ou igual a $1/10$ do tempo de concentração da bacia (IPH, 2005). Quando a bacia é dividida em sub-bacias, o intervalo de tempo adotado deve ser compatível com a simulação de cada sub-bacia e seu tempo de concentração. Dessa forma, foi escolhido o intervalo de 1 minuto, o qual se encaixou nesta situação para todas as sub-bacias.

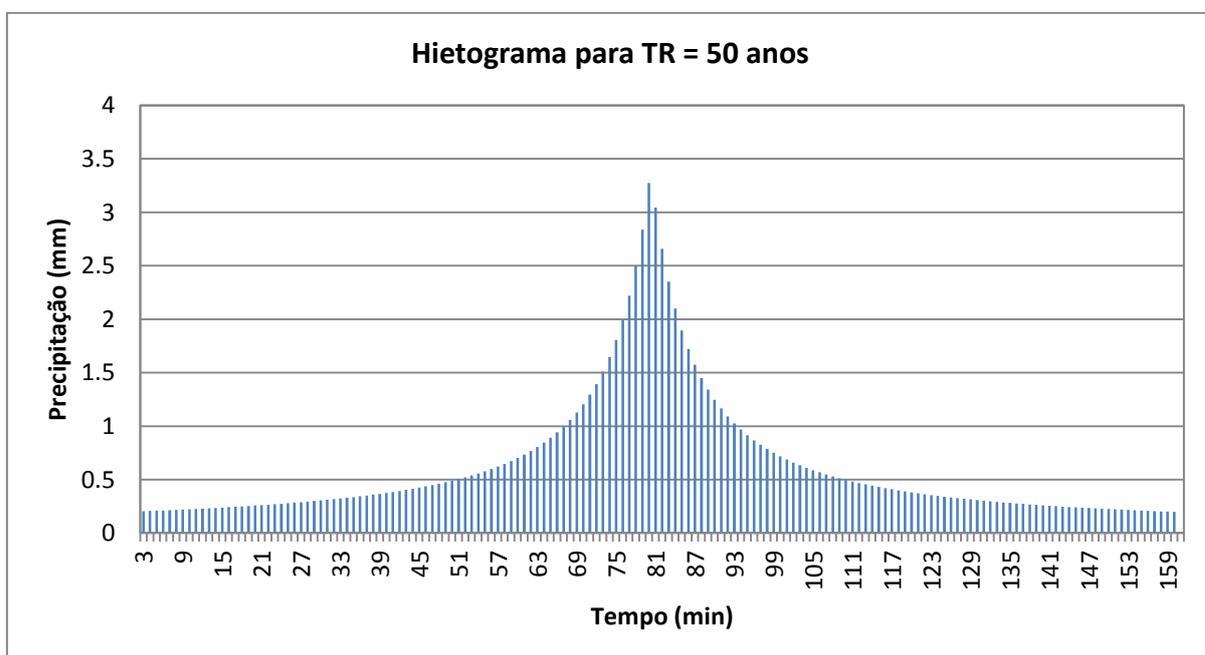
Os hietogramas obtidos para o período de retorno de 25, 50 e 100 anos são apresentados na Figura 12, Figura 13 e Figura 14, respectivamente.

Figura 12 - Hietograma da chuva de projeto com período de retorno de 25 anos.



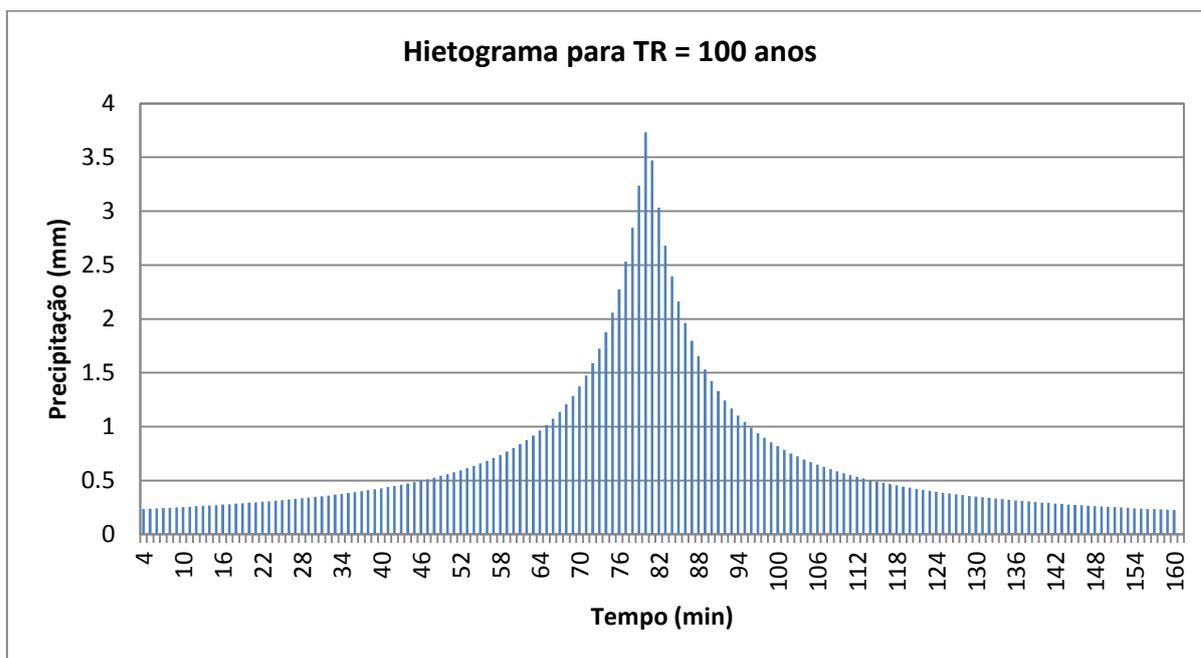
Fonte: Elaborado pela Autora.

Figura 13 - Hietograma da chuva de projeto com período de retorno de 50 anos.



Fonte: Elaborado pela Autora.

Figura 14 - Hietograma da chuva de projeto com período de retorno de 100 anos.



Fonte: Elaborado pela Autora.

4.6 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

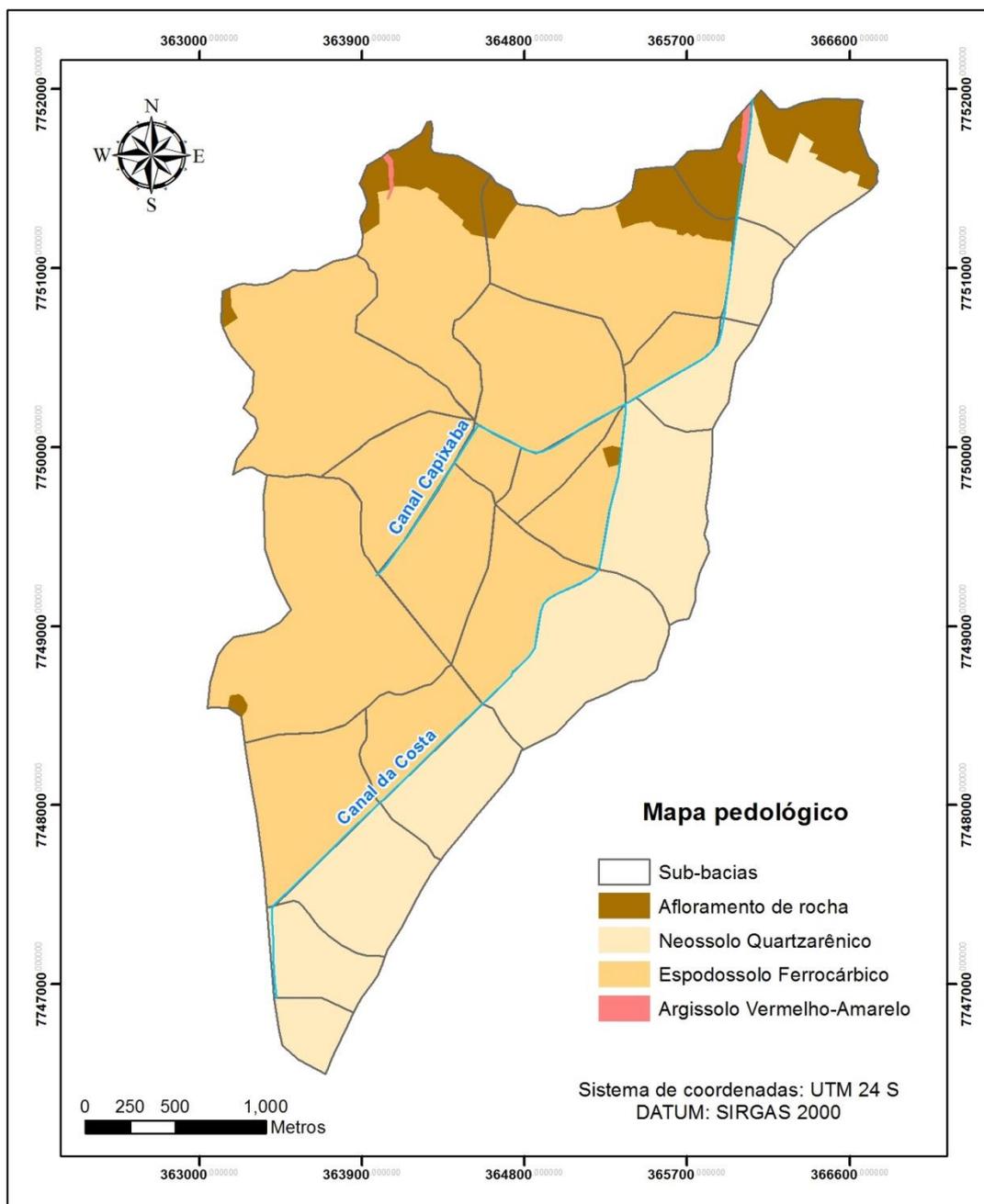
Este item se refere à caracterização do solo da bacia hidrográfica com relação à sua composição e às condições atuais de uso e ocupação do solo. O conjunto dessas informações foi necessário para determinar o valor do parâmetro *Curve Number* (CN) de cada sub-bacia.

A identificação dos tipos de solo presentes na bacia hidrográfica do canal da Costa foi realizada a partir da análise da cartografia pedológica do Espírito Santo, disponibilizada pelo IEMA, a qual possui escala de 1:250.000. Alguns tipos de solo da cartografia foram adaptados conforme o reconhecimento dos solos que ocorrem na região. Em seguida, os solos foram classificados conforme os grupos hidrológicos definidos no método SCS – *Curve Number* (SCS, 1972).

A Figura 15 apresenta o mapa pedológico obtido para a bacia hidrográfica do canal da Costa, com a indicação da presença de quatro tipos de solo. O Espodossolo Ferrocárbico (anteriormente nomeado por Podzol Hidromórfico) está presente em quase toda área da margem esquerda do canal da Costa. O Neossolo Quartzarênico (também conhecido por Areia Quartzona) predomina a região costeira da bacia. O Argissolo Vermelho-Amarelo (anteriormente chamado de Podzólico Vermelho-

Amarelo) se encontra em apenas algumas pequenas áreas ao norte da bacia. Já o afloramento de rocha é característico das pedras encontradas na região, como no Convento da Penha e no Morro do Moreno.

Figura 15 - Mapa pedológico da área de estudo.



Fonte: Elaborado pela Autora.

De acordo com Sartori, Neto e Genovez (2005), conforme apresentado o Quadro 2, os solos Argissolo Vermelho-Amarelo e Espodossolo Ferrocárbico se enquadram no grupo hidrológico C e o afloramento de rocha é classificado como grupo hidrológico

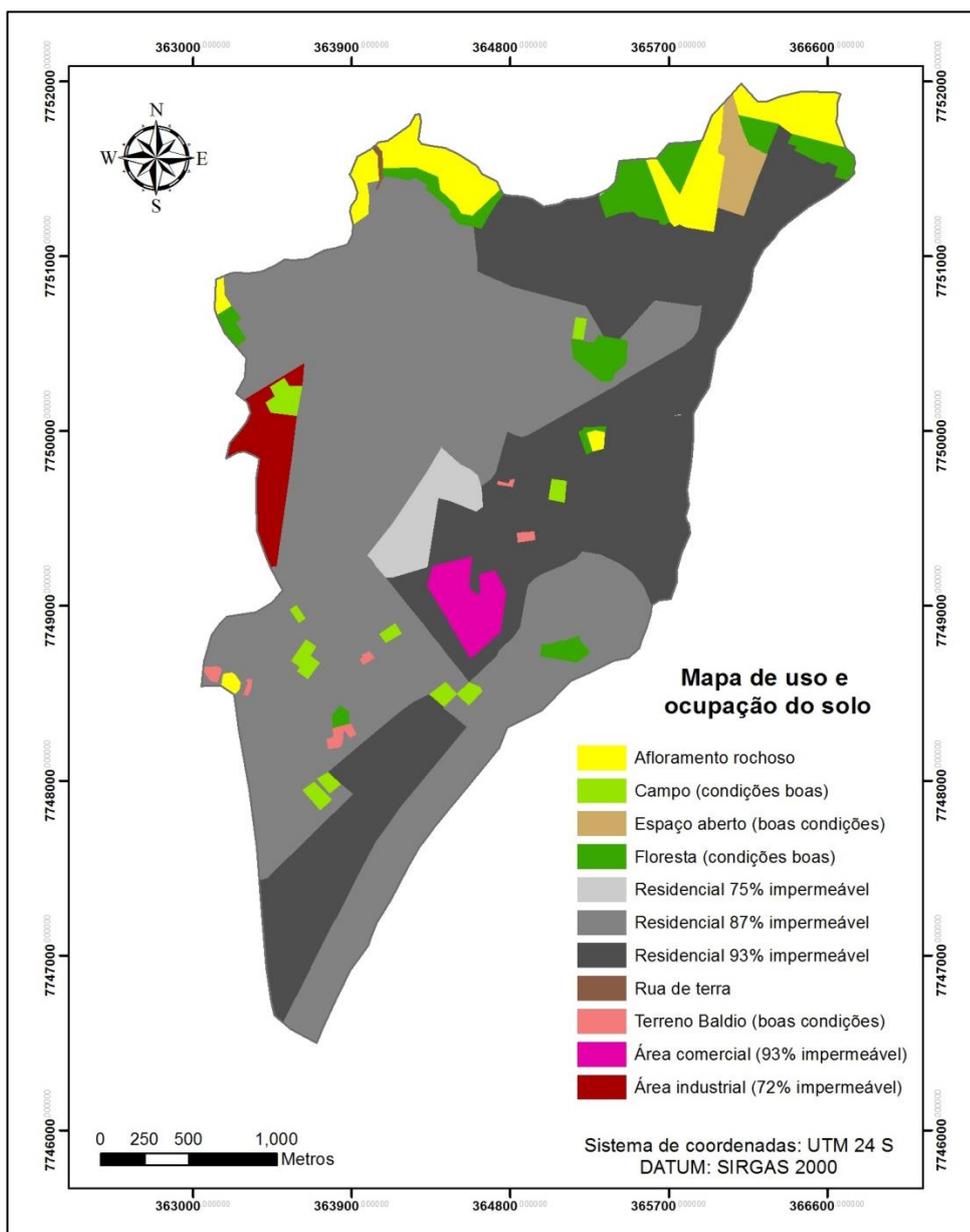
D. O Neossolo Quartzarênico, apesar de estar enquadrado no grupo hidrológico B, foi classificado como grupo hidrológico A, visto que o solo da região costeira da bacia em estudo também é caracterizado pela presença de dunas, conforme destacado por Albino, Girardi, Nascimento (2006). Diante disso, observa-se que o solo da bacia em estudo, com exceção da região costeira com Neossolo Quartzarênico, não apresenta uma boa capacidade de infiltração das águas pluviais.

A caracterização da bacia com relação às suas condições atuais de uso e ocupação do solo foi realizada a partir da análise do Ortofotomosaico do IEMA, com imagens obtidas nos anos de 2007 e 2008 (IEMA, 2008). Também foram utilizadas imagens do *Google Earth*, obtidas em 2016, para a adaptação das áreas que foram modificadas nos últimos anos.

A Figura 16 apresenta o mapa de uso e ocupação do solo do cenário atual da bacia hidrográfica do canal da Costa, indicando a presença de 11 categorias de uso e ocupação do solo: afloramento rochoso; campo; espaço aberto; floresta; área residencial com 75% do solo impermeável; área residencial com 87% do solo impermeável; área residencial com 93% do solo impermeável; rua de terra; terreno baldio; área comercial; e área industrial.

Observou-se que 88,6% do território já são ocupados pelo uso residencial, comercial e industrial, o que demonstra alta impermeabilização do solo. O afloramento rochoso, que também contribui para a impermeabilidade, está presente em 4,88% da bacia, enquanto que as florestas cobrem uma parcela de apenas 3,80%.

Figura 16 - Mapa de uso e ocupação do solo do cenário atual da área de estudo.



Fonte: Elaborado pela Autora.

4.7 DETERMINAÇÃO DO CN

O parâmetro *Curve Number* foi determinado para cada sub-bacia com base nos mapas de tipos de solo e de uso e ocupação do solo. Para cada categoria considerada no mapa de uso e ocupação do solo, foi atribuído um valor ao coeficiente CN, levando-se em consideração o grupo hidrológico no qual o solo se enquadra. A maioria das categorias de ocupação do solo identificados na bacia

apresentam valores de CN tabelados, como mostra o Quadro 3. No entanto, para as áreas de uso residencial foi necessário calcular o valor de CN pela Equação (19):

$$CN_w = CN_p \cdot (1 - f) + 98 \cdot (f) \quad (19)$$

Onde: CN_w é o valor do *Curve Number* composto; CN_p é o valor do *Curve Number* da área permeável; e f é a fração da área impermeável.

Nas três categorias de uso residencial, a área permeável foi classificada como espaço aberto com cobertura de grama acima de 75%. Dessa forma, adotou-se o valor do CN_p igual a 74 para as sub-bacias com solo classificado em grupo hidrológico C e 39 para as sub-bacias com solo classificado em grupo hidrológico A (valores indicados no Quadro 3).

A Tabela 6 apresenta o valor do CN_w calculado para cada categoria de uso residencial que foi identificado no mapa de uso e ocupação do solo da bacia em estudo, em função do grupo hidrológico do solo.

Tabela 6 - Valores de CN_w calculados para categoria de uso residencial.

Ocupação do solo	Grupo hidrológico	
	A	C
Residencial (93% impermeável)	93,87	96,32
Residencial (87% impermeável)	90,33	94,88
Residencial (75% impermeável)	83,25	92,00

Fonte: Elaborado pela Autora.

Foi necessário calcular um valor médio de CN para cada sub-bacia, a fim de representar o sistema na sua totalidade. Para isso, realizou-se a média ponderada levando em consideração o valor de CN de cada região da sub-bacia e sua respectiva área. Os valores médios de CN obtidos para cada sub-bacia estão apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 - CN médio calculado para cada sub-bacia.

Sub-bacia	CN	Sub-bacia	CN
0	91,60	12	94,88
1	92,79	13	94,88
2	92,46	14	94,66
3	93,02	15	93,20
4	94,18	16	93,10
5	89,81	17	93,87
6	96,02	18	91,96
7	87,07	19	94,15
8	94,16	20	93,87
9	93,87	21	89,24
10	93,72	22	81,38
11	94,11	23	95,88

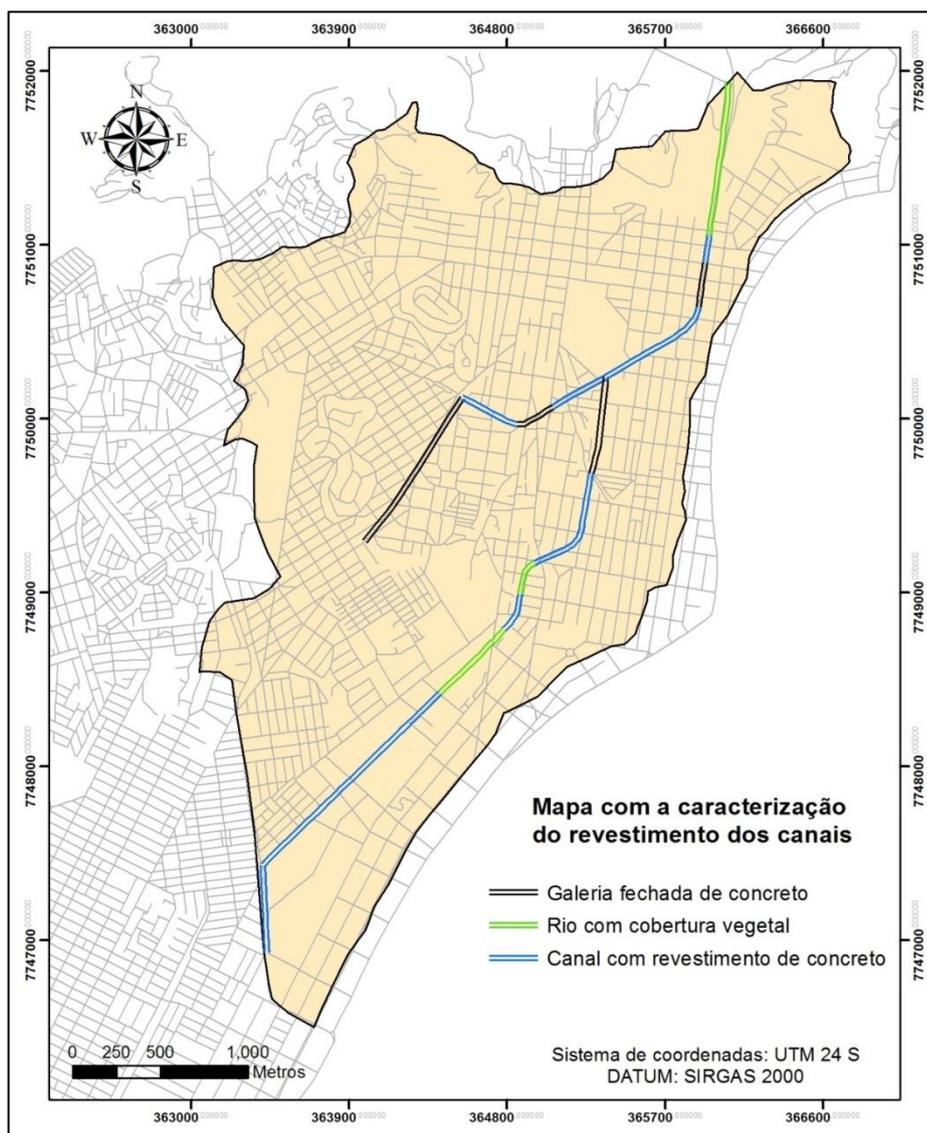
Fonte: Elaborado pela Autora.

4.8 COEFICIENTE DE MANNING

O coeficiente de rugosidade de *Manning* é um dos principais parâmetros do modelo hidráulico, sendo altamente variável e dependente de vários fatores, como aspereza da superfície do leito, vegetação, irregularidades no canal, alinhamento do canal, erosão ou deposição de sedimentos, obstruções, tamanho e forma do canal, entre outros (TUCCI; PORTO; BARROS, 1995).

A caracterização do tipo de revestimento da calha principal e da ocupação das suas margens ao longo das seções transversais foi realizada por meio de inspeção de campo e análise das imagens do Ortofotomosaico do IEMA 2007/2008 e do *Google Earth*. Foram identificados três tipos de revestimentos ao longo dos canais: trechos abertos com revestimento de concreto; trechos abertos com cobertura vegetal; e trechos fechados com galerias pluviais de concreto, conforme indicado no mapa da Figura 17 e nas fotos da Figura 18. Dentre as ocupações do solo às margens dos canais, identificou-se a presença de: áreas densamente ocupadas; grama curta; grama densa; floresta; e solo pedregulhoso com grama.

Figura 17 - Mapa com a caracterização do revestimento dos canais.



Fonte: Elaborado pela Autora.

Figura 18 - Tipos de revestimento dos canais: (a) canal aberto com revestimento de concreto; (b) canal fechado com galeria pluvial; e (c) canal aberto com cobertura vegetal.



(a)



(b)



(c)

Fonte: Elaborado pela Autora.

Os coeficientes de *Manning* foram estimados com base nos valores recomendados por Chow (1959), em função do tipo de revestimento do canal e do uso do solo, e também em trabalhos que realizaram calibração em canais com revestimentos similares aos canais estudados nesta pesquisa, os quais serão discutidos na sequência.

Castilho, Pinto e Oliveira (2005) calibraram o modelo HEC-RAS para o trecho do rio Doce localizado na cidade de Governador Valadares, em Minas Gerais, e obtiveram coeficientes de rugosidade de *Manning* entre 0,03 e 0,04 para o canal principal, o qual possui leito rochoso com corredeiras e várias ilhas, 0,05 para as margens e ilhas não ocupadas, 0,06 para as áreas menos urbanizadas e valores entre 0,07 a 0,08 para as áreas densamente ocupadas.

Timbadiya, Patel e Porey (2011) calibraram o modelo HEC-RAS para o *Lower Tapi River*, localizado na Índia, e obtiveram valores de rugosidade de 0,035 para o trecho de montante do rio, caracterizado pela presença de pedras, e 0,025 para o trecho de jusante do rio, onde se encontra mais próximo da área urbana e possui vegetação nos taludes.

Mulungo (2012), ao realizar a calibração do modelo HEC-RAS para a bacia hidrográfica do Campus da UFSC, encontrou valores de rugosidade entre 0,022 a 0,028 para a calha principal, a qual possui revestimento de concreto no leito e pedras argamassadas nas paredes. Com relação à planície de inundação, o coeficiente foi ajustado ao valor de 0,17 para espaços abertos cobertos por gramado, 0,040 a 0,050 para áreas com vegetação rala e 0,022 a 0,030 para áreas construídas.

Santos (2013), que estudou a propagação de cheias em bacias com grande variação de altitude, calibrou e validou o modelo HEC-RAS para a bacia do rio Mundaú, em Alagoas, e ajustou o coeficiente de *Manning* ao valor de 0,048 para todo o canal principal, caracterizado por apresentar vegetação nos taludes, e 0,066 para as margens do canal com gramas.

Diante disso, foram adotados neste trabalho os coeficientes de *Manning* apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 - Coeficientes de *Manning* adotados no presente trabalho.

Revestimento	Coeficiente de <i>Manning</i> adotado (n)
Revestimento do canal principal:	
Canal aberto com paredes de concreto	0,020
Galerias fechadas de concreto	0,015
Canal aberto com cobertura vegetal	0,035
Revestimento da planície de inundação:	
Áreas densamente ocupadas	0,080
Gramma curta	0,035
Gramma densa	0,050
Floresta	0,150
Solo pedregulhoso com grama	0,030

Fonte: Elaborado pela Autora.

4.9 MARÉ

A coincidência de precipitações intensas com o período de sizígia resulta em um agravamento das inundações ao longo do canal da Costa, visto que o remanso ocasionado pelas preamares provoca um represamento das águas pluviais a montante, o que retarda o escoamento e resulta em altos níveis d'água. Logo o estudo das marés é uma variável indispensável para a pesquisa.

Vale destacar que a maré de sizígia ocorre quando o sol e a lua estão alinhados, durante as luas cheias e novas, produzindo preamares muito altas e baixa-mares muito baixas, enquanto que a maré de quadratura ocorre nas luas crescentes e minguantes, com preamares mais baixas e baixa-mares mais altas.

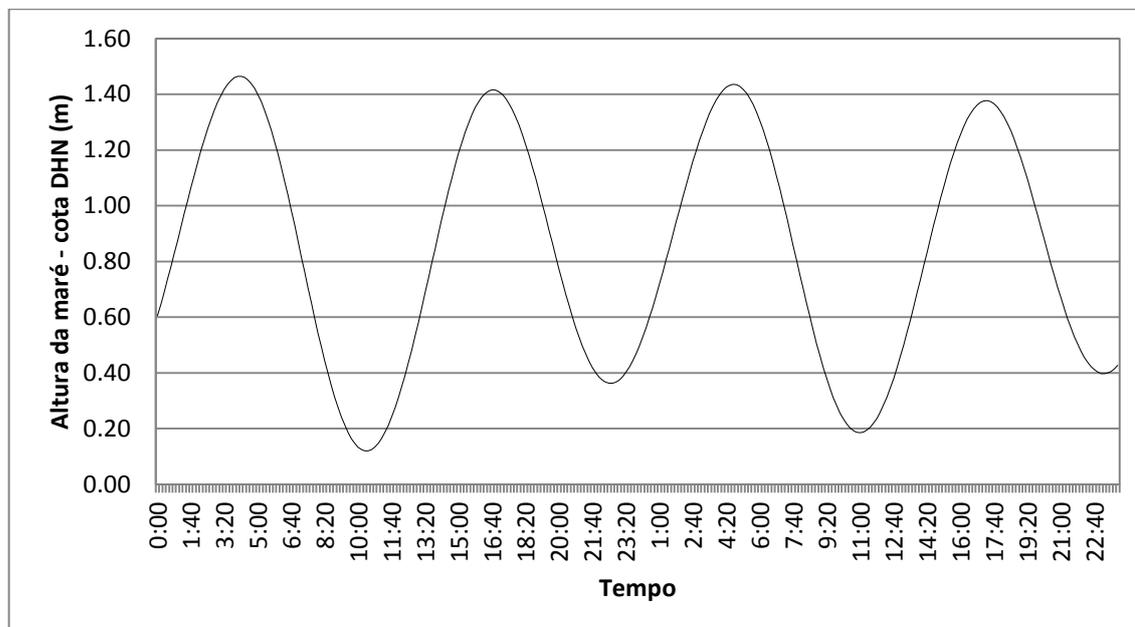
Os níveis de maré astronômica na foz do canal da Costa foram obtidos pela previsão numérica feita pela aplicação do programa computacional Sistema Base de Hidrodinâmica Ambiental (SisBAHIA®), desenvolvido pelo Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE) da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ). Foram utilizadas as constantes harmônicas da estação maregráfica do Porto de Vitória (20°19,2'S; 40°19,1'W), as quais estão disponibilizadas no sítio da Fundação de Estudos do Mar (FEMAR). Esta estação maregráfica foi escolhida para o presente trabalho pelo fato de estar localizada na

Baía de Vitória, próximo à foz do canal da Costa. A série de níveis de maré foi gerada para o ano de 2015 em intervalos de 10 minutos.

A média das preamares de sizígia representa uma condição provável de ocorrer e um cenário desfavorável para o escoamento das águas pluviais. Portanto foi adotada como condição de contorno de jusante uma série de níveis de maré que contenha preamares com valores próximos da média das preamares de sizígia. Este valor é equivalente a 1,46 m na estação maregráfica do Porto de Vitória e foi medido nas referências da Diretoria de Hidrografia e Navegação (DHN). Além disso, foi escolhida uma série de níveis de maré que se inicie com valores crescentes, a fim de simular um cenário em que a maré esteja subindo no instante em que se inicia a chuva.

A série de maré considerada como condição de contorno de jusante na simulação hidráulica é apresentada na Figura 19. A duração da série de maré foi igual à duração da simulação hidráulica, definida como 2 dias. Este tempo de simulação foi suficiente para que os níveis de água dos canais voltassem ao estado original de como estavam antes do início da chuva.

Figura 19 - Série de níveis de maré, prevista pelo SisBAHIA®, utilizada como condição de contorno.

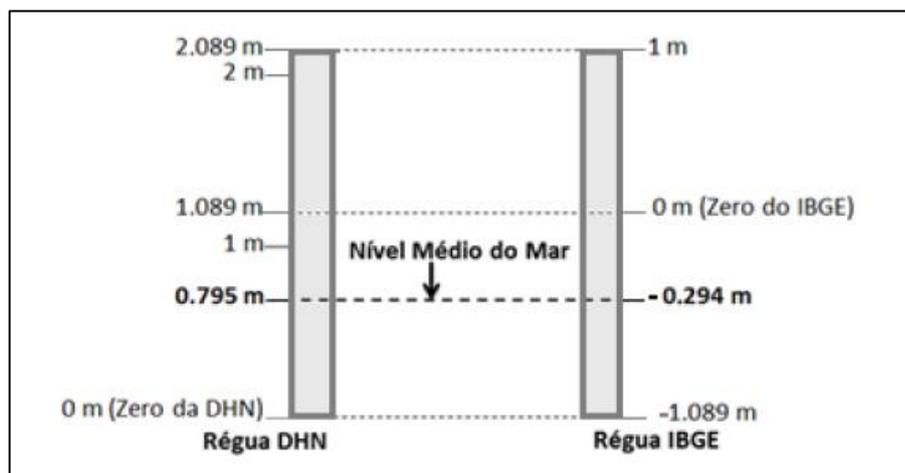


Fonte: Elaborado pela Autora.

Para a compatibilização entre as cotas de maré na referência da DHN e as cotas do terreno utilizadas pelo IBGE, foi utilizado o nivelamento levantado pela Maplan para

a cidade de Vitória em 1998. Neste nivelamento foi utilizado o marco correspondente ao Porto de Vitória (Ilha do Urubu) que são os dados utilizados pela DHN na Tábua de Marés, conforme mostra a Figura 20.

Figura 20 - Correlação entre os níveis DHN e IBGE.



Fonte: Nali (2011).

O zero do IBGE corresponde ao nível médio do mar no marégrafo de Imbituba, em Santa Catarina, enquanto que o nível de redução da DHN da Marinha do Brasil, também denominado de zero da DHN ou zero hidrográfico, corresponde à média das baixa-mares de sizígia do local. De acordo com a Figura 20, a cidade de Vitória obedece a uma diferença de 1,089 m entre o zero da DHN e o zero do IBGE (NALI, 2011). A correlação entre as cotas é expressa pela Equação (20):

$$COTA_{DHN} = COTA_{IBGE} + 1,089 \quad (20)$$

Onde: $COTA_{DHN}$ é a cota na referência do DHN (m); e $COTA_{IBGE}$ é a cota na referência do IBGE (m).

4.10 MODELAGEM HIDROLÓGICA

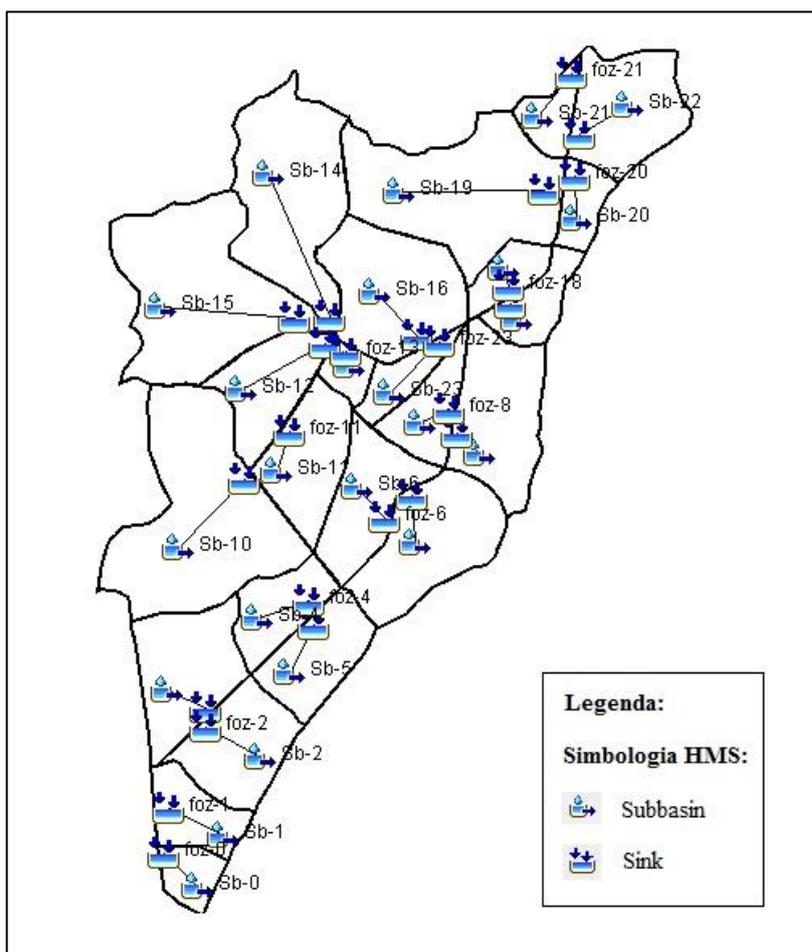
O processo de modelagem hidrológica foi realizado com o auxílio do *software* HEC-HMS 4.0, desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos. O objetivo desta etapa foi gerar hidrogramas no exutório de cada sub-bacia, os quais são utilizados para alimentar a modelagem hidráulica.

O modelo HMS apresenta 4 componentes que devem ser definidos antes da simulação: Modelo da bacia (*Basin Model*); Modelo meteorológico (*Meteorologic Model*); Especificação de controle (*Control Specifications*); e Dados de séries temporais (*Time-Series Data*).

A configuração da bacia hidrográfica foi realizada no componente Modelo da bacia. O programa oferece os seguintes elementos hidrológicos: sub-bacia (*subbasin*), que é a representação física da bacia; trecho (*reach*), que corresponde a um trecho de canal e conduz vazões nos rios e canais para jusante ao longo da bacia; junção (*junction*), que corresponde a um nó; fonte (*source*), utilizado para introduzir vazão em um ponto do sistema; sumidouro (*sink*), que representa águas retiradas da bacia; reservatório (*reservoir*); e derivação (*diversion*).

Como o objetivo da modelagem hidrológica nesta pesquisa é gerar hidrogramas no exutório de cada sub-bacia, foram criadas 24 *subbasins*, sendo que cada uma foi conectada a uma *sink* para representar a sua foz. A representação física da área de estudo definida no HEC-HMS é apresentada na Figura 21.

Figura 21 - Representação física da área de estudo definida no HEC-HMS.



Fonte: Elaborado pela Autora.

Ainda no componente Modelo da bacia, foi necessário indicar as respectivas áreas das sub-bacias e os métodos escolhidos para obter o escoamento superficial e a transformação chuva-vazão. O primeiro método foi o *SCS Curve Number*, o qual necessita como parâmetro de entrada o coeficiente CN; enquanto que o segundo método foi o *SCS Unit Hydrograph*, que requer como parâmetro de entrada o *lag time* (t_r), o qual é calculado em função do tempo de concentração (t_c), conforme apresentado na Equação 5. Os dados de entrada inseridos no componente Modelo da bacia, referente à sub-bacia 0, são apresentados na Figura 22.

Figura 22 - Dados de entrada do Modelo da bacia, referente à sub-bacia 0.

Subbasin	Loss	Transform	Options	Subbasin	Loss	Transform	Options	Subbasin	Loss	Transform	Options
Basin Name: Bacia_Canal_da_costa Element Name: Sb-0 Description: <input type="text"/> Downstream: foz-0 *Area (KM2) 0.123 Latitude Degrees: <input type="text"/> Latitude Minutes: <input type="text"/> Latitude Seconds: <input type="text"/> Longitude Degrees: <input type="text"/> Longitude Minutes: <input type="text"/> Longitude Seconds: <input type="text"/> Canopy Method: --None-- Surface Method: --None-- Loss Method: SCS Curve Number Transform Method: SCS Unit Hydrograph Baseflow Method: --None--				Basin Name: Bacia_Canal_da_costa Element Name: Sb-0 Initial Abstraction (MM) <input type="text"/> *Curve Number: 94.69 *Impervious (%) 0				Basin Name: Bacia_Canal_da_costa Element Name: Sb-0 Graph Type: Standard *Lag Time (MIN) 10.29			

Fonte: Elaborado pela Autora.

No componente Modelo meteorológico, escolheu-se a opção *Specified Hyetograph* para determinar a precipitação. Não foi considerada evapotranspiração na simulação hidrológica, uma vez que a bacia hidrográfica apresenta pouca vegetação e solo com alta impermeabilidade.

A inserção dos valores do hietograma de blocos alternados foi realizada no componente Dados de séries temporais, onde foi escolhida a opção *Precipitation Gages*. Foi necessário definir a unidade de apresentação do hietograma, selecionada como *Incremental Millimeters*, e o intervalo de tempo considerado para os blocos, previamente escolhido como 1 minuto.

Por fim, criou-se a componente Especificação de controle, onde foram definidas as datas de início e fim da simulação, como também o intervalo de tempo que se desejou obter o hidrograma, determinado como sendo 1 minuto.

4.11 MODELAGEM HIDRÁULICA

O *software* HEC-RAS 4.1 foi utilizado na modelagem hidráulica unidimensional do canal da Costa e do canal Capixaba, na condição de regime não permanente, a fim de compreender como se dá o escoamento das águas pluviais na bacia em estudo. Para a geração das manchas de inundação, o HEC-RAS 4.1 foi utilizado

conjuntamente com o ArcGIS 10.1 e a extensão HEC-GeoRAS 10.1, a qual faz a comunicação entre os dois.

O procedimento para gerar as manchas de inundação envolve três etapas: pré-processamento dos dados; execução do HEC-RAS; e pós-processamento dos dados.

A etapa de pré-processamento dos dados ocorreu em ambiente SIG com o uso da ferramenta HEC-GeoRAS e teve como objetivo discretizar a drenagem da bacia e criar os dados geométricos dos canais a serem modelados. Após a criação dos atributos físicos dos canais no ambiente SIG, o arquivo resultante foi exportado para o HEC-RAS, onde foi necessário inserir as condições de contorno e as condições de simulação para a execução do programa. Os resultados gerados pelo HEC-RAS passaram por análises para identificar a presença de erros e, quando necessário, corrigir a simulação.

Por fim, na etapa de pós-processamento dos dados, os resultados gerados pelo HEC-RAS foram exportados para o ambiente SIG, onde ocorreu a sobreposição das lâminas d'água com o modelo digital de terreno da área de estudo, permitindo a criação de dois arquivos: um polígono (vetor) com o delineamento da mancha de inundação; e um *raster* com um valor referente à profundidade da inundação para cada célula.

4.11.1 Dados geométricos

Os principais dados geométricos necessários à modelagem hidráulica são: a representação esquemática da rede de canais; a geometria das seções transversais; os valores para o coeficiente de *Manning* para o canal principal e para a planície de inundação; a distância entre as seções transversais consideradas; e os dados das estruturas hidráulicas, como pontes, bueiros, barragem, entre outros.

Os dados geométricos foram criados em ambiente SIG com o uso da ferramenta HEC-GeoRAS. Primeiramente foi necessário gerar um TIN (*Triangulated Irregular Network*) a partir da interpolação dos valores de altitude. Considerando o TIN como referência e utilizando as imagens do Ortofotomosaico do IEMA 2007/2008 como auxílio, foram criados os atributos físicos do canal da Costa e do canal Capixaba,

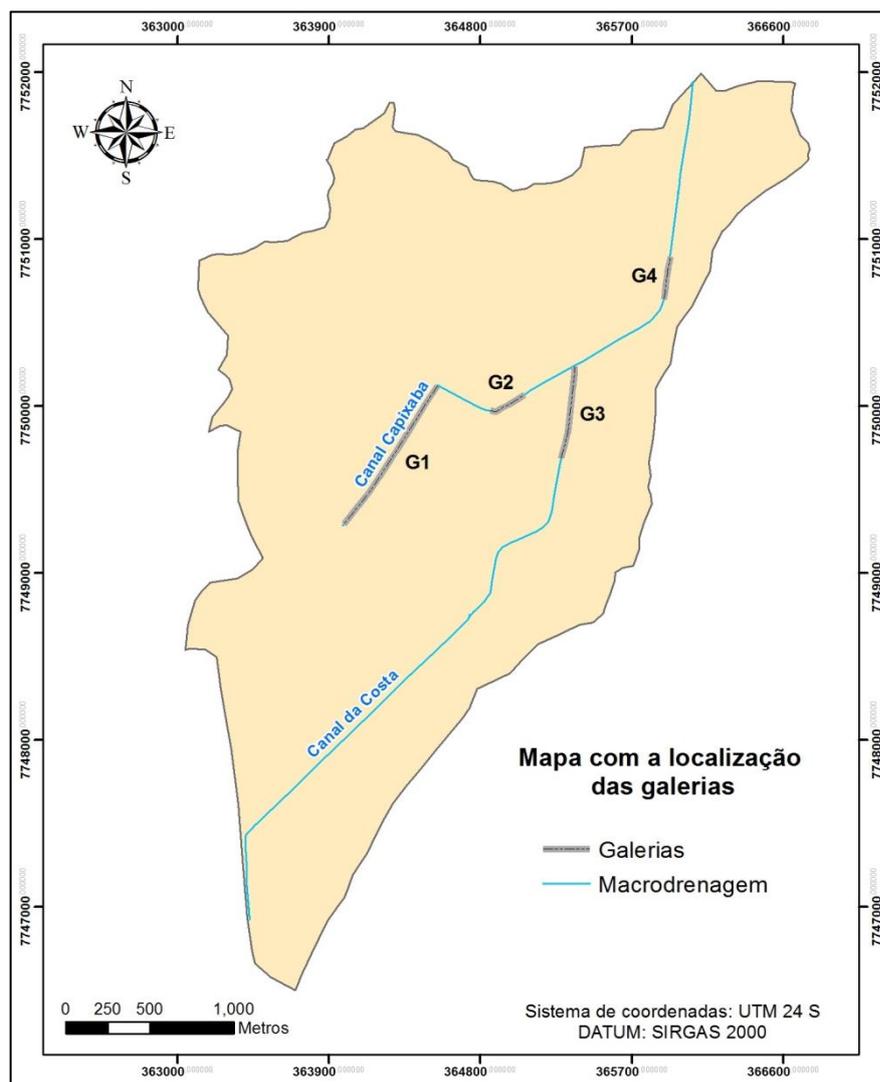
tais como: traçado do canal (*river*), delimitação das margens (*banks*), sentido do fluxo (*flowpath*), seções transversais (*XS Cut lines*), determinação do uso da terra (*landuse*), bem como a atribuição do coeficiente de rugosidade de *Manning* à cada uso da terra.

Após a criação dos atributos físicos dos canais no ArcGIS 10.1, o arquivo resultante foi exportado para o modelo HEC-RAS 4.1. Foi necessário ajustar a geometria das seções transversais conforme as seções que foram levantadas em campo, por meio da eliminação de cotas incoerentes e da correção de algumas cotas de fundo. Além disso, foram inseridas informações referentes às galerias e foram criadas algumas seções transversais interpoladas entre as seções levantadas em campo.

O *software* HEC-RAS 4.1 permite que o usuário identifique, em cada seção transversal, regiões da bacia hidrográfica que ocorre alagamento, mas não há fluxo no sentido de jusante, ou seja, a velocidade de escoamento é considerada nula. Estas regiões são descritas no modelo como *Ineffective Flow Areas*. Como a área de estudo apresenta uma topografia bastante plana, considerou-se que o fluxo ativo ocorre apenas no canal principal e na primeira rua paralela à margem direita e à margem esquerda. Portanto as *Ineffective Flow Areas* foram adicionadas a partir dessas ruas, indicando que ocorre apenas alagamento das águas pluviais e não escoamento no sentido de jusante.

Na área de estudo existem quatro longas galerias retangulares, sendo que duas estão localizadas no canal Capixaba e duas no canal da Costa, conforme mostra a Figura 23. A representação das galerias no *software* HEC-RAS 4.1 é feita pela ferramenta *Culvert*. São necessárias informações sobre o material, formato, dimensão e comprimento de cada galeria, as quais foram levantadas em campo e são apresentadas na Tabela 9.

Figura 23 - Mapa com a localização das galerias.



Fonte: Elaborado pela Autora.

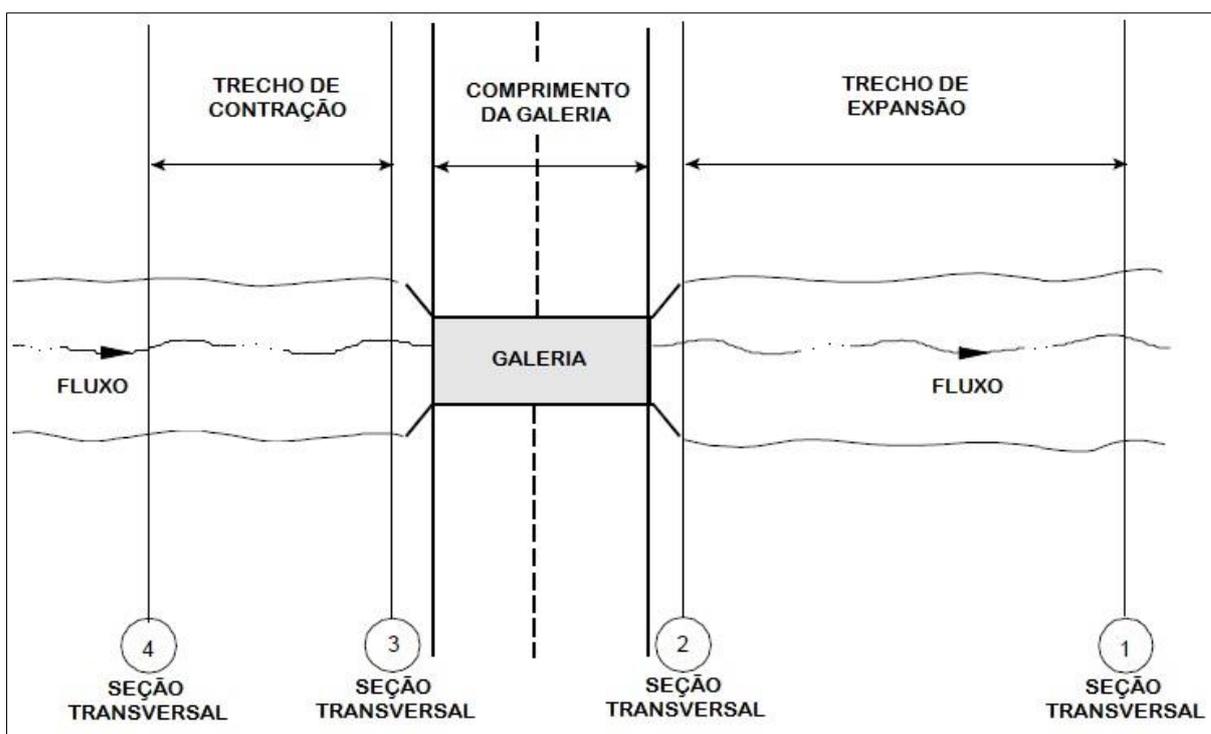
Tabela 9 - Características das galerias.

Galeria	Localização	Formato	Dimensão (m)	Comprimento (m)
G1	Canal Capixaba	Galeria dupla retangular de concreto	2,5 (larg) x 1,5 (prof)	998,0
G2	Canal Capixaba	Galeria dupla retangular de concreto	3,4 (larg) x 1,5 (prof)	223,0
G3	Canal da Costa (trecho superior)	Galeria dupla retangular de concreto	4,5 (larg) x 1,9 (prof)	558,0
G4	Canal da Costa (trecho inferior)	Galeria simples retangular de concreto	11,5 (larg) x 2,7 (prof)	258,0

Fonte: Elaborado pela Autora.

A modelagem hidráulica requer quatro seções transversais ao redor de cada galeria, conforme indica a Figura 24. Duas seções devem ser localizadas a jusante da galeria, sendo que uma deve estar suficientemente distante para que o fluxo não seja afetado pela galeria (seção transversal 1) e a outra no final da galeria (seção transversal 2). As outras duas seções devem ser localizadas a montante da galeria, de forma que uma deve estar no início da galeria (seção transversal 3) e a outra suficientemente distante para que a galeria não interfira no fluxo desta seção (seção transversal 4). Foi necessário adotar a ferramenta *Ineffective Flow Areas* nas seções transversais imediatamente a montante e a jusante de cada galeria (seções transversais 2 e 3), a fim de delimitar adequadamente as zonas de contração e expansão, uma vez que esta ferramenta representa áreas que são alagadas, mas não possuem velocidade de fluxo.

Figura 24 - Localização das seções transversais ao redor de uma galeria.



Fonte: Adaptado de USACE (2010b).

Para a determinação da capacidade da galeria, devem ser computadas as perdas totais de energia. Além da perda de carga por atrito ao longo do conduto, também devem ser consideradas as perdas de carga na entrada e na saída do conduto, que variam de acordo com o seu formato e material. Para isso, foi necessário inserir no

software HEC-RAS os valores referentes aos coeficientes de perda na entrada (*Entrance Loss Coefficient*) e na saída (*Exit Loss Coefficient*), que foram adotados iguais a 0,5 e 1,0, respectivamente, conforme recomendado pelo *Hydraulic Reference Manual* (USACE, 2010b).

A Figura 25 apresenta os dados de entrada que foram inseridos na ferramenta *Culvert* do HEC-RAS para a representação da Galeria G3, tais como: formato e dimensões da galeria; distância entre a galeria e a seção transversal a montante; comprimento da galeria; coeficientes de perda na entrada e na saída; coeficientes de *Manning* no fundo e na parte superior da galeria; e cotas de fundo.

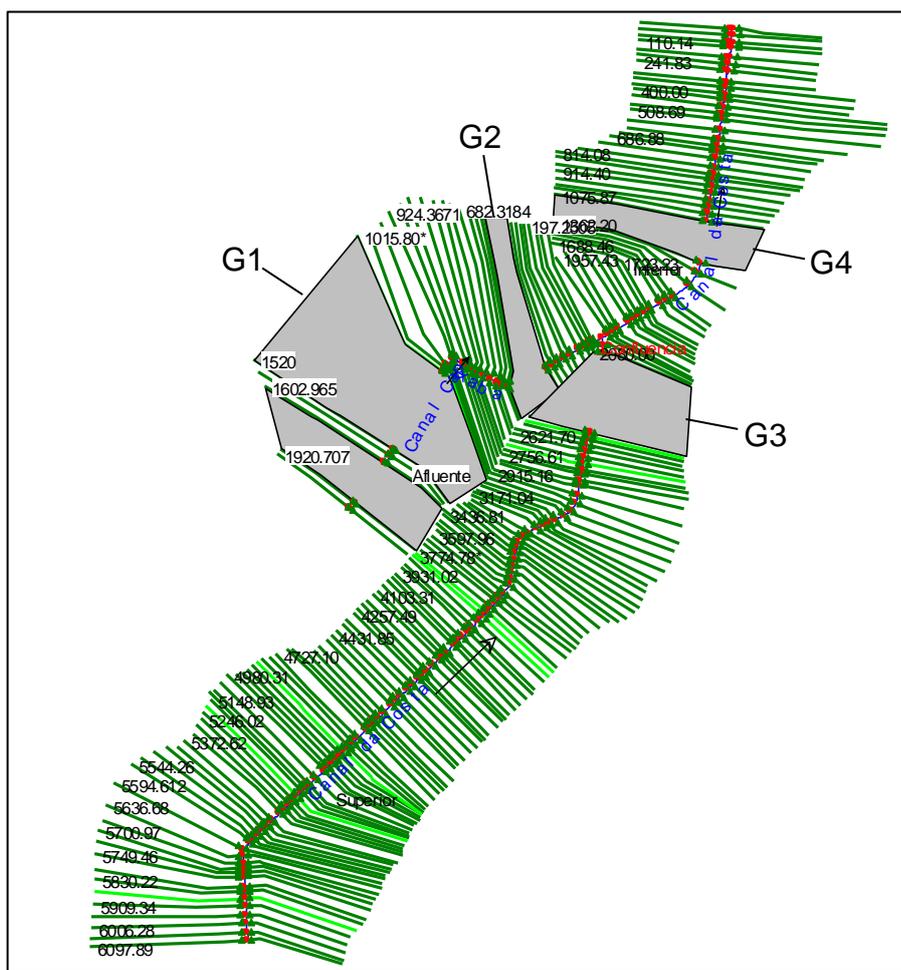
Figura 25 - Dados de entrada para a representação da Galeria G3.

Centerline Stations		
	Upstream	Downstream
1	339.52	42.02
2	344.62	47.12
3		
4		

Fonte: Elaborado pela Autora.

O *layout* dos dados geométricos obtido após a edição realizada dentro do HEC-RAS 4.1, com a indicação das quatro galerias, é apresentado na Figura 26.

Figura 26 - Layout da geometria após a edição no HEC-RAS.



Fonte: Elaborado pela Autora.

4.11.2 Condições de contorno e de simulação

Para a execução do HEC-RAS foi necessário inserir as condições de contorno para simulação do regime não permanente.

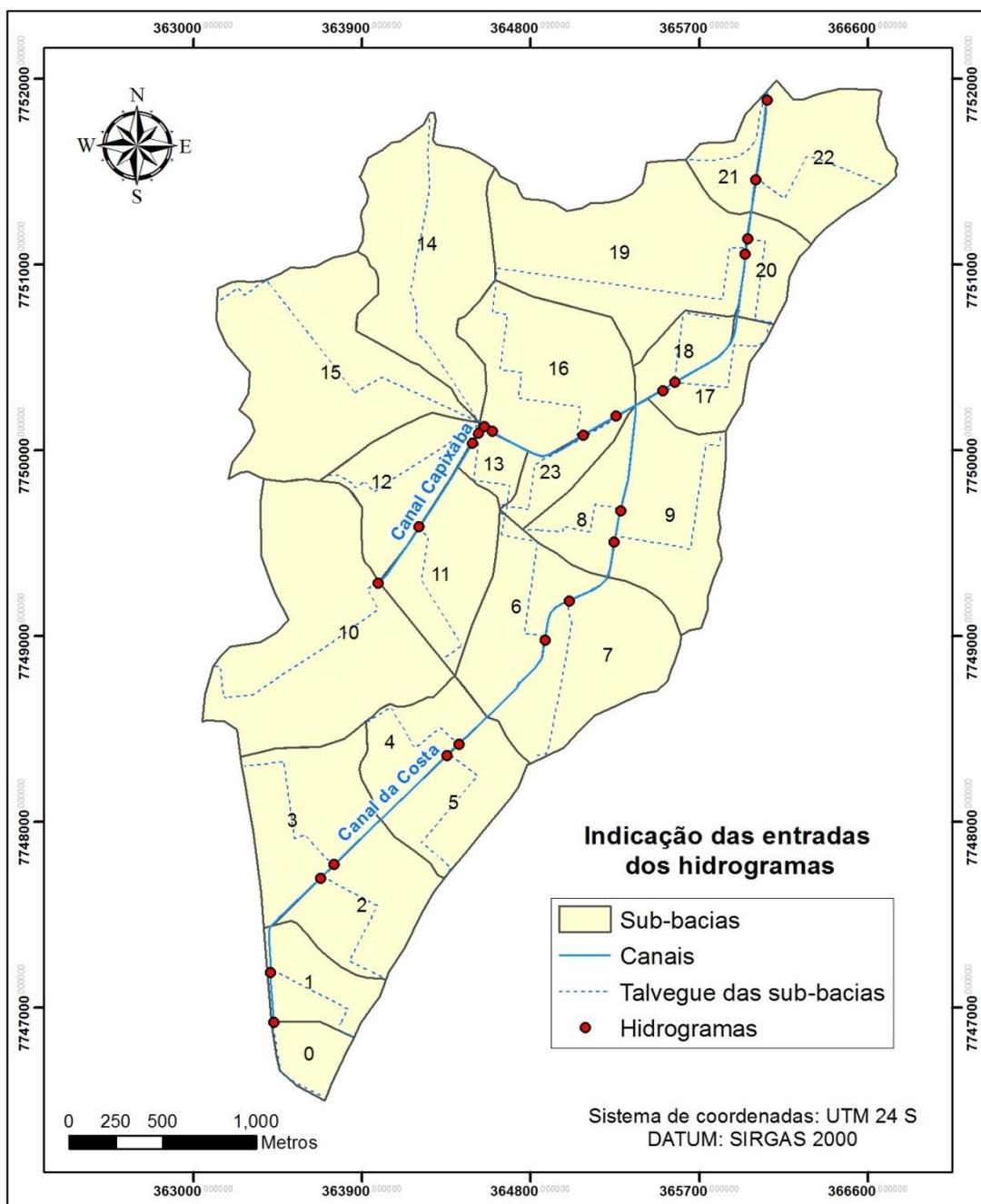
As condições de contorno de montante foram os hidrogramas gerados pelo modelo HEC-HMS, os quais foram inseridos, ao longo dos canais simulados, nas seções transversais localizadas na foz de cada sub-bacia, indicadas na Figura 27. Para isso foram utilizadas as opções do HEC-RAS “*Flow hydrograph*” e “*Lateral Inflow hydrograph*”.

As condições de contorno de jusante foram definidas como sendo os níveis de maré e foram inseridos na opção do HEC-RAS “*Stage Hydrograph*” na última seção transversal do canal da Costa. Além disso, adotou-se como condição inicial uma

pequena vazão constante ao canal da Costa e ao canal Capixaba para evitar instabilidades durante a simulação, iguais a $0,4 \text{ m}^3/\text{s}$.

Escolheu-se o regime misto na simulação hidráulica, visto que o mesmo varia entre subcrítico e supercrítico ao longo do canal.

Figura 27 - Indicação das entradas dos hidrogramas ao longo dos canais.



Fonte: Elaborado pela Autora.

4.12 CONSTRUÇÃO DOS CENÁRIOS

Além da modelagem hidrológica e hidráulica realizada para o cenário atual da bacia hidrográfica do canal da Costa, também foram simulados cenários alternativos, em que foram incorporadas medidas de controle, a fim de avaliar as melhorias obtidas no sistema de drenagem com relação ao cenário atual. Foram avaliados, no total, quatro cenários para esta pesquisa:

- Cenário 1: Cenário atual;
- Cenário 2: Primeiro cenário alternativo;
- Cenário 3: Segundo cenário alternativo;
- Cenário 4: Terceiro cenário alternativo.

O primeiro cenário alternativo (Cenário 2) considerou as medidas de controle propostas pelo trabalho desenvolvido pela SEDURB (2015). Tais medidas incluem: a melhoria geométrica do canal da Costa e do canal Capixaba; o desvio da macrodrenagem de algumas sub-bacias; e o bombeamento de parte das águas pluviais para outras bacias.

Para a construção do Cenário 3 e do Cenário 4, foram estudadas as medidas estruturais mais apropriadas para a área de estudo, buscando-se obter cenários com melhores desempenhos do sistema da macrodrenagem que o Cenário 2.

A princípio foi criado um cenário baseado em técnicas de infiltração. Considerou-se a aplicação de pavimentos permeáveis em 40% das vias da margem leste do canal da Costa, visto que o solo dessas áreas, por serem Neossolo Quartzarênico, apresentam textura de areia, lençol freático profundo e maior permeabilidade. No entanto, a simulação hidráulica deste cenário para um evento de chuva com período de retorno de 50 anos apresentou melhorias pouco significativas. Isso também foi observado por Gaudereto e Brocco (2016), que estudaram o desempenho da aplicação de pavimentos permeáveis na bacia do canal da Costa. Os autores constataram que este tipo de medida é mais eficaz para chuvas com períodos de retorno menores, ou seja, para amenizar problemas de inundação a nível de sub-bacias. Portanto, este cenário foi descartado da pesquisa.

A adoção de reservatórios na bacia em estudo também foi descartada, visto que a região, pelo fato de já estar densamente ocupada, apresenta poucos espaços

disponíveis. Além disso, a topografia da bacia é muito plana, o que dificulta o funcionamento de reservatórios. O redimensionamento dos canais também não foi considerado na construção do Cenário 3 e do Cenário 4, visto que as medidas de melhoria geométrica propostas no trabalho desenvolvido pela SEDURB (2015) já utilizaram todo o espaço disponível ao longo dos canais.

Diante disso, constatou-se que a medida estrutural mais apropriada para a área de estudo é a transposição de águas pluviais por meio de bombeamento. O Cenário 3 e o Cenário 4 consideraram, portanto, além das medidas estruturais adotadas no Cenário 2, outras estações de bombeamento. No entanto, vale destacar que esta pesquisa não avaliou a viabilidade técnica de instalação das estações de bombeamento, nem verificou a capacidade dos corpos d'água receptores.

Os quatro cenários avaliados nesta pesquisa serão descritos no tópico seguinte. A comparação entre os cenários foi baseada no evento de chuva com período de retorno de 50 anos, uma vez que esse período de retorno é recomendado pela DAEE/CETESB para obras de macrodrenagem que ocupam áreas comerciais e residenciais (SÃO PAULO, 1979).

É importante ressaltar que esta pesquisa não avaliou os custos de instalação e operação de cada cenário. A premissa do trabalho foi apresentar possíveis cenários alternativos para a área de estudo que proporcionem melhorias ao sistema de drenagem e redução dos problemas de inundação.

4.12.1 Cenário 1

Este cenário representa as condições atuais da bacia hidrográfica do canal da Costa, com as dimensões do canal da Costa e do canal Capixaba da forma como eles se encontram no momento atual, sem qualquer medida de controle considerada.

4.12.2 Cenário 2

Este cenário considera a implantação das medidas estruturais que foram propostas pelo trabalho desenvolvido pela SEDURB (2015). As medidas de controle consistem em:

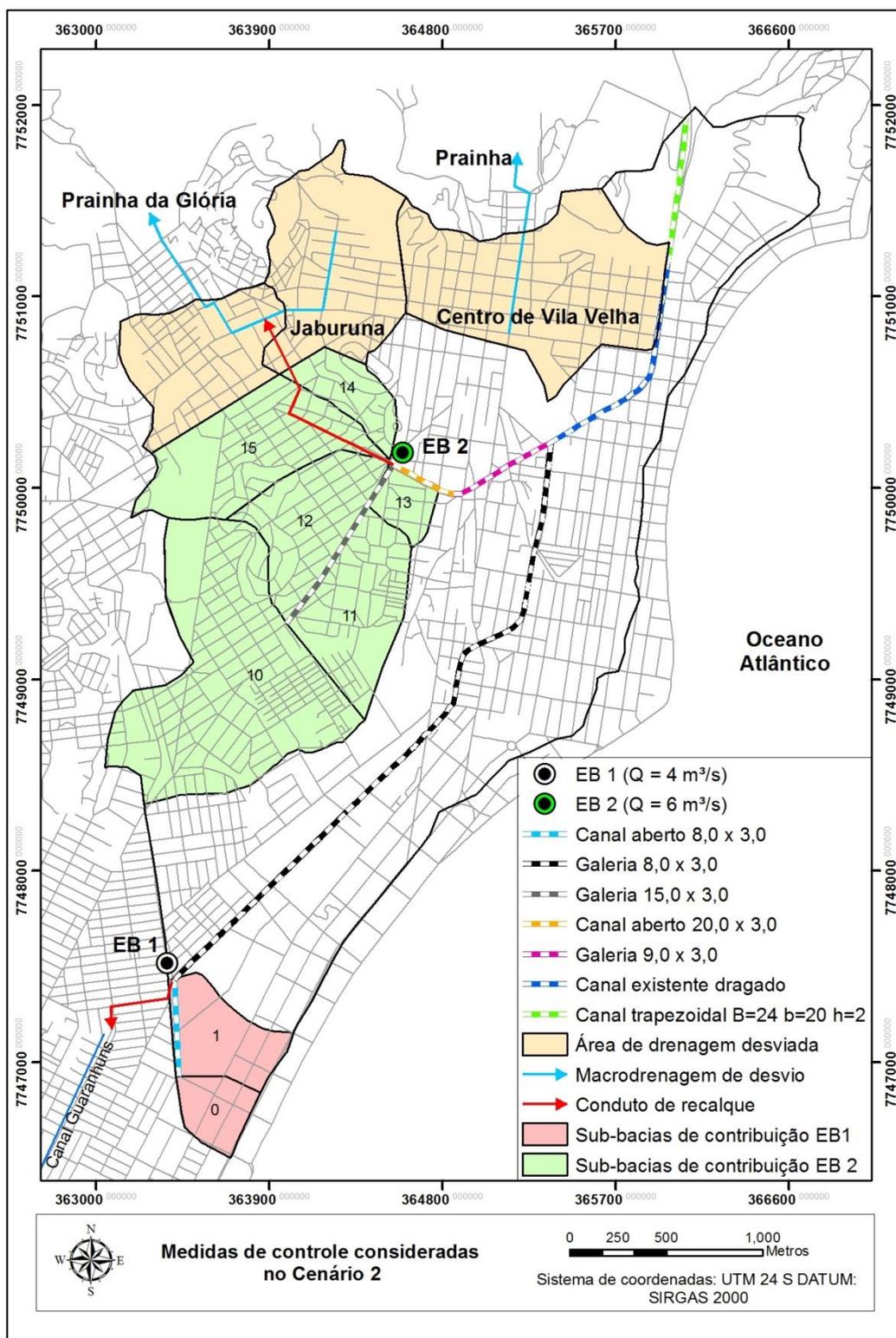
- Alteração das dimensões do canal da Costa e do canal Capixaba;
- Desvio da macrodrenagem do bairro Jaburuna (e entorno) e do Centro de Vila Velha (e entorno);
- Estação de bombeamento localizada no início do canal da Costa para bombear para o canal Guaranhuns (EB 1);
- Estação de bombeamento localizada no encontro entre o canal Capixaba e o canal Bigossi para bombear para a macrodrenagem do bairro Jaburuna (EB 2).

A melhoria geométrica dos canais da Costa e Capixaba, que incluiu o alargamento e aprofundamento dos canais, buscou a otimização do espaço disponível para o desenvolvimento dos canais, com o menor conflito possível com o espaço urbano. As novas dimensões adotadas para os canais são apresentadas na Figura 28.

A proposta de construção da macrodrenagem nos bairros Jaburuna e Centro de Vila Velha teve o objetivo de drenar as águas pluviais desses bairros para a macrodrenagem da Prainha da Glória e da Prainha, respectivamente, a fim de reduzir o volume total escoado pela bacia hidrográfica do canal da Costa. O traçado da área onde foi considerado o desvio da drenagem está apresentado na Figura 28.

A primeira estação de bombeamento proposta foi localizada no início do canal da Costa, com uma capacidade de 4,0 m³/s, e tem o objetivo de bombear as águas pluviais de montante do canal da Costa para o canal Guaranhuns, de modo a reduzir o volume de escoamento superficial que chega ao canal da Costa. Já a segunda estação de bombeamento (EB 2), prevista pelo trabalho da SEDURB (2015), possui uma capacidade de 6,0 m³/s e foi situada no local de encontro do canal Capixaba com o canal Bigossi, a fim de bombear as águas pluviais para a macrodrenagem do bairro Jaburuna. Na Figura 28 são apresentadas as duas estações de bombeamento, com indicação das sub-bacias que contribuem para cada uma.

Figura 28 - Medidas de controle consideradas no Cenário 2.



Fonte: Elaborado pela Autora.

4.12.3 Cenário 3

O Cenário 3 foi construído a partir do Cenário 2, ao qual foi incorporada uma terceira estação de bombeamento no trecho intermediário do canal da Costa (EB 3), indicada na Figura 29, com o objetivo de bombear as águas pluviais deste canal para o Oceano Atlântico. Além disso, considerou-se um aumento da capacidade da estação de bombeamento localizada no encontro entre o canal Capixaba e o canal Bigossi (EB 2).

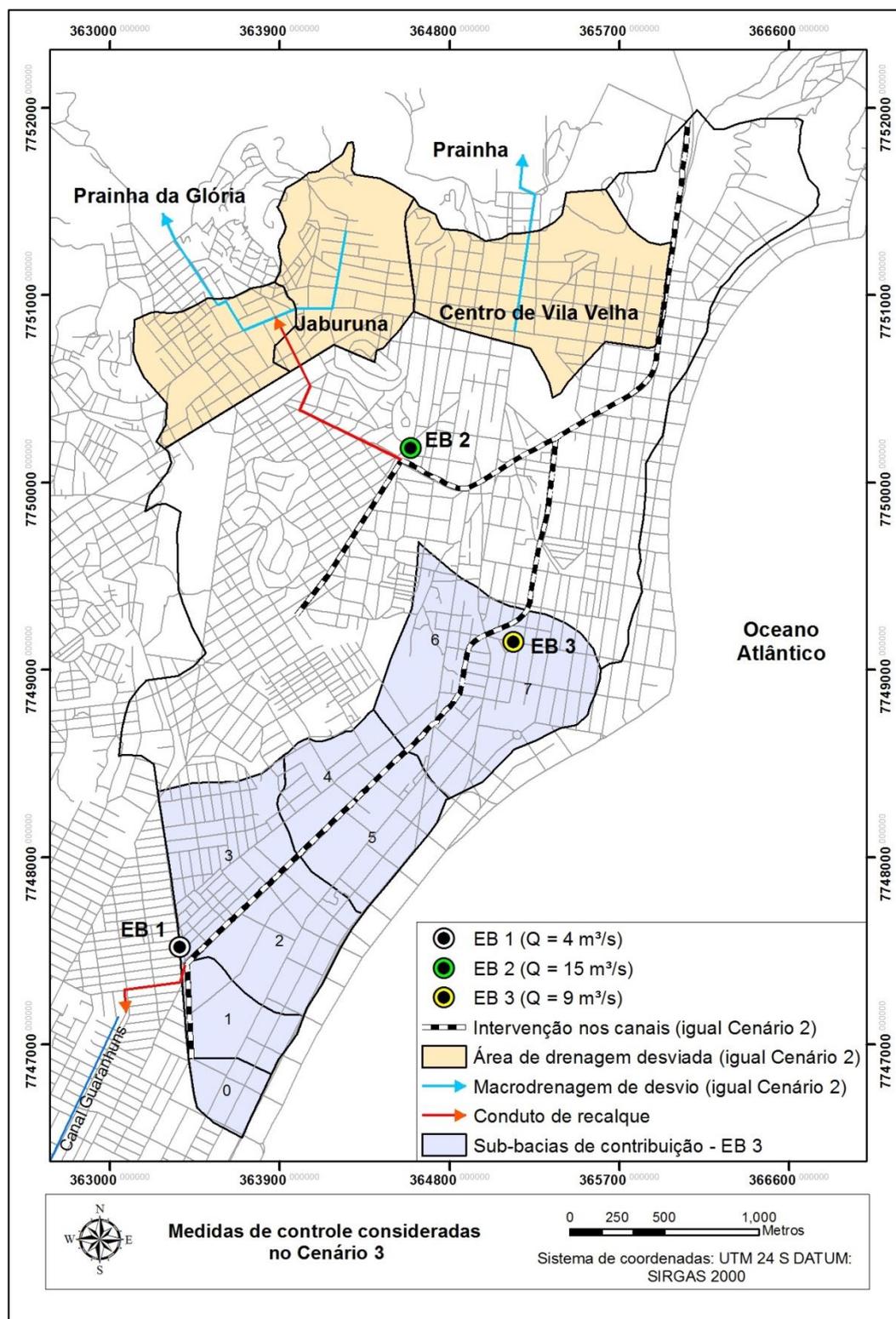
Esta pesquisa não avaliou a viabilidade técnica de instalação das estações de bombeamento consideradas neste cenário, nem a capacidade dos corpos d'água receptores.

As estações de bombeamento adotadas neste cenário possuem as seguintes capacidades:

- Estação de bombeamento EB 1: capacidade de 4,0 m³/s;
- Estação de bombeamento EB 2: capacidade de 15,0 m³/s;
- Estação de bombeamento EB 3: capacidade de 9,0 m³/s.

A Figura 29 apresenta todas as medidas de controle adotadas no Cenário 3, como também a indicação das sub-bacias que contribuem para a estação de bombeamento EB 3.

Figura 29 – Medidas de controle consideradas no Cenário 3.



Fonte: Elaborado pela Autora.

4.12.4 Cenário 4

A premissa adotada no Cenário 4 foi a ampliação significativa da capacidade das estações de bombeamento, a fim de obter os melhores resultados para a área de estudo. Este cenário foi construído a partir do Cenário 3, ao qual foi incorporada uma quarta estação de bombeamento no trecho intermediário do canal Capixaba (EB 4), indicada na Figura 30, com a finalidade de bombear as águas pluviais deste canal para o bairro Jaburuna. Além disso, considerou-se um aumento da capacidade das estações de bombeamento EB 1 e EB 3.

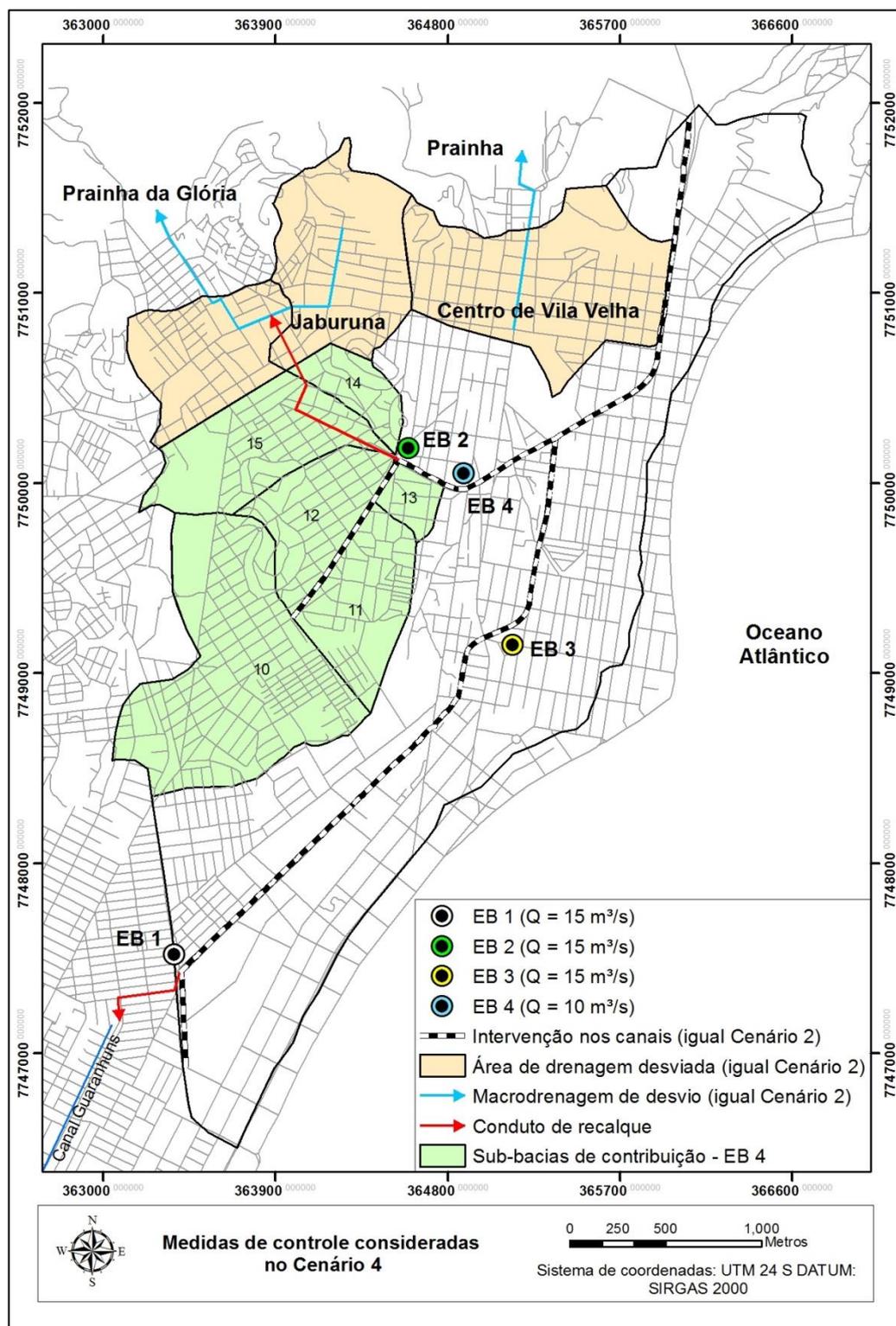
Esta pesquisa não avaliou a viabilidade técnica de instalação das estações de bombeamento consideradas neste cenário, nem a capacidade dos corpos d'água receptores.

As estações de bombeamento consideradas neste cenário possuem as seguintes capacidades:

- Estação de bombeamento EB 1: capacidade de 15,0 m³/s;
- Estação de bombeamento EB 2: capacidade de 15,0 m³/s;
- Estação de bombeamento EB 3: capacidade de 15,0 m³/s;
- Estação de bombeamento EB 4: capacidade de 10,0 m³/s.

A Figura 30 apresenta todas as medidas de controle adotadas no Cenário 4, como também a indicação das sub-bacias contribuintes à estação de bombeamento EB 4.

Figura 30 - Medidas de controle consideradas no Cenário 4.



Fonte: Elaborado pela Autora.

4.12.5 Avaliação dos cenários

A avaliação da modelagem hidráulica dos quatro cenários simulados foi realizada de forma qualitativa e quantitativa. No entanto, vale destacar que este trabalho apresenta um caráter essencialmente comparativo entre os cenários, pois não foi possível calibrar os modelos hidrológico e hidráulico devido à ausência de dados observados de vazão e de nível d'água.

Para ilustrar qualitativamente os efeitos provocados pela inundação em cada cenário foram gerados hidrogramas em quatro seções transversais, localizadas em pontos críticos de inundação, e mapas com a evolução da mancha de inundação ao longo do tempo.

Além disso, foram utilizados indicadores que permitissem uma avaliação quantitativa de cada cenário, para auxiliar na comparação entre os resultados e na análise do desempenho das medidas de controle consideradas nos cenários alternativos. Os indicadores utilizados nesta pesquisa são apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 - Indicadores utilizados na comparação entre os cenários.

Indicadores	
1	Área da mancha de inundação máxima
2	Percentual da área da bacia atingida pela mancha de inundação máxima
3	Profundidade da lâmina d'água máxima alcançada
4	Volume total escoado na foz da bacia
5	Tempo para o início da inundação ¹
6	Tempo para a inundação atingir a área máxima ¹
7	Tempo para o término da inundação ¹

¹ Tempos contabilizados a partir do início da chuva.
Fonte: Elaborado pela Autora.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados das simulações hidrológica e hidráulica das ondas de cheia na bacia hidrográfica do canal da Costa são apresentados e discutidos neste tópico. Na modelagem hidrológica foram gerados os hidrogramas na foz de cada sub-bacia, que representam a contribuição de volume de escoamento superficial à bacia de estudo. Na modelagem hidráulica foram obtidas as manchas de inundação com indicação da profundidade da lâmina d'água ao longo de toda a bacia, para cada minuto de simulação, podendo-se fazer animações com estes para uma melhor compreensão dos resultados.

Como não foi realizada a calibração dos modelos hidrológico e hidráulico devido à ausência de dados observados de vazão e de nível d'água, os resultados devem ser compreendidos como uma estimativa da resposta da bacia aos eventos simulados.

5.1 MODELAGEM HIDROLÓGICA

A modelagem hidrológica foi utilizada para calcular o escoamento superficial resultante das precipitações de projeto e gerar os hidrogramas de cheia no exutório de cada sub-bacia, os quais foram necessários para alimentar os dados de entrada da modelagem hidráulica.

5.1.1 Cenário atual

Para a construção do cenário 1, foram realizadas simulações com o *software* HEC-HMS para os três períodos de retorno analisados neste estudo: 25, 50 e 100 anos. Como a área de estudo foi dividida em 24 sub-bacias, obteve-se um total de 72 hidrogramas, os quais são apresentados no APÊNDICE A.

O modelo HEC-HMS também apresenta como resultados o volume precipitado, o volume escoado e a vazão de pico para cada sub-bacia. Os volumes precipitados e escoados para toda a bacia do canal da Costa, referentes aos períodos de retorno de 25, 50 e 100 anos, foram obtidos pela somatória do volume de cada sub-bacia e se encontram na Tabela 11.

Tabela 11 - Volumes precipitados e escoados na bacia do canal da Costa, obtidos pelo HEC-HMS.

Bacia	Volume precipitado (1000 m ³)			Volume escoado (1000 m ³)		
	TR = 25	TR = 50	TR = 100	TR = 25	TR = 50	TR = 100
Total	859,4	980,3	1118,1	664,4	781,1	914,3

Fonte: Elaborado pela Autora.

Ao se analisar a Tabela 11, observa-se que uma grande parcela do volume precipitado permanece sobre o solo, gerando escoamento superficial. Isso se deve à elevada impermeabilidade presente na área de estudo. Considerando a chuva com período de retorno de 25 anos, 77,3% de todo o volume precipitado na bacia gerou escoamento superficial. Com relação à chuva com período de retorno de 50 anos, 79,7% do volume total precipitado foi escoado, enquanto que no evento de chuva com período de retorno de 100 anos, 81,8% do volume total precipitado gerou escoamento superficial. Isso ocorre porque quanto maior a intensidade da precipitação, mais rápido o solo atingirá a sua capacidade de infiltração e, portanto, maior será o volume escoado superficialmente.

Na Tabela 12 são apresentados os volumes escoados e as vazões de pico de cada sub-bacia, os quais foram obtidos pela modelagem hidrológica para os períodos de retorno de 25, 50 e 100 anos.

Tabela 12 - Volume escoado e vazão máxima de cada sub-bacia, obtidos pelo HEC-HMS.

Sub-bacia	Área (km ²)	Volume escoado (1000 m ³)			Vazão máxima (m ³ /s)		
		TR=25	TR=50	TR=100	TR=25	TR=50	TR=100
0	0,12	8,0	9,4	11,1	3,1	3,7	4,3
1	0,23	15,9	18,7	21,9	5,9	6,9	8,0
2	0,40	26,5	31,2	36,6	8,7	10,2	11,9
3	0,47	32,2	37,9	44,3	10,6	12,4	14,5
4	0,26	18,3	21,5	25,0	7,3	8,5	9,8
5	0,33	19,7	23,5	27,8	6,6	7,9	9,3
6	0,37	28,4	32,9	38,1	9,0	10,3	11,9
7	0,54	29,6	35,7	42,7	10,5	12,6	15,0
8	0,22	16,0	18,7	21,8	5,7	6,6	7,7
9	0,52	36,6	42,8	50,0	11,1	12,9	14,9
10	1,08	76,0	89,0	103,9	21,4	24,9	29,0
11	0,38	27,1	31,7	36,9	9,1	10,6	12,3
12	0,34	25,2	29,4	34,1	8,3	9,7	11,2
13	0,09	6,7	7,8	9,0	2,5	2,9	3,4
14	0,78	56,9	66,4	77,3	17,2	19,9	23,0
15	0,94	65,0	76,3	89,2	16,9	19,7	23,0
16	0,60	40,9	48,1	56,2	11,5	13,4	15,6
17	0,18	12,9	15,1	17,7	4,1	4,7	5,5
18	0,14	9,3	11,0	13,0	3,4	4,0	4,7
19	0,90	64,1	75,0	87,4	16,1	18,7	21,7
20	0,14	10,2	12,0	14,0	3,8	4,4	5,1
21	0,14	8,2	9,8	11,6	3,9	4,6	5,4
22	0,46	19,8	24,5	30,0	7,2	8,9	11,0
23	0,14	10,9	12,7	14,7	3,5	4,1	4,7

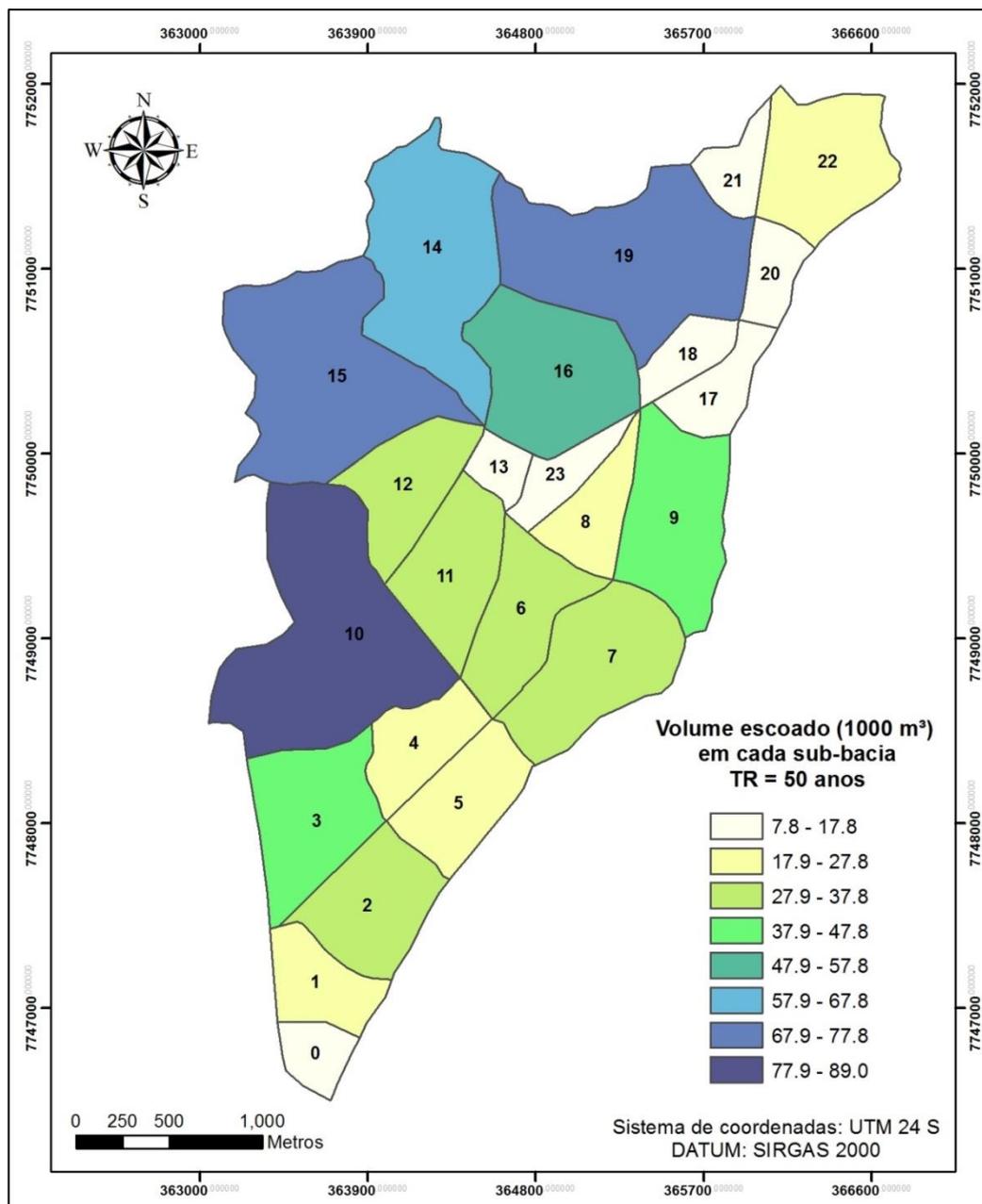
Fonte: Elaborado pela Autora.

Dentre todas as sub-bacias analisadas, a sub-bacia 10 apresentou os maiores valores de volume escoado e vazão de pico. Para o evento de chuva com período de retorno de 50 anos, o volume escoado nesta sub-bacia foi igual a 89.000 m³, enquanto que o volume total escoado na bacia foi de 781.100 m³, o que significa que a sub-bacia 10 contribui com 11,4% em relação ao volume total. Vale destacar que as sub-bacias 14, 15 e 19 também apresentam altos valores de volume escoado e

vazão de pico. Isso se explica porque essas sub-bacias, além de apresentarem alta impermeabilidade, possuem as maiores áreas da bacia.

O mapa da Figura 31 apresenta os valores do volume escoado por cada sub-bacia, referente à chuva com período de retorno de 50 anos, distribuídos em uma escala gradual de cores, o que permite uma melhor visualização espacial da contribuição de escoamento superficial de cada sub-bacia.

Figura 31 - Volume escoado (1000 m³) em cada sub-bacia gerado por uma chuva com TR = 50 anos.



Fonte: Elaborado pela Autora.

5.1.2 Cenários alternativos

Para a construção dos Cenários 2, 3 e 4, foi necessário gerar novos hidrogramas para as sub-bacias 14 e 15, uma vez que foi considerado um desvio de parte da drenagem pluvial dessas sub-bacias para a Prainha. Esses hidrogramas são apresentados no APÊNDICE A. Como resultados, foram obtidos menores valores de volume escoado e vazão máxima, conforme mostra a Tabela 13. Além disso, o hidrograma referente à sub-bacia 19 foi desconsiderado da simulação hidrológica dos Cenários 2, 3 e 4, pois toda a drenagem pluvial desta área também foi desviada para a Prainha.

Tabela 13 - Volume escoado e vazão máxima dos hidrogramas das sub-bacias 14 e 15, obtidos pelo HEC-HMS, para aplicação nos Cenários 2, 3 e 4

Sub-bacia	Nova área (km ²)	Novo CN	Volume escoado (1000 m ³)			Vazão máxima (m ³ /s)		
			TR=25	TR=50	TR=100	TR=25	TR=50	TR=100
14	0,148	94,88	10,9	12,7	14,7	3,8	4,4	5,1
15	0,490	92,55	33,0	38,8	45,5	10,2	11,9	13,9

Fonte: Elaborado pela Autora.

Pela análise da Tabela 13, observa-se que o desvio da macrodrenagem proposto nas sub-bacias 14 e 15 resultou em uma redução significativa do volume de escoamento superficial. Considerando a chuva com período de retorno de 50 anos, o novo volume escoado pela sub-bacia 14 foi de 12.700 m³, o que significa uma redução de 80,9% com relação ao Cenário 1, e a vazão de pico foi de 4,4 m³/s, representando uma redução de 77,9% comparado ao Cenário 1. A sub-bacia 15 apresentou uma redução de 49,1% do volume escoado e 39,6% da vazão de pico, com relação ao Cenário 1.

5.2 MODELAGEM HIDRÁULICA

A modelagem hidráulica foi realizada com o *software* HEC-RAS ao longo de todo o canal da Costa e do seu afluente, canal Capixaba, para os 4 cenários estudados.

As condições de contorno de montante adotadas no Cenário 1, que representa o cenário atual da área de estudo, foram os hidrogramas obtidos no exutório de cada sub-bacia, os quais possuem como vazões máximas os valores apresentados na Tabela 12 e estão apresentados no APÊNDICE A. Nos Cenários 2, 3 e 4, houve a eliminação do hidrograma da sub-bacia 19 e a alteração dos hidrogramas das sub-bacias 14 e 15, os quais apresentaram as vazões máximas da Tabela 13 e estão indicados no APÊNDICE A. Nos quatro cenários simulados, considerou-se como condição de contorno de jusante a série de níveis de maré apresentada na Figura 19.

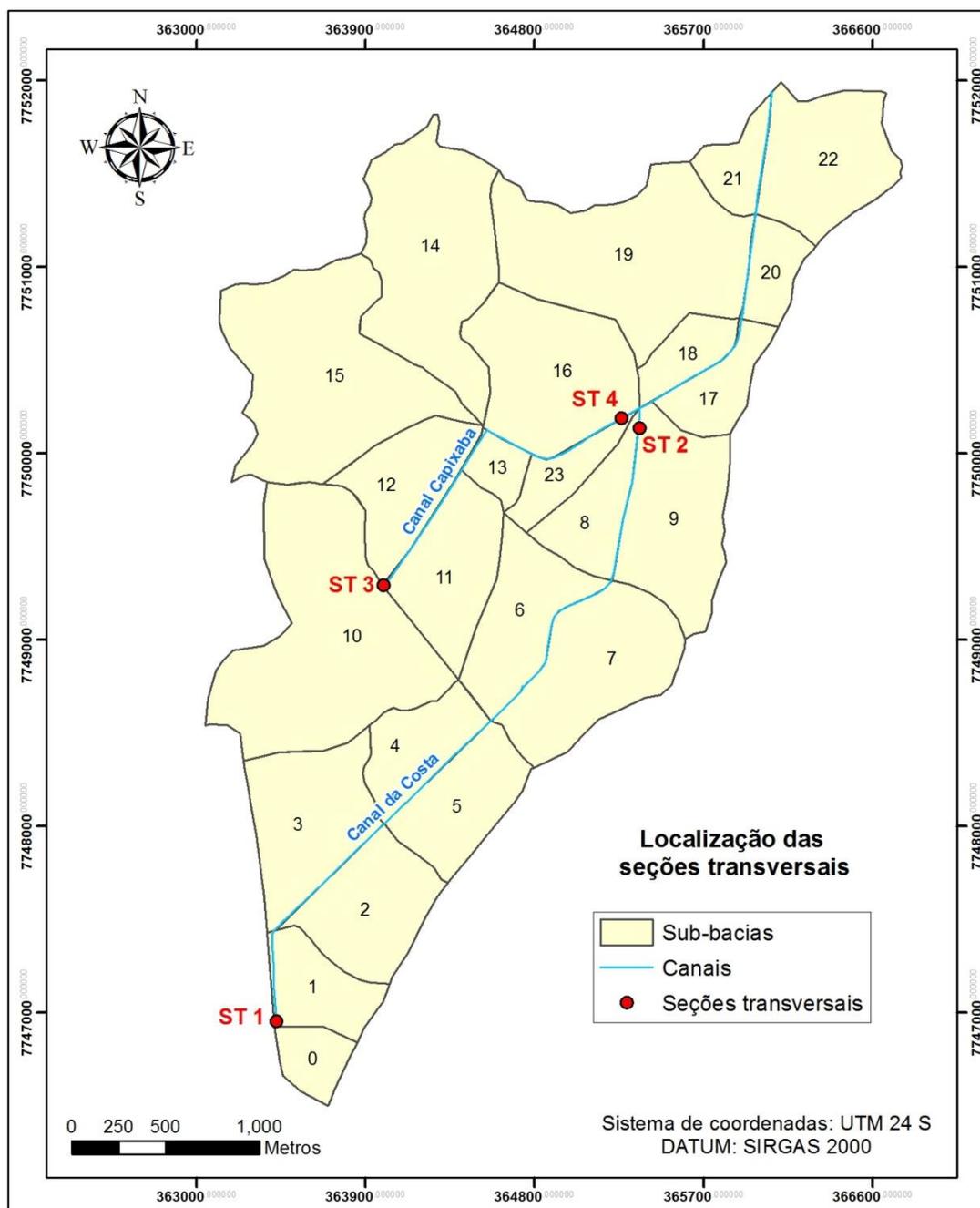
Com a simulação hidráulica foram gerados hidrogramas, que expressam vazão e nível d'água em função do tempo, para todas as seções transversais. Obteve-se o perfil d'água longitudinal ao longo dos canais simulados para cada minuto de simulação e também foram obtidas as manchas de inundação de toda a área estudada ao longo do tempo.

Para a discussão dos resultados, serão apresentados, para cada cenário, os hidrogramas em quatro seções transversais localizadas em pontos críticos de inundação e uma figura mostrando a evolução da mancha de inundação ao longo do tempo.

As seções transversais selecionadas para extrair e apresentar os seus hidrogramas são descritas abaixo e indicadas na Figura 32.

- ST 1: localizada no início do canal da Costa;
- ST 2: localizada no canal da Costa, imediatamente a montante da confluência com o canal Capixaba;
- ST 3: localizada no início do canal Capixaba;
- ST 4: localizada no final do canal Capixaba, imediatamente a montante da confluência com o canal da Costa.

Figura 32 - Localização das seções transversais.



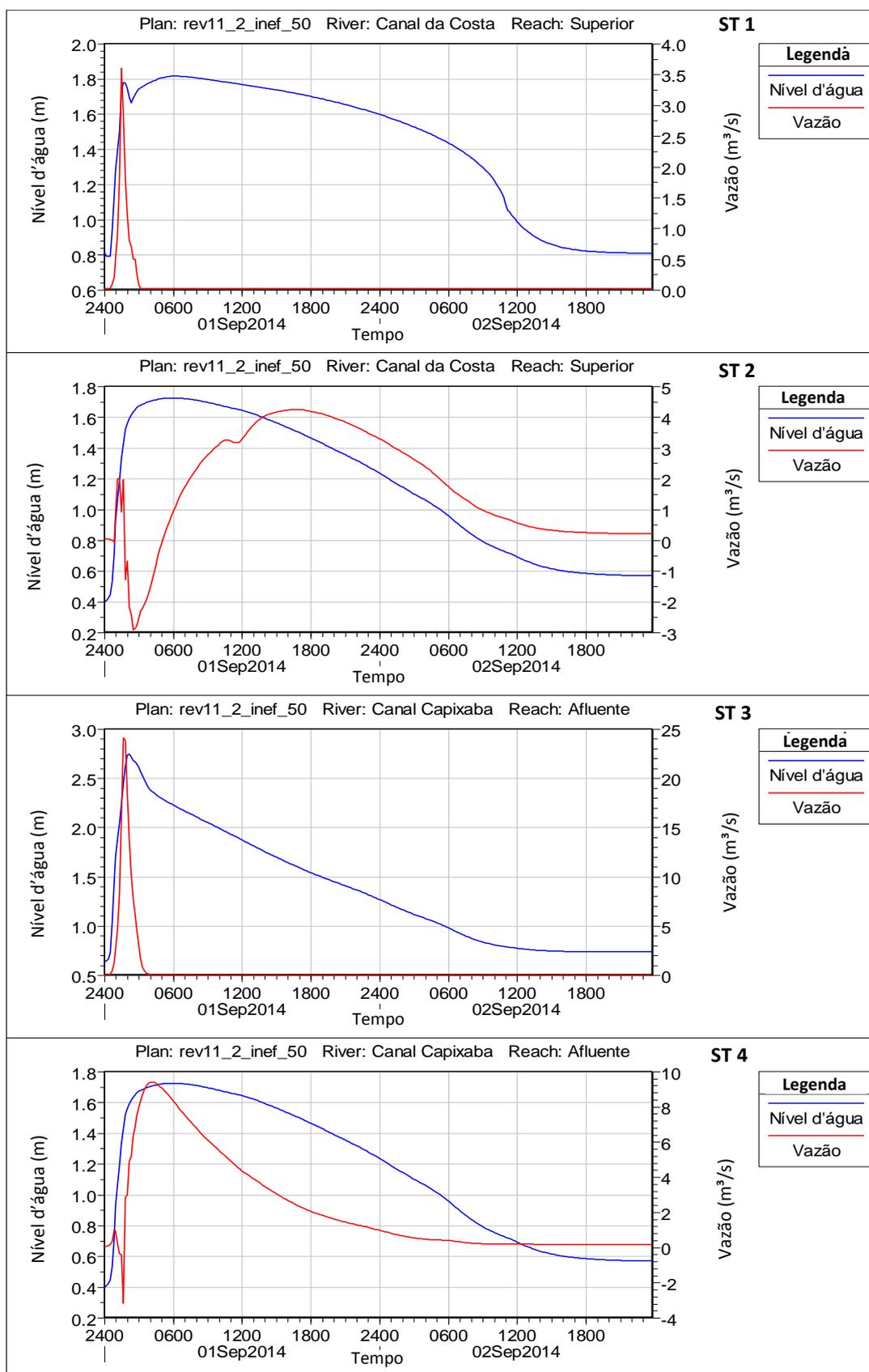
Fonte: Elaborado pela Autora.

Os cenários foram simulados para eventos de chuvas com períodos de retorno de 25, 50 e 100 anos. No entanto, como a DAEE/CETESB (SÃO PAULO, 1979) recomenda o período de retorno de 50 anos para obras de macrodrenagem que ocupam áreas comerciais e residenciais, a avaliação dos cenários foi realizada apenas com base na chuva com período de retorno de 50 anos. Portanto, todos os resultados da modelagem hidráulica apresentados neste tópico se referem a este período de retorno.

5.2.1 Cenário 1

Os hidrogramas obtidos nas seções ST 1 (canal da Costa), ST 2 (canal da Costa), ST 3 (canal Capixaba) e ST 4 (canal Capixaba) são apresentados na Figura 33, nesta ordem. A vazão máxima e o nível d'água máximo atingidos em cada seção transversal são indicados na Tabela 14, sendo que os valores de nível d'água estão na referência do IBGE.

Figura 33 - Hidrogramas das seções ST1, ST 2, ST 3 e ST 4, referente à chuva com TR = 50 anos, obtidos para o Cenário 1



Fonte: Elaborado pela Autora.

Tabela 14 - Vazão máxima e nível d'água máximo atingidos em cada seção transversal no Cenário 1.

Seção transversal	Vazão máxima (m³/s)	Nível d'água máximo (m)
ST 1	3,60	1,82
ST 2	4,25	1,72
ST 3	24,10	2,75
ST 4	9,40	1,72

Fonte: Elaborado pela Autora.

A seção ST 1, localizada no início do canal da Costa, apresentou um aumento brusco do nível d'água, provocado pela própria vazão escoada pela sub-bacia à montante desta seção (sub-bacia 0). O nível d'água se manteve elevado durante um longo período de tempo devido ao remanso ocasionado pelas vazões escoadas nas sub-bacias a jusante. O remanso é explicado pelo fato de que o canal da Costa possui uma declividade muito baixa, o que dificulta o escoamento das águas pluviais. A vazão máxima nesta seção foi de 3,60 m³/s e o nível d'água máximo igual a 1,82 m.

Na seção ST 2, situada no canal da Costa imediatamente a montante da confluência, o nível sobe devido à vazão escoada pelas sub-bacias a montante (sub-bacias 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, e 9) e se manteve elevado durante um longo período de tempo devido ao remanso provocado pelas águas provenientes do canal Capixaba, o qual contribui com altas vazões, ocasionando um bloqueio ao escoamento do canal da Costa. Os valores negativos de vazão nesta seção, que indicam a inversão do fluxo, iniciaram a partir de 01h46min, ou seja, no mesmo instante em que a vazão na seção ST 4 começa a ficar positiva. Isso indica que a inversão do fluxo na seção ST 2 foi provocada pelo bloqueio gerado pelas águas provenientes do canal Capixaba. A vazão máxima foi de 4,25 m³/s e o nível máximo igual a 1,72 m.

A seção ST 3, localizada no início do canal Capixaba, apresentou a vazão máxima igual a 24,10 m³/s. Este valor é elevado, pois o volume escoado nesta seção é proveniente da sub-bacia 10, que consiste na maior sub-bacia da área de estudo. O nível d'água máximo foi de 2,75 m.

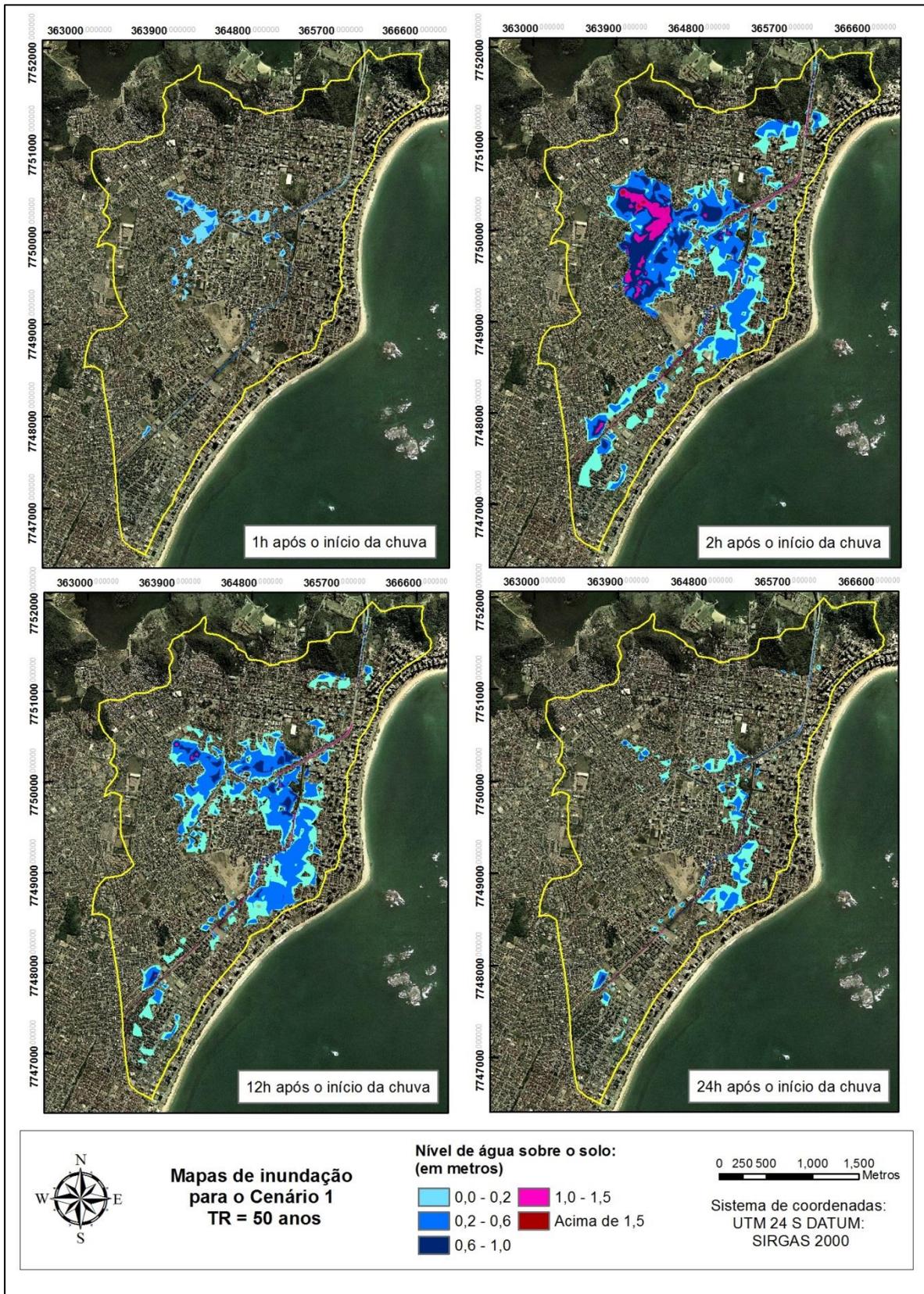
O comportamento do nível d'água na seção ST 4, situada no final do canal Capixaba imediatamente a montante da confluência, foi similar à seção ST 2. O nível d'água

se manteve elevado por muito tempo devido ao remanso ocasionado pelas águas provenientes do canal da Costa, ocasionando um bloqueio ao escoamento do canal Capixaba. Os valores negativos de vazão, que representam o fluxo invertido nesta seção, apareceram entre os instantes 01h13min e 01h45min. Tais valores são resultantes do bloqueio gerado pelas águas provenientes do canal da Costa. Isso ocorre porque o canal Capixaba também possui declividade muito baixa. A vazão máxima foi de 9,40 m³/s e o nível máximo igual a 1,72 m.

Vale ressaltar que os valores negativos de vazão que ocorreram nas seções ST 2 e ST 4 não estão relacionados com o efeito da maré. Isso se explica porque os hidrogramas das seções localizadas no canal da Costa após a confluência não apresentaram valores negativos de vazão, o que indica que a inversão do fluxo nas seções ST 2 e ST 4 foi provocada apenas pelas águas provenientes dos afluentes.

Os mapas com a evolução das manchas de inundação ao longo do tempo para o Cenário 1 foram gerados até 24 horas após o início da chuva, a fim de demonstrar a longa duração das inundações sobre as regiões habitadas, mas vale destacar que as inundações não terminam neste instante. Esses mapas podem ser visualizados na Figura 34.

Figura 34 - Evolução da mancha de inundação ao longo do tempo para o Cenário 1, referente à chuva com período de retorno de 50 anos.

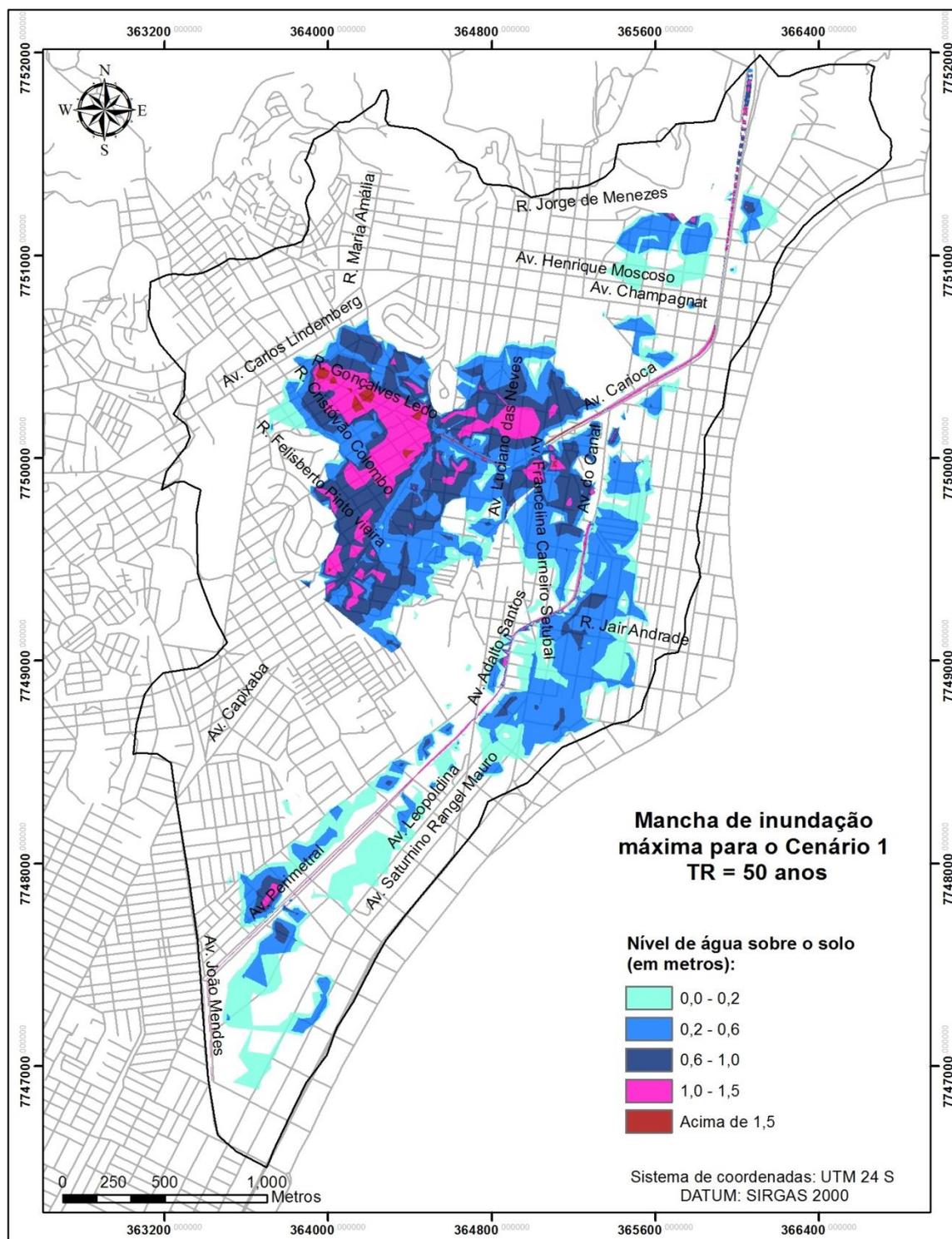


Fonte: Elaborado pela Autora.

Ao se analisar a Figura 34, verifica-se que um evento de chuva com período de retorno de 50 anos gera grandes problemas de inundação à bacia hidrográfica do canal da Costa em suas condições atuais. Após 1 hora do início da chuva, já são observadas pequenas manchas de inundação, que compreendem uma área de 0,237 km². Na segunda hora após o início da chuva, a mancha de inundação sofre uma grande expansão, alcançando 2,210 km² e atingindo níveis d'água sobre o solo acima de 1,5 m. Isso se explica porque o volume escoado pelas sub-bacias alcançam a vazão de pico quase simultaneamente, aproximadamente no instante de 2 horas, pois possuem tempos de concentração próximos. A mancha de inundação permanece expressiva mesmo depois de 12 horas do início da chuva, abrangendo uma área de 1,672 km², porém com menores níveis de água sobre o solo. Após 24 horas do início da chuva, a mancha de inundação ainda se encontra presente, compreendendo uma área de 0,475 km².

Particularmente neste cenário foi gerado um mapa no instante em que a inundação atinge o seu pico, com o objetivo de ilustrar a situação crítica do cenário atual da bacia do canal da Costa e permitir uma avaliação detalhada dos efeitos provocados pela inundação nesta região. Este mapa se encontra na Figura 35.

Figura 35 - Mancha de inundação máxima para o Cenário 1, referente à chuva com TR = 50 anos.



Fonte: Elaborado pela Autora.

Ao se analisar a Figura 35, observa-se a presença de muitas áreas críticas quanto à inundação. Logo no início do canal da Costa, destacam-se as manchas de inundação nas ruas paralelas à Av. Perimetral. Outra região muito afetada pelas enchentes se encontra nas ruas a leste da Av. Adalto Santos, como, por exemplo, a

Rua Jair Andrade. No entorno da Av. do Canal, a qual está sobre a galeria G3 do canal da Costa, as manchas de inundação alcançam até três quadras no sentido leste. No lado oeste da Av. do Canal as inundações são ainda mais críticas, em decorrência da contribuição das águas provenientes do canal Capixaba.

A Av. Capixaba, que se encontra sobre a galeria G1 do canal Capixaba, apresenta manchas de inundação muito críticas no seu entorno. Destacam-se as ruas Felisberto Pinto Vieira e Cristovão Colombo, nas quais as inundações chegam a alcançar níveis de até 1,5 m. A Rua Gonçalves Ledo e seu entorno merecem um destaque, visto que a mancha de inundação é muito expressiva e o volume de água sobre o solo supera o nível de 1,5 m. Isso se explica porque, além da presença de cotas muito baixas nessa região, há um aumento da contribuição de águas pluviais no canal Capixaba devido à chegada do canal Bigossi, que ocorre no cruzamento entre a Av. Capixaba e a Rua Gonçalves Ledo. Após a junção dos canais da Costa e Capixaba, na altura da Rua Jorge Menezes, também ocorrem manchas de inundação, com níveis de água sobre o solo de até 0,6 m.

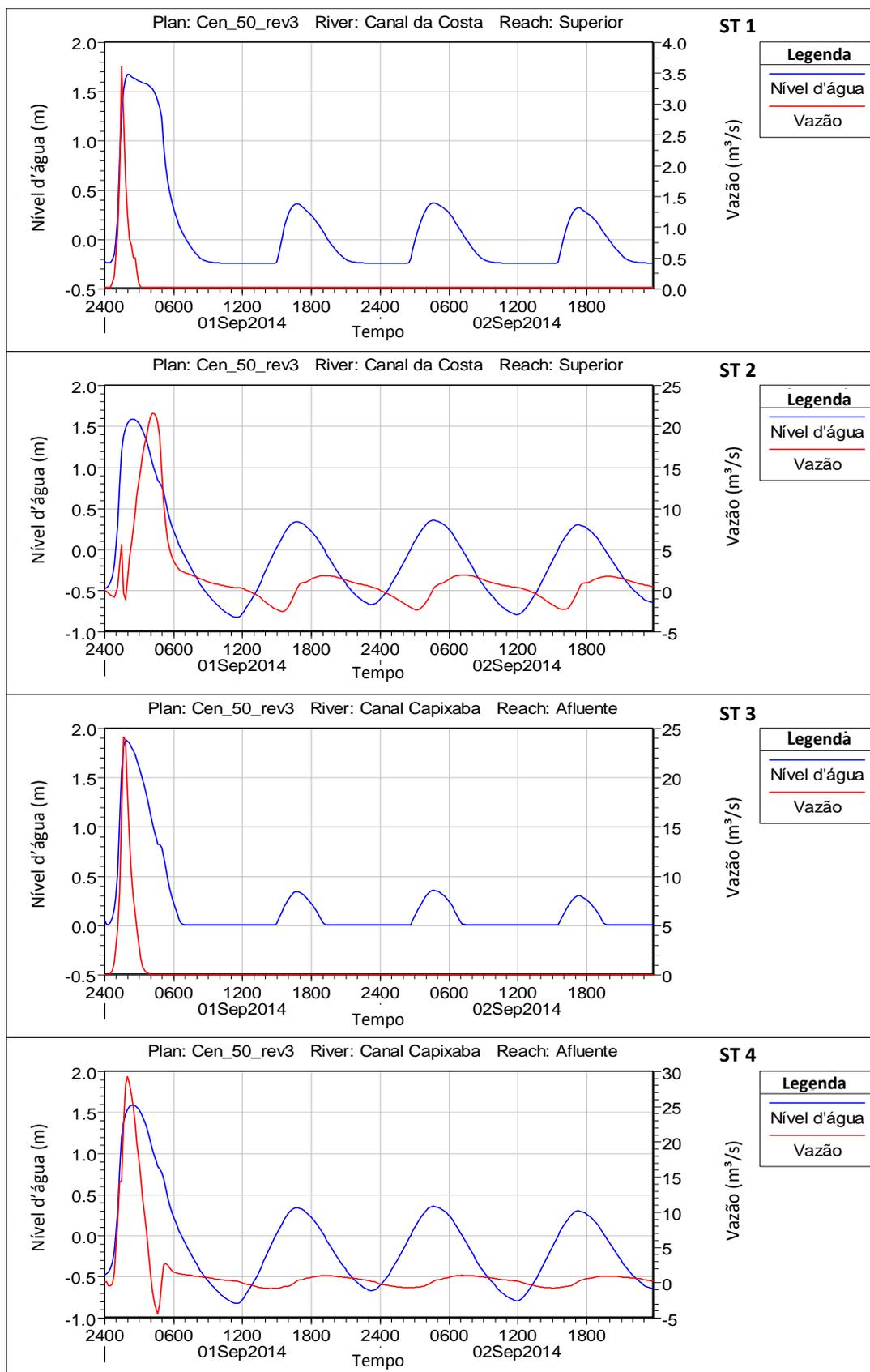
É importante destacar que a mancha de inundação presente no mapa da Figura 35 alcançou os 4 locais apontados na Figura 9, que apresentam registros históricos de inundações, o que indica a coerência dos resultados da simulação.

Percebe-se, portanto, que o sistema de drenagem existente na bacia hidrográfica do canal da Costa não apresenta capacidade suficiente para escoar o volume de água gerado pela chuva com período de retorno de 50 anos. Isso também foi verificado na simulação para chuvas com período de retorno de 25 anos.

5.2.2 Cenário 2

Para o Cenário 2, o qual considera como medidas de controle a melhoria geométrica do canal da Costa e do canal Capixaba, o desvio da drenagem de algumas áreas e duas estações de bombeamento, também foram obtidos os hidrogramas das seções ST 1 (canal da Costa), ST 2 (canal da Costa), ST 3 (canal Capixaba) e ST 4 (canal Capixaba), os quais são apresentados na Figura 36, nesta ordem. A vazão máxima e o nível d'água máximo atingidos em cada seção transversal são indicados na Tabela 15.

Figura 36 - Hidrogramas das seções ST 1, ST 2, ST 3 e ST 4, referente à chuva com TR = 50 anos, obtidos para o Cenário 2.



Fonte: Elaborado pela Autora.

Tabela 15 - Vazão máxima e nível d'água máximo atingidos em cada seção transversal no Cenário 2.

Seção transversal	Vazão máxima (m³/s)	Nível d'água máximo (m)
ST 1	3,60	1,67
ST 2	21,57	1,59
ST 3	24,10	1,88
ST 4	29,21	1,59

Fonte: Elaborado pela Autora.

Em todos os hidrogramas, observaram-se uma redução do nível d'água máximo e uma aceleração do escoamento, quando comparados ao Cenário 1. Isso se deve às medidas estruturais adotadas neste cenário. O redimensionamento dos canais, que consistiu no aumento da área útil e na redução da rugosidade, contribuiu para aumentar a capacidade de escoamento dos mesmos. Já o desvio da drenagem e as estações de bombeamento contribuíram para reduzir o volume de escoamento superficial. Verificou-se também que, após a passagem da onda de cheia, o nível d'água acompanha o nível da maré, pois as cotas de fundo dos canais consideradas neste cenário são inferiores às do Cenário 1.

A seção ST 1, localizada no início do canal da Costa, apresentou a vazão máxima de 3,60 m³/s e o nível máximo de 1,67 m. Em comparação com o Cenário 1, verifica-se uma redução de 0,15 m no nível d'água máximo.

A seção ST 2, localizada no canal da Costa imediatamente a montante da confluência com o canal Capixaba, apresentou a vazão máxima de 21,57 m³/s. Em comparação com o Cenário 1, verifica-se um aumento da vazão. Isso se explica porque o volume de água que antes inundava as *Ineffective Flow Areas* (onde o fluxo é considerado nulo) passou a escoar principalmente pelo canal principal, pois as dimensões do canal consideradas no Cenário 2 proporcionaram maior capacidade de escoamento. O nível d'água máximo nesta seção foi igual a 1,59 m, o que representa uma redução de 0,13 m com relação ao Cenário 1.

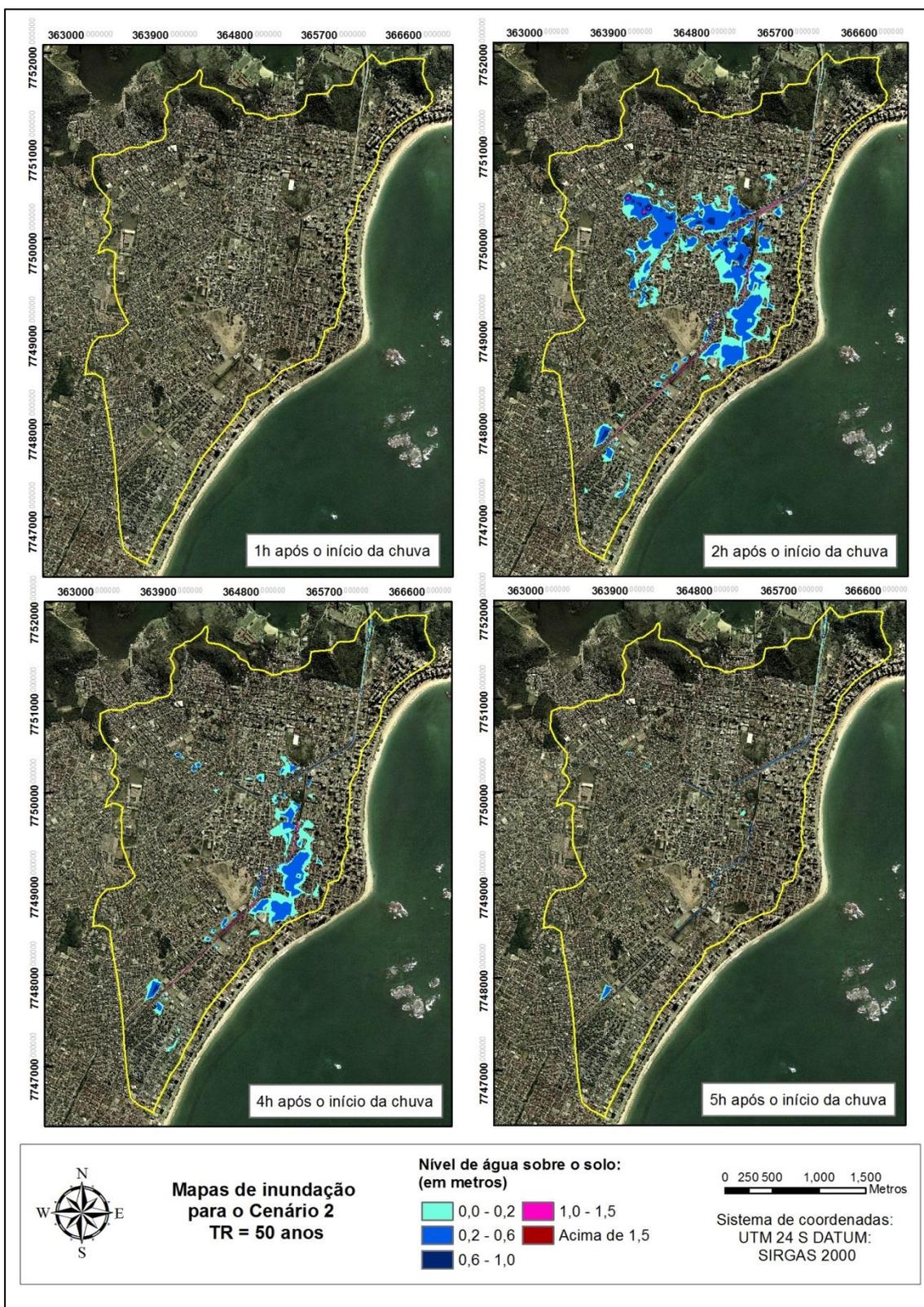
A seção ST 3, localizada no início do canal Capixaba, apresentou a vazão máxima de 24,10 m³/s e o nível máximo de 1,88 m, o que representa uma redução de 0,87 m comparado ao Cenário 1.

A seção ST 4, localizada no final do canal Capixaba, apresentou a vazão máxima de 29,21 m³/s. Este aumento da vazão, comparado ao Cenário 1, se deve ao mesmo

motivo explicado na seção ST 2. O nível d'água máximo nesta seção foi igual a 1,59 m, o que significa uma redução de 0,13 m com relação ao Cenário 1.

Os mapas com a evolução das manchas de inundação para o Cenário 2 foram gerados até o instante em que a inundação sobre as ruas termina. Esses mapas podem ser visualizados na Figura 37.

Figura 37 - Evolução da mancha de inundação ao longo do tempo para o Cenário 2, referente à chuva com período de retorno de 50 anos.



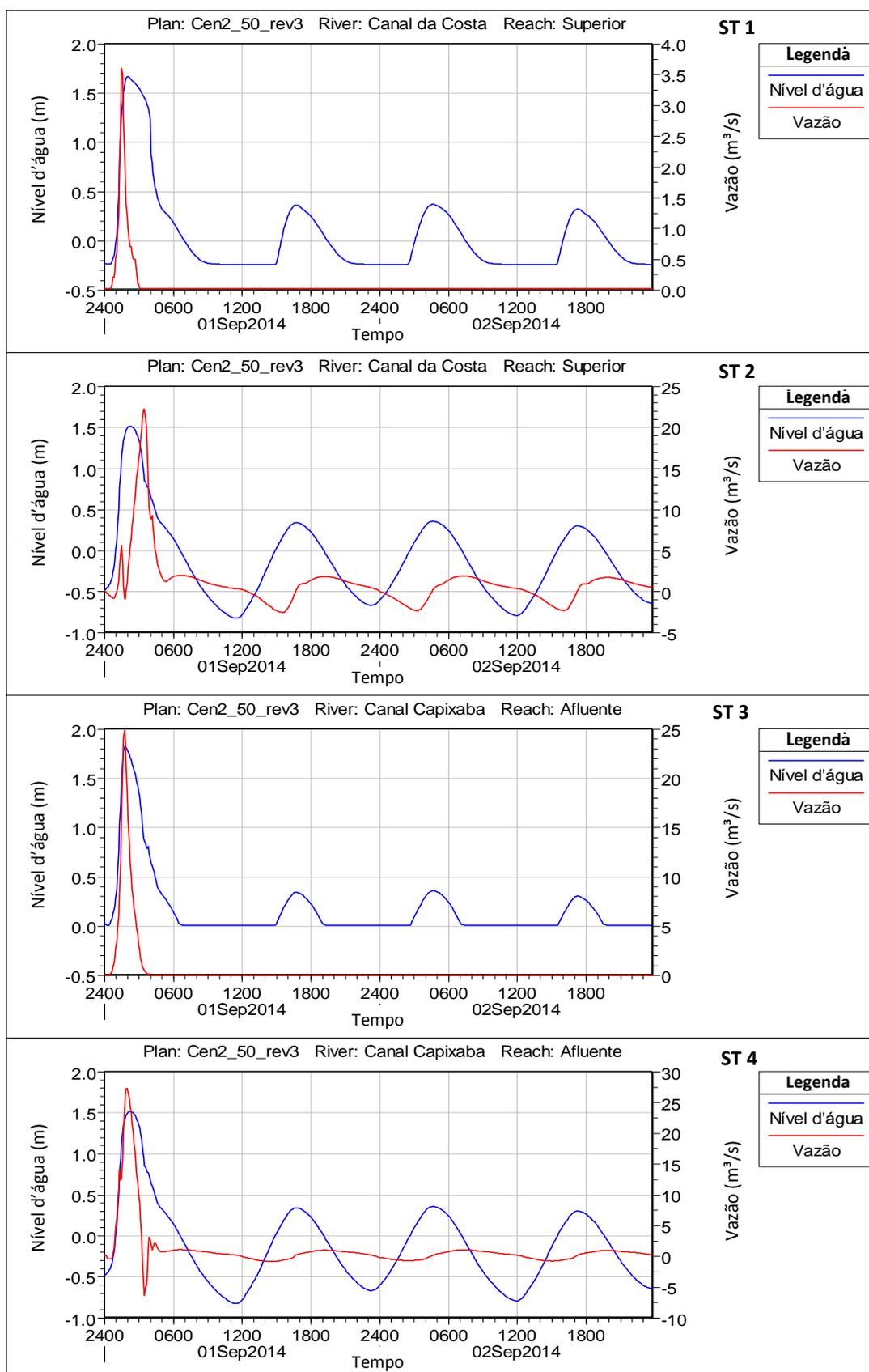
Fonte: Elaborado pela Autora.

Ao se analisar a Figura 37, observa-se que as medidas adotadas no Cenário 2 apresentaram grande eficiência para o sistema de drenagem, considerando um período de retorno de 50 anos. Como resultado, obteve-se uma redução significativa da área alagada, da profundidade das lâminas d'água e da duração da inundação. Observa-se que após 1 hora do início da chuva ainda não ocorre inundação, diferente do que ocorreu no Cenário 1. Na segunda hora após o início da chuva, a mancha de inundação sofre uma expansão e alcança uma área de 1,213 km². Na quarta hora após o início da chuva, a mancha de inundação reduz para 0,502 km² e apresenta baixos níveis de água sobre o solo. Após 5 horas do início da chuva, a mancha desaparece quase completamente.

5.2.3 Cenário 3

O Cenário 3 apresenta as medidas de controle adotadas no Cenário 2, porém com um aumento da capacidade de bombeamento. Os hidrogramas obtidos para as seções ST 1, ST 2, ST 3 e ST 4 são apresentados, nesta ordem, na Figura 38. A vazão máxima e o nível d'água máximo atingidos em cada seção transversal são indicados na Tabela 16.

Figura 38 - Hidrogramas das seções ST 1, ST 2, ST 3 e ST 4, referente à chuva com TR = 50 anos, obtidos para o Cenário 3.



Fonte: Elaborado pela Autora.

Tabela 16 - Vazão máxima e nível d'água máximo atingidos em cada seção transversal no Cenário 3.

Seção transversal	Vazão máxima (m³/s)	Nível d'água máximo (m)
ST 1	3,60	1,66
ST 2	22,15	1,51
ST 3	24,10	1,83
ST 4	27,27	1,51

Fonte: Elaborado pela Autora.

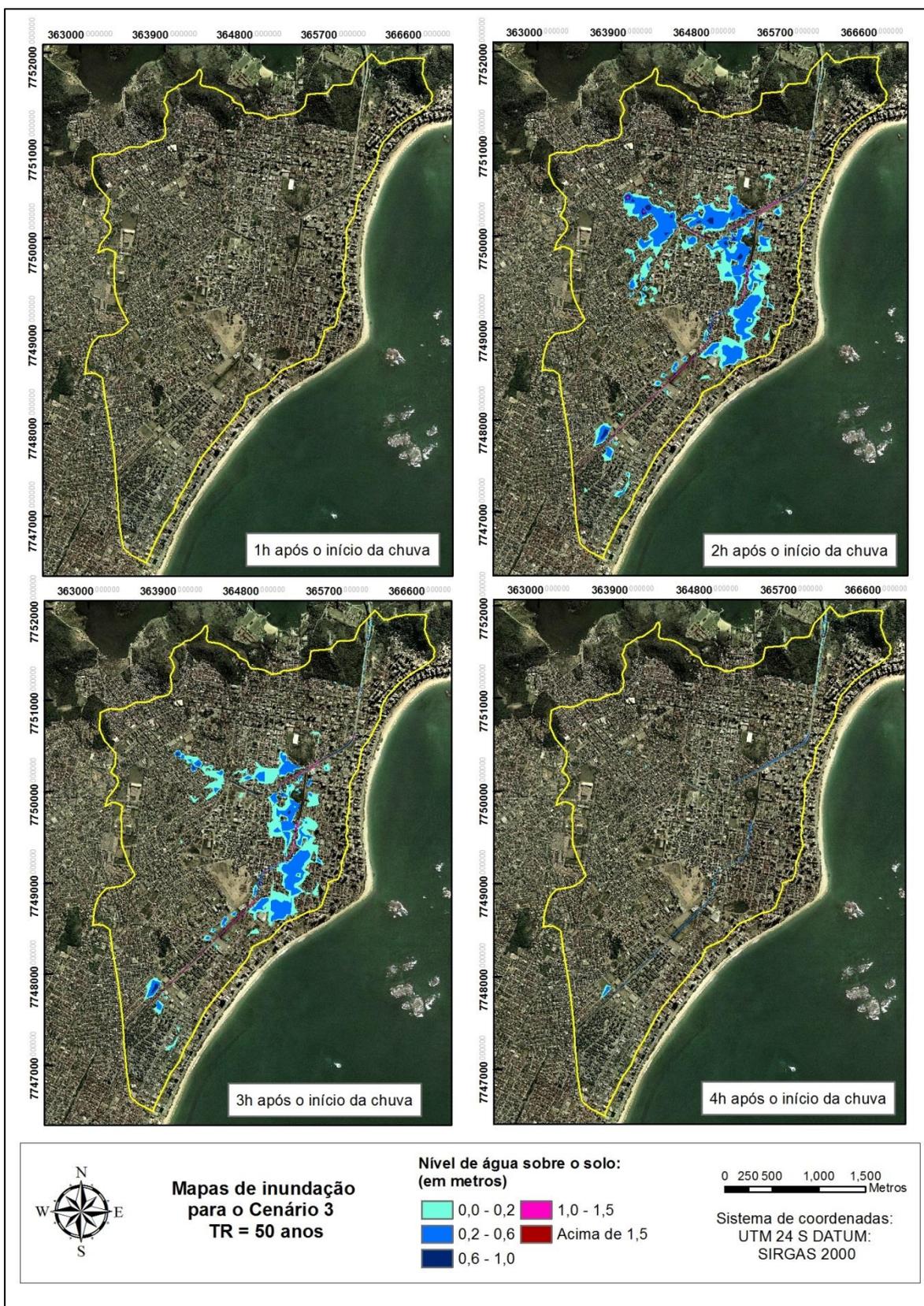
Em todos os hidrogramas, observou-se uma aceleração do escoamento comparado ao Cenário 2, devido ao aumento da capacidade das bombas considerada neste cenário.

Nas seções ST 1 e ST 2, localizadas no canal da Costa, o nível máximo atingido foi, respectivamente, igual a 1,66 m e 1,51 m, o que revela uma redução de apenas 0,01 m na primeira seção e 0,08 m na segunda seção, comparado ao Cenário 2.

Nas seções ST 3 e ST 4, localizadas no início e no final do canal Capixaba, o nível máximo foi de 1,83 m e 1,51 m, respectivamente. Comparando-se ao Cenário 2, observou-se uma redução de 0,05 m na primeira seção e 0,08 m na segunda seção.

Os mapas com a evolução das manchas de inundação para o Cenário 3 foram gerados até o instante em que a inundação sobre as ruas termina. Esses mapas podem ser visualizados na Figura 39.

Figura 39 - Evolução da mancha de inundação ao longo do tempo para o Cenário 3, referente à chuva com período de retorno de 50 anos



Fonte: Elaborado pela Autora.

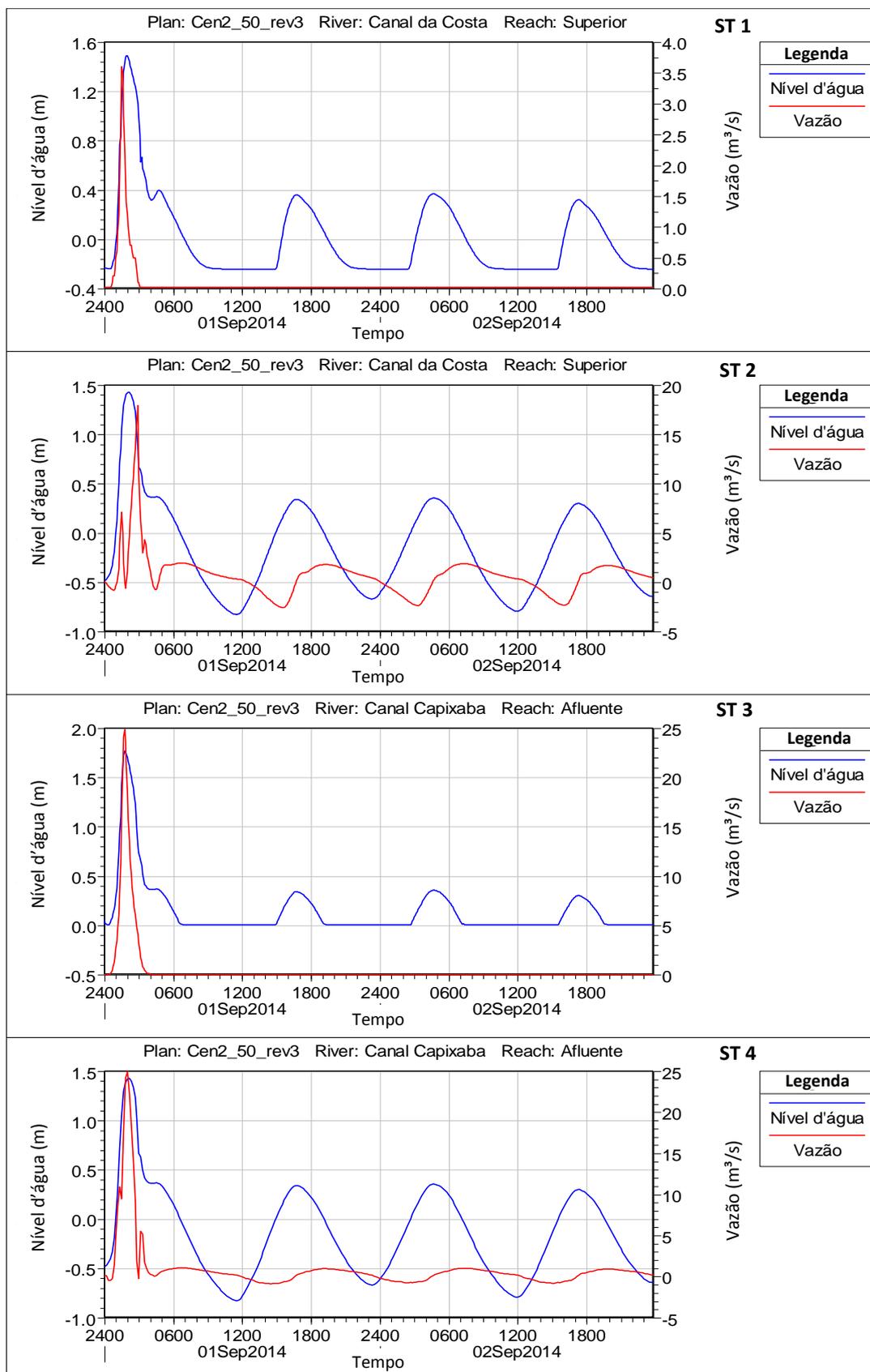
Ao se analisar a Figura 39, observou-se que as medidas de controle consideradas no Cenário 3 apresentaram como principal melhoria a redução da duração da inundação. Isso se deve ao aumento da capacidade das bombas consideradas neste cenário.

No Cenário 2 a mancha de inundação permaneceu até 5 horas após o início da chuva, enquanto que no Cenário 3 a duração caiu para 4 horas. Após uma hora do início da chuva, ainda não há inundação. Na segunda hora após o início da chuva, a mancha de inundação alcança uma área de 1,037 km², que representa uma redução de 14,5% em relação ao Cenário 2 (1,213 km²), para este mesmo horário. Na terceira hora após o início da chuva, a mancha reduz para 0,745 km² e na quarta hora a mancha desaparece quase completamente.

5.2.4 Cenário 4

O Cenário 4 representa o melhor cenário proposto para a área de estudo, no qual foram consideradas todas as medidas adotadas no Cenário 3, com um aumento significativo da capacidade de bombeamento. Os hidrogramas obtidos para as seções ST 1, ST 2, ST 3 e ST 4 são apresentados, nessa ordem, na Figura 40. A vazão máxima e o nível d'água máximo atingidos em cada seção transversal são indicados na Tabela 17.

Figura 40 - Hidrogramas das seções ST 1, ST 2, ST 3 e ST 4, referente à chuva com TR = 50 anos, obtidos para o Cenário 4



Fonte: Elaborado pela Autora.

Tabela 17 - Vazão máxima e nível d'água máximo atingidos em cada seção transversal no Cenário 4.

Seção transversal	Vazão máxima (m³/s)	Nível d'água máximo (m)
ST 1	3,60	1,49
ST 2	16,28	1,43
ST 3	24,10	1,77
ST 4	24,93	1,43

Fonte: Elaborado pela Autora.

Em todos os hidrogramas, observou-se uma aceleração do escoamento comparado ao Cenário 3, devido ao aumento da capacidade das bombas considerada neste cenário.

Na seção ST 1 o nível máximo atingiu 1,49 m, o que representa uma redução de 0,17 m comparado ao Cenário 3.

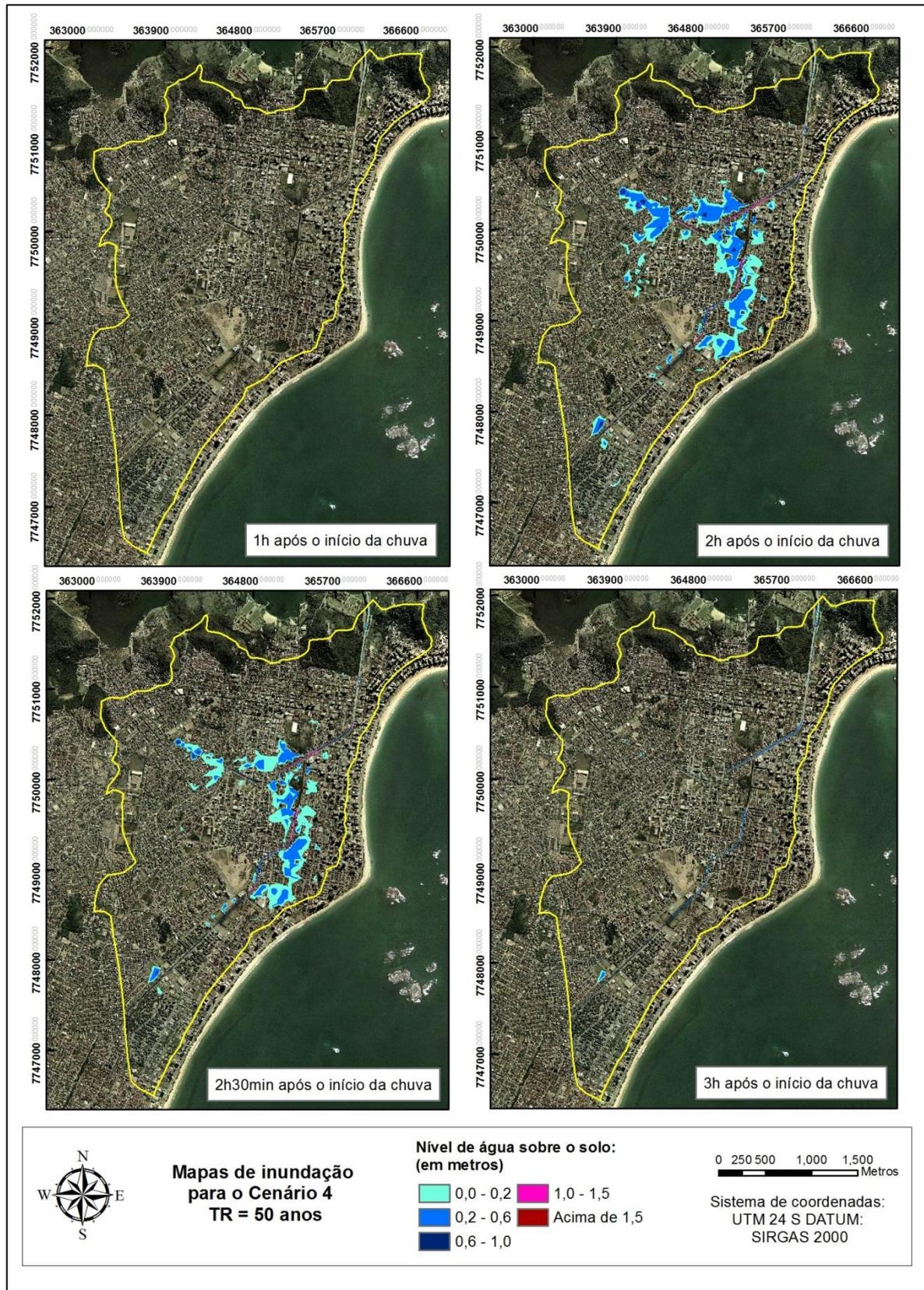
Na seção ST 2 a vazão máxima foi igual a 16,28 m³/s e o nível máximo igual a 1,43 m. Em comparação com o Cenário 3, verificou-se uma redução da vazão máxima, devido à maior capacidade de bombeamento considerada no Cenário 4, e uma redução de 0,08 m no nível máximo.

Na seção ST 3 o nível máximo foi igual a 1,77 m, o que representa uma redução de 0,06 m em relação ao Cenário 3.

Por fim, a seção ST 4 apresentou a vazão máxima de 24,93 m³/s e nível máximo de 1,43 m. Em comparação com o Cenário 3, verificou-se uma redução da vazão máxima, devido à maior capacidade de bombeamento considerada no Cenário 4, e uma redução de 0,08 m no nível máximo.

Os mapas com a evolução das manchas de inundação para o Cenário 4 foram gerados até o instante em que a inundação sobre as ruas termina. Esses mapas podem ser visualizados na Figura 41.

Figura 41 - Evolução da mancha de inundação ao longo do tempo para o Cenário 4, referente à chuva com período de retorno de 50 anos.



Fonte: Elaborado pela autora.

A análise da Figura 41 permite observar que o aumento da capacidade de bombeamento considerado no Cenário 4 apresentou como principal melhoria, em relação ao Cenário 3, a redução do tempo de inundação. No Cenário 3 a inundação permaneceu até 4 horas após o início da chuva, enquanto que no Cenário 4 a mancha desaparece quase completamente na terceira hora após o início da chuva. A área inundada após 2 horas do início da chuva foi equivalente a 0,823 km², o que representa uma redução de 20,6% em relação ao Cenário 3 (1,037 km²) para este mesmo instante no tempo.

5.2.5 Comparação entre os cenários

Os resultados obtidos na modelagem hidráulica permitiram uma avaliação comparativa entre os cenários simulados na bacia hidrográfica do canal da Costa.

Primeiramente, a avaliação dos hidrogramas em quatro seções transversais, localizadas ao longo dos canais, permitiu verificar a redução do nível d'água máximo obtida em cada cenário alternativo, com relação ao cenário atual (Cenário 1), como é mostrado na Tabela 18.

Tabela 18 - Redução do nível d'água máximo (m) obtido nas 4 seções transversais para cada cenário alternativo, em relação ao Cenário 1.

Seção transversal	Cenário 2	Cenário 3	Cenário 4
ST 1	0,15	0,16	0,33
ST 2	0,13	0,21	0,29
ST 3	0,87	0,92	0,98
ST 4	0,13	0,21	0,29

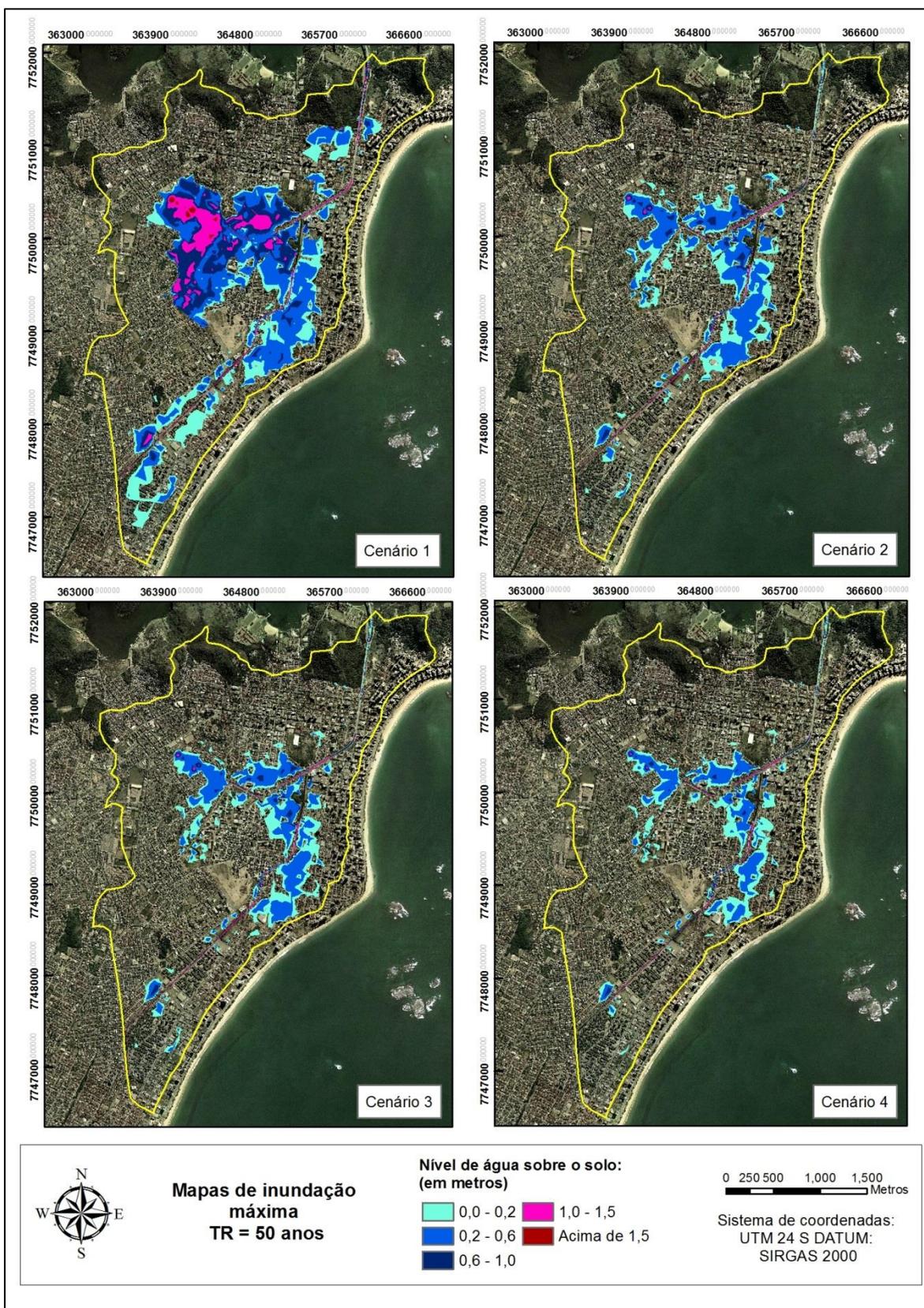
Fonte: Elaborado pela Autora.

Observa-se na Tabela 18 que, dentre as 4 seções transversais analisadas, a seção ST 3, situada no início do canal Capixaba, apresentou as maiores reduções do nível d'água máximo em todos os cenários alternativos. Isso ocorreu porque as novas dimensões consideradas para o canal Capixaba nos cenários alternativos foram muito superiores do que as dimensões consideradas para o canal da Costa (trecho antes da confluência).

Para ilustrar o efeito das medidas de controle adotadas nos cenários alternativos, com relação ao cenário atual (Cenário 1), é apresentada na Figura 42 a mancha de inundação, em seu instante de pico, ocasionada pela chuva com período de retorno de 50 anos, para os quatro cenários estudados.

Também foi possível quantificar a abrangência da mancha de inundação, os níveis de água sobre o solo, o volume total escoado e a duração total da inundação, ocasionada pela chuva com período de retorno de 50 anos, para cada cenário. A Tabela 19 apresenta os indicadores adotados nesta pesquisa e os seus respectivos resultados para cada cenário.

Figura 42 - Mancha de inundação máxima para todos os cenários, referente à chuva com período de retorno de 50 anos.



Fonte: Elaborado pela Autora.

Tabela 19 – Indicadores e seus respectivos resultados para cada cenário.

Indicadores	Cenários			
	1	2	3	4
Área da mancha de inundação máxima (km ²)	2,717	1,373	1,134	0,869
Percentual da área da bacia atingida pela mancha de inundação máxima (%)	27,75	14,02	11,58	8,88
Profundidade da lâmina d'água máxima alcançada (m)	2,92	2,41	2,32	2,22
Volume total escoado na foz da bacia (1000 m ³)	883,70	842,39	437,11	348,49
Tempo gasto para o início da inundação ¹	45min	1h25min	1h25min	1h25min
Tempo gasto para a inundação atingir a área máxima ¹	2h55min	2h20min	2h10min	2h
Tempo gasto para o término da inundação ¹	33h	5h	4h	3h

¹ Tempos contabilizados a partir do início da chuva.

Fonte: Elaborado pela Autora.

Ao se analisar a Figura 42 e a Tabela 19, observa-se que a mancha de inundação máxima, resultante da chuva com período de retorno de 50 anos, obtida para o cenário atual (Cenário 1) foi igual a 2,717 km², o que representa 27,75% da área total da bacia do canal da Costa. Com as medidas de controle adotadas no Cenário 2, obteve-se uma redução significativa da mancha de inundação máxima, passando a representar 14,02% da área total. Nos cenários 3 e 4 esse percentual caiu ainda mais devido ao aumento da capacidade de bombeamento adotado.

Além de diminuir a abrangência da área inundada, as medidas de controle incorporadas aos cenários alternativos proporcionaram uma redução das lâminas d'água. No Cenário 1, o nível d'água máximo sobre o solo foi de 2,92 m, enquanto que no Cenário 4 foi de 2,22 m.

O volume total escoado na foz da bacia estimado para o Cenário 1 foi de 883.700 m³. Vale destacar que esse valor é superior ao volume total gerado pelo escoamento superficial na bacia, apresentado na Tabela 11 (781.100 m³), porque na simulação hidráulica foi considerada uma pequena vazão como condição inicial dos canais. Comparado ao volume total obtido para o Cenário 1, os cenários 2, 3 e 4

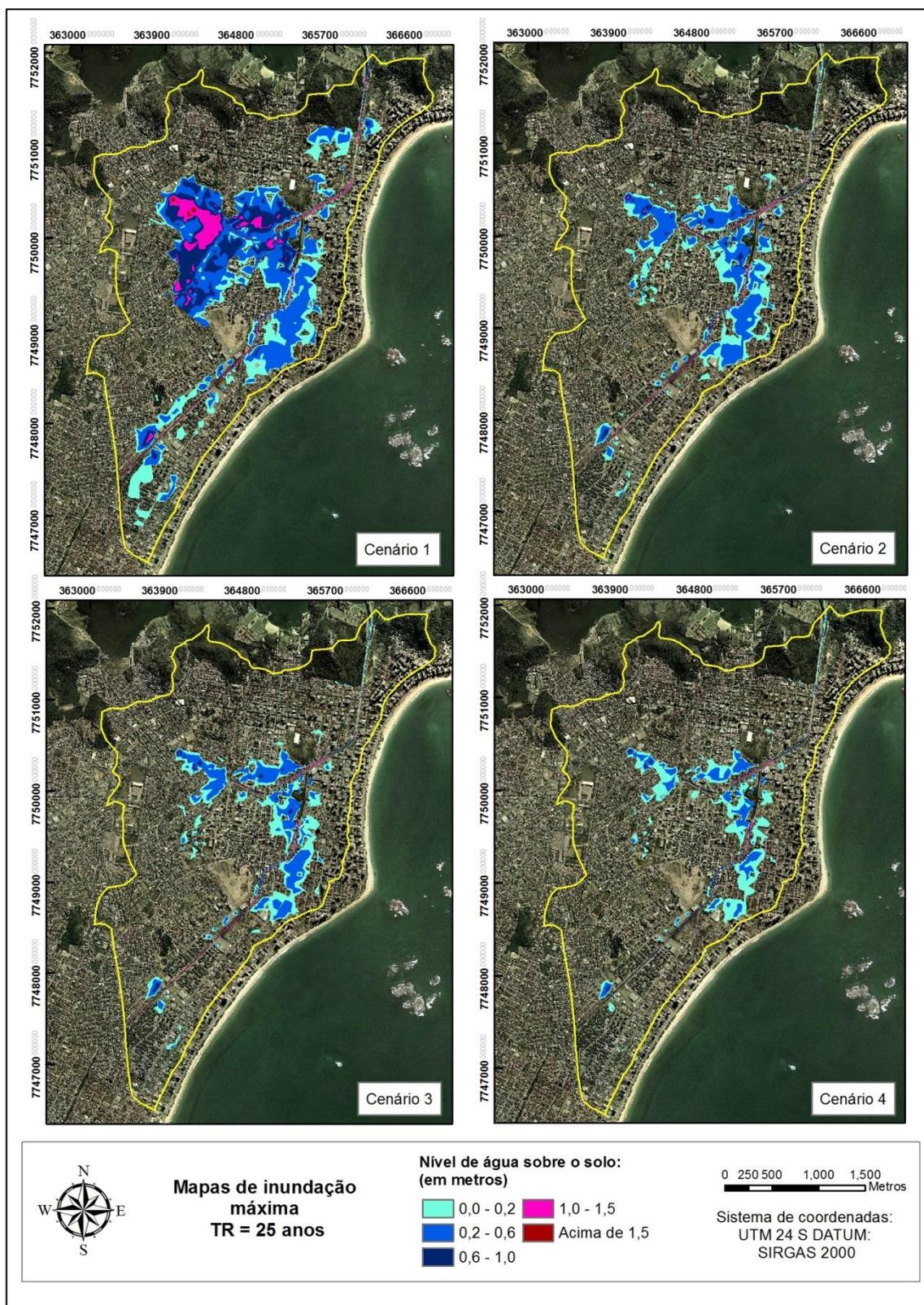
apresentaram uma redução de 4,67%, 50,53% e 60,56%, respectivamente. Essas reduções se devem às medidas de desvio da macrodrenagem e bombeamento das águas pluviais, adotadas em cada cenário.

Conforme discutido anteriormente, a grande melhoria obtida pelas medidas de controle adotadas nos cenários alternativos foi a redução da duração da inundação. Nas condições atuais da bacia do canal da Costa (Cenário 1), observou-se que a inundação provocada pela chuva com período de retorno de 50 anos iniciou após 45 minutos do início da chuva, alcançou seu momento de pico após 2h e 55 minutos e só terminou depois de 33 horas a partir do início da chuva. Nos cenários 2, 3 e 4, as inundações só iniciaram após 1h e 25 minutos do início da chuva e apresentaram durações muito inferiores ao Cenário 1. No Cenário 2, a inundação terminou após 5 horas do início da chuva, enquanto que no Cenário 3 esse tempo caiu para 4 horas e no Cenário 4 caiu para 3 horas.

Mesmo no Cenário 4, onde foram adotadas as medidas de controle mais eficientes, a inundação sobre as áreas habitadas se manteve durante algumas horas. Essas áreas são alagadas porque apresentam cotas de terreno muito baixas. Como a região estudada apresenta uma topografia muito plana e, portanto, baixas declividades, compreende-se que as águas pluviais acumuladas sobre as ruas demoram a escoar devido à baixa velocidade de escoamento, mesmo considerando bombas com alta capacidade.

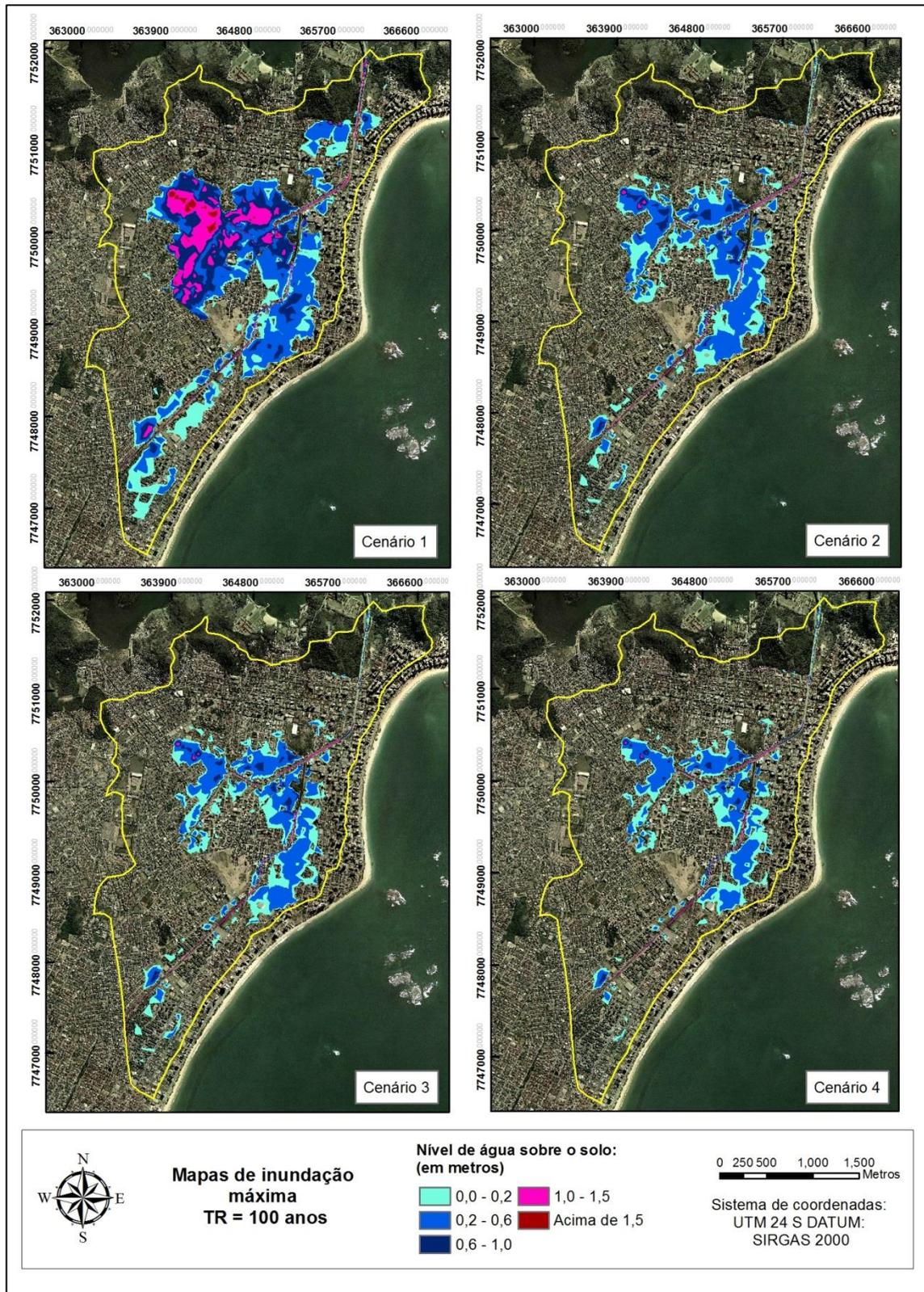
Também foram geradas nesta pesquisa as manchas de inundação máxima para os quatro cenários estudados, provenientes das chuvas com período de retorno de 25 e 100 anos, conforme apresentadas na Figura 43 e na Figura 44, respectivamente.

Figura 43 - Mancha de inundação máxima para todos os cenários, referente à chuva com período de retorno de 25 anos.



Fonte: Elaborado pela Autora.

Figura 44 - Mancha de inundação máxima para todos os cenários, referente à chuva com período de retorno de 100 anos.



Fonte: Elaborado pela Autora.

Observa-se pela Figura 43 que o sistema de drenagem existente na bacia hidrográfica do canal da Costa (Cenário 1) também não apresenta capacidade suficiente para escoar as águas pluviais geradas pela chuva com período de retorno de 25 anos. As medidas de controle adotadas nos cenários alternativos (Cenário 2, 3 e 4) resultaram em uma redução significativa da mancha de inundação máxima, em relação ao Cenário 1. No entanto, mesmo considerando todas as medidas do Cenário 4, a mancha de inundação se manteve sobre algumas regiões.

A simulação para a chuva com período de retorno de 100 anos apresentou manchas de inundação mais expressivas para cada cenário. É possível observar pela Figura 44 que as medidas de controle adotadas nos cenários alternativos também resultaram em reduções significativas da área e dos níveis d'água da mancha de inundação máxima, em relação ao Cenário 1.

6. CONCLUSÃO

A proposta desta pesquisa foi avaliar, por meio de modelagem computacional, o desempenho do sistema de drenagem de uma bacia urbana costeira no seu cenário atual e em três cenários alternativos, onde foram incorporadas medidas de controle de inundações. Para isso, foi adotada como estudo de caso a bacia hidrográfica do canal da Costa.

A caracterização do comportamento hidrológico da bacia em estudo foi realizada por meio da aplicação do *software* HEC-HMS para três eventos de precipitação. Observou-se que uma grande parcela do volume total precipitado gera escoamento superficial na bacia do canal da Costa. Com relação à chuva com período de retorno de 50 anos, verificou-se que 79,7% do volume total precipitado foram escoados superficialmente. Isso se deve aos altos valores do coeficiente CN estimados para as sub-bacias, o que indica que a área de estudo apresenta elevada impermeabilidade.

A identificação das áreas susceptíveis à inundação da bacia do canal da Costa em suas condições atuais foi obtida com auxílio do *software* HEC-RAS, em conjunto com o ArcGIS e a extensão HEC-GeoRAS. Os resultados mostraram a presença de muitas áreas críticas quanto à inundação, demonstrando a dimensão do problema existente no principal núcleo urbano da cidade de Vila Velha. Considerando a precipitação com período de retorno de 50 anos, observou-se que a mancha de inundação, em seu instante de pico, atingiu uma área de 2,717 km², que representa 27,75% da área total da bacia, e a inundação sobre as ruas só terminou após 33 horas do início da chuva.

Os resultados obtidos levam a concluir que o sistema de drenagem atual da bacia do canal da Costa não apresenta capacidade suficiente para escoar as águas pluviais, tornando-se evidente a necessidade de se estudar cenários alternativos, que incorporem medidas de controle, a fim de amenizar os problemas das inundações.

Os três cenários alternativos foram criados a partir da adoção de medidas estruturais, pelo fato de que a bacia em estudo já se encontra densamente ocupada e urbanizada. Nos cenários alternativos foram considerados: o redimensionamento dos canais; desvio da macrodrenagem de algumas sub-bacias; e transposição das águas pluviais por meio de bombeamento. Os resultados obtidos mostraram que tais

medidas amenizaram de forma significativa as inundações, quando comparados ao cenário atual.

Dentre as melhorias obtidas pelas medidas adotadas nos cenários alternativos, destacam-se a redução da área da mancha de inundação, da profundidade das lâminas d'água sobre o solo, do volume total de águas pluviais escoadas e da duração da inundação. Comparado à mancha de inundação máxima obtida para o Cenário 1, resultante da precipitação com período de retorno de 50 anos, observou-se que o Cenário 2, o Cenário 3 e o Cenário 4 apresentaram uma redução de 49,46%, 58,26% e 68,01%, respectivamente. Outra importante melhoria obtida pelas medidas de controle adotadas nos cenários alternativos foi a redução do tempo de inundação. Enquanto que no Cenário 1 a inundação provocada por uma chuva com período de retorno de 50 anos só terminou após 33 horas, no Cenário 2, no Cenário 3 e no Cenário 4 esse tempo caiu para 5 horas, 4 horas e 3 horas, respectivamente.

No entanto, mesmo no Cenário 4, onde foram adotadas as medidas de controle mais eficientes, os problemas de inundação não foram solucionados totalmente. Os resultados levam à conclusão da importância do planejamento prévio da urbanização das bacias hidrográficas, evitando-se a ocupação das áreas com risco de inundações.

Foi possível verificar que as bacias costeiras urbanizadas apresentam um cenário crítico com relação à drenagem urbana, principalmente devido às baixas declividades do terreno, que retardam o escoamento das águas pluviais, provocando alagamento de ruas com alta duração.

Conclui-se que as bacias costeiras que já se encontram urbanizadas poderiam adotar, além de técnicas estruturais, medidas de controle não estruturais que visam proporcionar uma convivência harmoniosa da população com as inundações. Tais medidas podem ser sistemas de previsão e alerta antecipado, seguros contra enchentes e planos de evacuação.

Por fim, são feitas algumas recomendações para estudos futuros:

- Adotar a versão mais recente do *software* HEC-RAS, o qual permite a modelagem hidráulica bidimensional, a fim de aprimorar o estudo do escoamento das águas pluviais;

- Calibrar os modelos hidrológicos e hidráulicos a partir de dados observados para obter maior precisão nos resultados;
- Abordagem de outras medidas de controle, a fim de avaliar a atenuação dos problemas das inundações;
- Avaliar os custos de instalação e operação das medidas de controle.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADELEKAN, I. O. Vulnerability assessment of an urban flood in Nigeria: Abeokuta flood 2007. **Natural Hazards**, v. 56, n. 1, p. 215-231, 2011.

ALASKA (Estado). Alaska Department of Transportation and Public Facilities. **Alaska Highway Drainage Manual**. Alaska (EUA): Alaska Department of Transportation and Public Facilities, 1995.

ALBINO, J.; GIRARDI, G.; NASCIMENTO, K. A. Erosão e Progradação do litoral do Espírito Santo. In: *Erosão e Progradação do Litoral do Brasil*. Dieter Muehe. (Org.). Brasília: Ministério de Meio Ambiente, 2006, v. 1, p. 227-264.

ALCOFORADO, R. G.; CIRILO, J. A. Sistema de Suporte à Decisão para Análise, Previsão e Controle de Inundações. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 6, n. 4, p. 133-153, 2001.

ALEXAKIS, D. D.; GRILLAKIS, M. G.; KOUTROULIS, A. G.; AGAPIOU, A.; THEMISTOCLEOUS, K.; TSANIS, I. K.; MICHAELIDES, S.; PASHIARDIS, S.; DEMETRIOU, C.; ARISTEIDOU, K.; RETALIS, A.; TYMVIOS, F.; HADJIMITSIS, D. G. GIS and remote sensing techniques for the assessment of land use change impact on flood hydrology: the case study of Yialias basin in Cyprus. **Natural Hazards and Earth System Sciences**, 14, p. 413-426, 2014.

ALI, M.; KHAN, S. J.; ASLAM, I.; KHAN, Z. Simulation of the impacts of land-use change on surface runoff of Lai Nullah Basin in Islamabad, Pakistan. **Landscape and Urban Planning**, v. 102, n. 4, p. 271-279, 2011.

ARCHETTI, R.; BOLOGNESI, A.; CASADIO, A.; MAGLIONICO, M. Development of flood probability charts for urban drainage network in coastal areas through a simplified joint assessment approach. **Hydrology and Earth System Sciences**, 15, p. 3115-3122, 2011.

BITENCOURT, T. **Veja as fotos dos prejuízos com a chuva em Vila Velha, ES**. 2013. G1 ES. Disponível em: <<http://g1.globo.com/espírito-santo/fotos/2013/03/veja-fotos-dos-prejuizos-com-chuva-em-vila-velha-es.html>>. Acesso em: 20 de julho de 2016.

CABRAL, S. L.; CAMPOS, J. N. B.; SILVEIRA, C. S.; TEIXEIRA, F. A. A. Hydrologic and hydraulic modelling integrated with GIS: a study of the Acaraú River Basin – CE. **Journal of Urban and Environmental Engineering**, v. 8, n. 2, p. 167-174, 2014.

CANHOLI, A. P. **Drenagem Urbana e Controle de Enchentes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

CARTER, R. W. Magnitude and frequency of floods in suburban áreas. **U.S. Geological Survey Professional Paper**, v. 424-B, p. 9-11, 1961.

CHANG, H.; FRAN CZYK, J.; KIM, C. What is responsible for increasing flood risks? The case of Gangwon Province, Korea. **Natural Hazards**, 48, p. 339-354, 2009.

CHEN, J.; HILL, A. A.; URBANO, L. D. A GIS-based model for urban flood inundation. **Journal of Hydrology**, 373, p. 184-192, 2009.

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

COOK, A.; MERWADE, V. Effect of topographic data, geometric configuration and modeling approach on flood inundation mapping. **Journal of Hydrology**, 377, p. 131-142, 2009.

DECINA, T. G. T; BRANDÃO, J. L. B. Análise de desempenho de medidas estruturais e não estruturais de controle de inundações em uma bacia urbana. **Engenharia Sanitária e Ambiental**, v. 21, n. 1, p. 207-217, 2016.

DESBORDES, M. **Réflexions sur les methodes de calcul des reseaux urbains d'assainissement pluvial**. 1974. 224 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Université des Sciences et Techniques du Languedoc, Montpellier, França, 1974.

DEVRIES, P.; ALDRICH, R. Assessment Approach for Identifying Compatibility of Restoration Projects with Geomorphic and Flooding Processes in Gravel Bed Rivers. **Environmental Management**, 56, p. 549-568, 2015.

CASTILHO, A. S.; PINTO, E. J. A.; OLIVEIRA, G. S. R. Utilização de modelo hidráulico associado a um SIG para a definição de áreas inundáveis na cidade de Governador Valadares, Minas Gerais. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 16., 2005, João Pessoa. **Anais...** Porto Alegre: ABRH, 2005. 20 p.

FUNDAÇÃO VALE. **Plano Diretor de Drenagem Urbana Sustentável**: v. 1. Vila Velha, 2011.

G1. **Cariacica e Vila Velha decretam estado de emergência no ES**. Vitória, 2013a. Disponível em: <<http://g1.globo.com/espírito-santo/noticia/2013/03/cariacica-e-vila-velha-decretam-estado-de-emergencia-no-es.html>>. Acesso em: 20 de julho de 2016.

G1. **Chuva deixa três mortos e 18 mil pessoas fora de casa no ES**. Vitória, 2013b. Disponível em: <<http://g1.globo.com/espírito-santo/noticia/2013/12/chuva-deixa-tres-mortos-e-18-mil-pessoas-fora-de-casa-no-es.html>>. Acesso em: 20 de julho de 2016.

GAUDERETO F. G.; BROCCO V. F. **Avaliação computacional de técnicas compensatórias de drenagem urbana com princípio de infiltração aplicadas a uma bacia urbana costeira**. 2016. Monografia (Graduação em Engenharia Ambiental) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2016.

GEÓRGIA (Estado). Atlanta Regional Commission. **Georgia Stormwater Management Manual**. v. 2. Geórgia (EUA): Atlanta Regional Commission, 2001.

GHANBARPOUR, M. R.; SARAVI, M. M.; SALIMI, S. Floodplain Inundation Analysis Combined with Contingent Valuation: Implications for Sustainable Flood Risk Management. **Water Resources Management**, v. 28, n. 9, p. 2491-2505, 2014.

GÜL, G. O.; HARMANCIOGLU, N.; GÜL, A. A combined hydrologic and hydraulic modeling approach for testing efficiency of structural flood control measures. **Natural Hazards**, 54, p. 245-260, 2010.

HALWATURA, D.; NAJIM, M. M. M. Application of the HEC-HMS model for runoff simulation in a tropical catchment. **Environmental Modelling & Software**, 46, p. 155-162, 2013.

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Censo demográfico 2010: Resultados gerais da amostra**. Rio de Janeiro: IBGE, 2010.

IEMA – Instituto Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídricos. **Ortofotomosaico IEMA 2007/2008**. Cariacica: Hiparc Geotecnologia, 2008.

INCAPER – Instituto Capixaba de Pesquisa, Assistência Técnica e Extensão Rural. **Programa de Assistência Técnica e Extensão Rural PROATER 2011 – 2013**. Vila Velha, 2011. Disponível em: <http://www.incaper.es.gov.br/proater/municipios/Centro_cerrano/Vila_Velha.pdf>. Acesso em: 19 de junho de 2016.

INCAPER – Instituto Capixaba de Pesquisa, Assistência Técnica e Extensão Rural. **Média Mensal e Anual de Chuva do ES**. Vitória, 2015. Disponível em: <http://www.incaper.es.gov.br/proater/municipios/Centro_cerrano/Vila_Velha.pdf>. Acesso em: 19 de junho de 2016.

IPH – Instituto de Pesquisas Hidráulicas. **Plano Diretor de Drenagem Urbana: Manual de Drenagem Urbana**. v. 6. Porto Alegre: Prefeitura Municipal de Porto Alegre, 2005.

JHA, A. K.; BLOCH, R.; LAMOND, J. **Cities and Flooding: A Guide to Intergrated Urban Flood Risk Management for 21th Century**. Washington D. C: The World Bank, 2012. 635 p.

KIRPICH, T. P. Time of Concentration of Small Agricultural Watersheds. **Journal of Civil Engineering**, v. 10, n. 6, p. 362, 1940.

KNEBL, M. R.; YANG, Z. L.; HUTCHISON, K.; MAIDMENT, D. R. Regional scale flood modeling using NEXRAD rainfall, GIS, and HEC-HMS/RAS: a case study for the San Antonio River Basin Summer 2002 storm event. **Journal of Environmental Management**, 75, p. 325-336, 2005.

LASTRA, J.; FERNÁNDEZ, E.; DÍEZ-HERRERO, A.; MARQUÍNEZ, J. Flood hazard delineation combining geomorphological and hydrological methods: an example in the Northern Iberian Peninsula. **Natural Hazards**, 45, p. 277-293, 2008.

LIAN, J. J.; XU, K.; MA, C. Join impact of rainfall and tidal level on flood risk in a coastal city with a complex river network: a case study of Fuzhou City, China. **Hydrology and Earth System Sciences**, 17, p. 679-689, 2013.

LOU, R. F. **Modelagem hidrológica chuva-vazão e hidrodinâmica aplicada na bacia experimental do rio Piabanha/RJ**. 2010. 174 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

MARK, O.; WEESAKUL, S.; APIRUMANEKUL, C.; AROONNET, S. B.; DJORDJEVIC, S. Potential and limitations of 1D modelling of urban flooding. **Journal of Hydrology**, 299, p. 284-299, 2004.

MCCOLL, C.; AGGETT, G. Land-use forecasting and hydrologic model integration for improved land-use decision support. **Journal of Environmental Management**, 84, p. 494-512, 2007.

MEDEIROS, P. H. A.; JOCA, E. L. J.; ARAÚJO, F. F. V.; FARIAS, J. A. M.; MOLINAS, P. A. Estudo de cheias na área urbana da cidade de Macaíba-RN: simulação hidráulica em regime não permanente utilizando HEC-RAS. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 16., 2005, João Pessoa. **Anais...** João Pessoa, 2005.

MELO, E. Considerações sobre a hidráulica de canais fluviais e de canais de maré. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 3, n. 2, p. 95-107, 1998.

MIGNOT, E.; PAQUIER, A.; HAIDER, S. Modeling floods in a dense urban area using 2D shallow water equations. **Journal of Hydrology**, 327, p. 186-199, 2006.

MILDE, L. C. E.; MORAES, J. M.; MORTATTI, J.; FERRAZ, F. F. B.; GROPPPO, J. Modelo espaço-temporal HEC-HMS: avaliação na Bacia de Drenagem de Analândia. **Revista de Ciência e Tecnologia**, São Paulo, v. 10, n. 19, p. 61-69, 2002.

MIGUEZ, M. G.; MASCARENHAS, F. C. B.; MAGALHÃES, L. P. C; D'ALTERIO, C. F. V. Planning and Design of Urban Flood Control Measures: Assessing Effects Combination. **Journal of Urban Planning and Development**, v. 135, n. 3, p. 100-109, 2009.

MISHRA, S. K.; PANDEY, A.; SINGH, V. P. Special Issue on Soil Conservation Service Curve Number (SCS-CN) Methodology. **Journal of Hydrologic Engineering**, 17, p. 1157-1157, 2012.

MOLIN, L.; DEVILLA, I.; GOULART, J. P.; MAESTRINI, A. P. Distribuição Temporal de chuvas intensas em Pelotas, RS. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 1, n. 2, p. 43-51, 1996.

MORITA, T. Flood Risk Impact Factor for Comparatively Evaluating the Main Causes that Contribute to Flood Risk in Urban Drainage Areas. **Water**, 6, p. 253-270, 2014.

MORRO DO MORENO. **Dilúvio em Vila Velha**. Vila Velha, 2012. Disponível em: <<http://www.morrodomoreno.com.br/materias/diluvio-em-vila-velha.html>>. Acesso em: 20 de julho de 2016.

MULUNGO, H. E. **Estudo da inundação na bacia do Campus da UFSC, Florianópolis-SC**. 2012. 163 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Ambiental, Universidade Federal de Santa Catarina, Santa Catarina, 2012.

NAGARAJAN, N.; POONGOTHAI, S. Spatial Mapping of Runoff from a Watershed Using SCS-CN Method with Remote Sensing and GIS. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 17, n. 11, p. 1268-1277, 2012.

NALI, J. O. **Elevação do nível do mar no município de Vitória-ES: Vulnerabilidades, impactos e possíveis ações de resposta**. 2011. 144 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2011.

NÓBREGA, T. M. Q. **A problemática da drenagem em áreas urbanas planas: O caso da Planície Costeira da Cidade de João Pessoa**. 2002. Dissertação (Mestrado em Desenvolvimento e Meio Ambiente) – Programa de Pós-Graduação em Desenvolvimento e Meio Ambiente, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2002.

PAES, R. P.; BRANDÃO, J. L. B. Flood Control in the Cuiabá River Basin, Brazil, with Multipurpose Reservoir Operation. **Water Resources Management**, 27, p. 3929-3944, 2013.

PAPPENBERGER, F.; BEVEN, K.; HORRITT, M.; BLAZKOVA, S. Uncertainty in the calibration of effective roughness parameters in HEC-RAS using inundation and downstream level observations. **Journal of Hydrology**, 302, p. 46-69, 2005.

PFAFSTETTER, O. **Chuvas intensas no Brasil: relação entre precipitação, duração e frequência de chuvas em 96 postos com pluviógrafos**. Rio Grande do Sul: DNOS, 1957. 420p.

PONTREMOLÉZ, N. S. **Estudo das inundações em cenários alternativos de uso e ocupação do solo na bacia hidrográfica do Córrego do Mineirinho em São Carlos, SP**. 2013. 130 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica e Saneamento) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Hidráulica e Saneamento, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

PORTO, R. M. **Hidráulica Básica**. 4 ed. São Carlos: EESC-USP, 2006. 540 p.

QI, H.; ALTINAKAR, M. S. A GIS-based decision support system for integrated flood management under uncertainty with two dimensional numerical simulations. **Environmental Modelling & Software**, v. 26, n. 6, p. 817-821, 2011.

QIN, H.; LI, Z.; FU, G. The effects of low impact development on urban flooding under different rainfall characteristics. **Journal of Environmental Management**, v. 129, p. 577-585, 2013.

QUEIROGA, Y. G.; NAGHETTINI, M.; NASCIMENTO, N. Avaliação de um método de assimilação de erros nas previsões de vazões de curto prazo afluentes ao reservatório da UHE Camargos. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 10, n. 3, p. 63-74, 2005.

RIGHETTO, A. M. (Coord.). **Manejo de Águas Pluviais Urbanas**. Rio de Janeiro: ABES, 2009. 396 p.

SAGHAFIAN, B.; FARAZJOO, H.; BOZORGY, B.; YAZDANDOOST, F. Flood intensification due to changes in land use. **Water Resources Management**, Irã, 22, p. 1051-1067, 2008.

SANTOS, K. A. **Modelagem do acompanhamento e controle de cheias em bacias hidrográficas de grande variação de altitude. Estudo de caso: bacia do rio Mundaú**. 2013. 107 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2013.

SÃO PAULO (Estado). Secretaria de Obras e do Meio Ambiente. **Drenagem urbana: manual de projeto**. São Paulo: CETESB, 1979.

SÃO PAULO (Estado). Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: aspectos tecnológicos; diretrizes para projetos**. São Paulo: SMDU, 2012, v. 3. 128 p.

SARHADI, A.; SOLTANI, S.; MODARRES, R. Probabilistic flood inundation mapping of ungauged rivers: Linking GIS techniques and frequency analysis. **Journal of Hydrology**, 458-459, 68-86, 2012.

SARMENTO, R.; LYRIO, A. A. Equação Intensidade-Duração-Frequência de Chuvas Intensas na Grande Vitória. In: SOCIEDADE BRASILEIRA PARA O PROGRESSO DA CIÊNCIA, 26., 1974, Recife. **Anais...** Recife, 1974.

SARMENTO, R. **Altura, duração, frequência das chuvas intensas no Estado do Espírito Santo**. -. Vitória, 1985.

SARTORI, A. NETO, F. L.; 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.

SCHAAKE, J. C.; GEYER, J. C.; KNAPP, J. W. Experimental examination of the rational method. **Journal of Hydraulics Division**, ASCE, v. 93, n. HY6, p. 353-370, 1967.

SCHMITT, T. G.; THOMAS, M.; ETTRICH, N. Analysis and modeling of flooding in urban drainage systems. **Journal of Hydrology**, 299, p. 300-311, 2004.

SCS – Soil Conservation Service. **National Engineering Handbook of Hydrology**. USDA, Washington, DC. 1972.

SEDURB – Secretaria de Estado de Saneamento, Habitação e Desenvolvimento Urbano. **Elaboração de estudos e projetos de drenagem urbana sustentável com vistas a implementar soluções adequadas para o manejo das águas pluviais das bacias do Rio Marinho, Rio Aribiri, Canal da Costa e Canal Guaranhuns no município de Vila Velha e Córregos Campo Grande e Jardim de Alah no município de Cariacica**. Vitória: Quanta Engenharia, 2015.

SILVA, T. C.; CARVALHO, M. B. M.; GADELHA, C. L. M.; JÚNIOR, W. R. S. Diagnóstico e hierarquização de problemas de drenagem urbana da zona costeira do estado da Paraíba. **Engenharia Sanitária e Ambiental**, v. 13, n. 2, p. 144-152, 2008.

SHARIFI, S.; HOSSEINI, S. M. Methodology for identifying the best equations for estimating the time of concentration of watersheds in a particular region. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**, v. 137, n. 11, p. 712-719, 2013.

SILVA, B. C.; CLARKE, R. T. Análise estatística de chuvas intensas na bacia do Rio São Francisco. **Revista Brasileira de Meteorologia**, v. 19, n. 3, p. 265-272, 2004.

SILVEIRA, A. L. L. Desempenho de fórmulas de tempo de concentração em bacias urbanas e rurais. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 10, n. 1, p. 5-23, 2005.

SULEIMAN, H. C.; BARBASSA, A. P. Mapeamento preliminar de áreas urbanas de inundação. **Ciência & Tecnologia**, v. 15, n. 2, p. 51-58, 2005.

SURIYA, S.; MUDGAL, B. V. Impact of urbanization on flooding: The Thirusoolam sub watershed – A case study. **Journal of Hydrology**, v. 412-413, p. 210-219, 2012.

TARIQ, M. A. U. R.; HOES, O.; ASHRAF, M. Risk-Based Design of Dike Elevation Employing Alternative Enumeration. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 140, n. 8, 05014002, 2014.

TIMBADIYA, P. V.; PATEL, P. L.; POREY, P. D. Calibration of HEC-RAS Modelo n Prediction of Flood for Lower Tapi River, India. **Journal of Water Resource and Protection**, 3, p. 805-811, 2011.

TORGERSEN, G.; BJERKHOLT, J. T.; KVAAL, K.; LINDHOLM, O. G. Correlation between extreme rainfall and insurance claims due to urban flooding – case study Fredrikstad, Norway. **Journal of Urban and Environmental Engineering**, v. 9, n. 2, p. 127-138, 2015.

TUCCI, C. E. M.; MENDES, C. A. **Avaliação Ambiental Integrada de Bacia Hidrográfica**. Brasília: MMA, 2006. 302 p.

TUCCI, C. E. M. **Gestão de Águas Pluviais Urbanas**. Brasília: Ministério das Cidades – Global Water Partnership – World Bank – Unesco, 2005. 192 p.

TUCCI, C. E. M.; PORTO, R. L. L.; BARROS, M. T. **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: ABRH/UFRGS, 1995. 428 p.

USACE – United States Army Corps of Engineers. **Hydrologic Modeling System HEC-HMS: Applications Guide**. Hydrologic Engineering Center, Davis, CA, 2008.

USACE – United States Army Corps of Engineers. **Hydrologic Modeling System HEC-HMS: Technical Reference Manual**. Hydrologic Engineering Center, Davis, CA, 2010a.

USACE – United States Army Corps of Engineers. **River Analysis System HEC-RAS: Hydraulic Reference Manual**. Hydrologic Engineering Center, Davis, CA, 2010b.

VIEUX, B. E.; BEDIENT, P. B. Assessing urban hydrologic prediction accuracy through event reconstruction. **Journal of Hydrology**, 299, p. 217-236, 2004.

YANG, J.; TOWNSEND, R. D.; DANESHFAR, B. Applying the HEC-RAS model and GIS techniques in river network floodplain delineation. **Canadian Journal of Civil Engineering**, 33, p. 19-28, 2006.

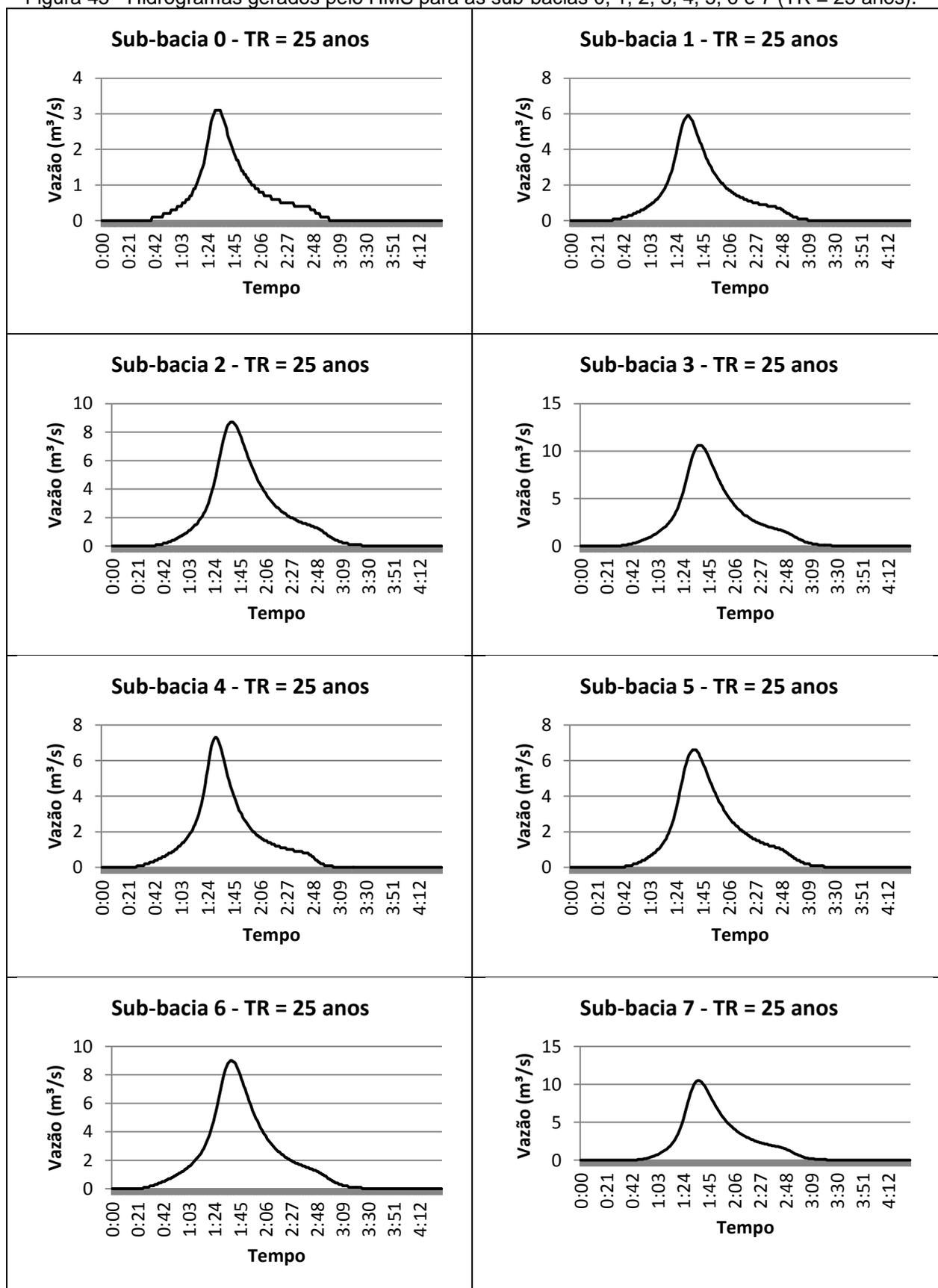
WANG, G.; LIU, J.; KUBOTA, J.; CHEN, L. Effects of land-use changes on hydrological processes in the middle basin of the Heihe River, northwest China. **Hydrological Processes**, 21, p. 1370-1382, 2007.

WALESH, S. G. **Urban Surface Water Management**. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1989.

ZOPE, P. E.; ELDHO, T. I.; JOTHIPRAKASH, V. Impacts of urbanization on flooding of a coastal urban catchment: a case study of Mumbai City, India. **Natural Hazards**, 75, p. 887-908, 2015.

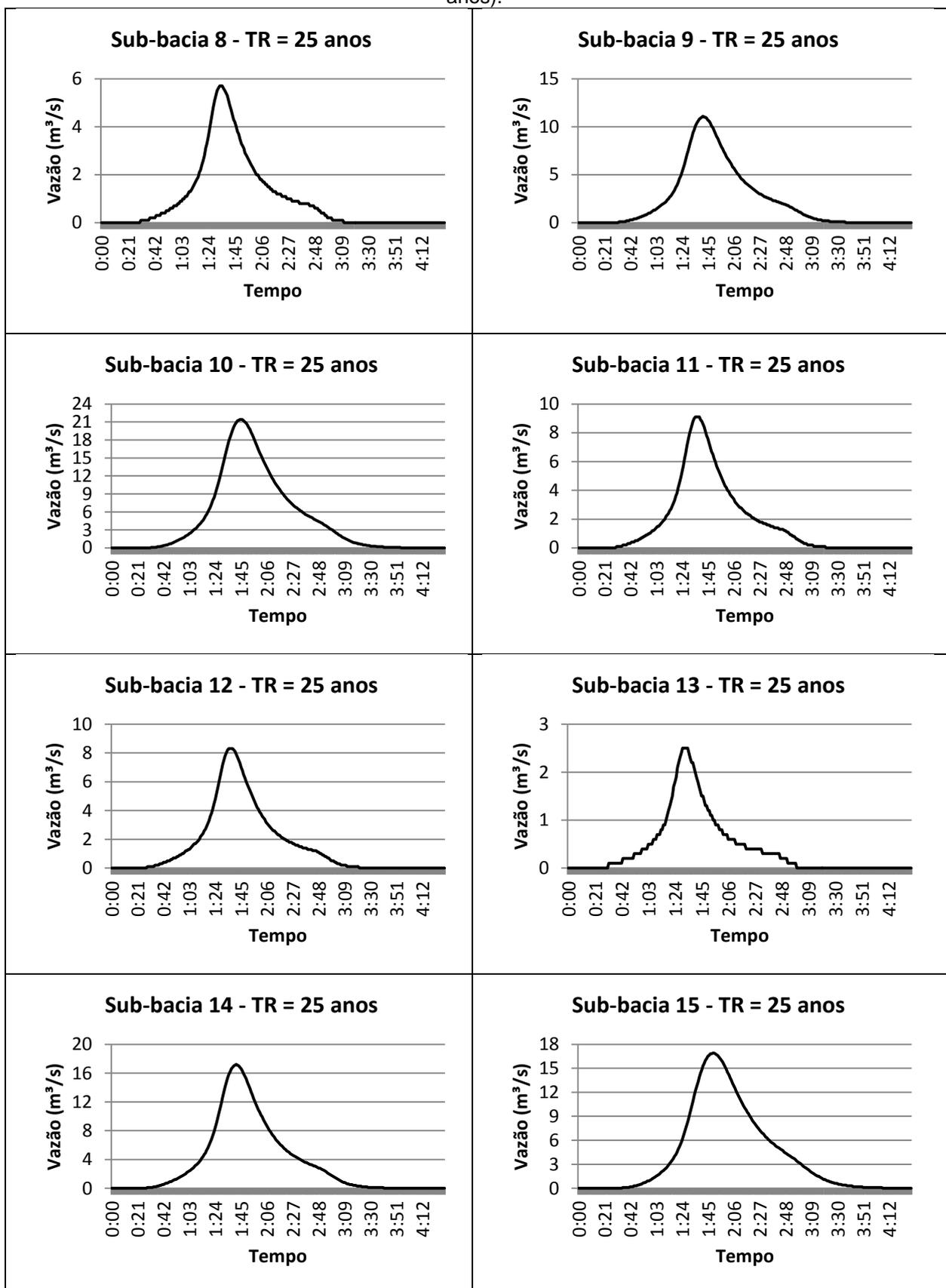
APÊNDICE A – Hidrogramas gerados pelo HEC-HMS para cada sub-bacia, para as chuvas com período de retorno de 25, 50 e 100 anos.

Figura 45 - Hidrogramas gerados pelo HMS para as sub-bacias 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 7 (TR = 25 anos).



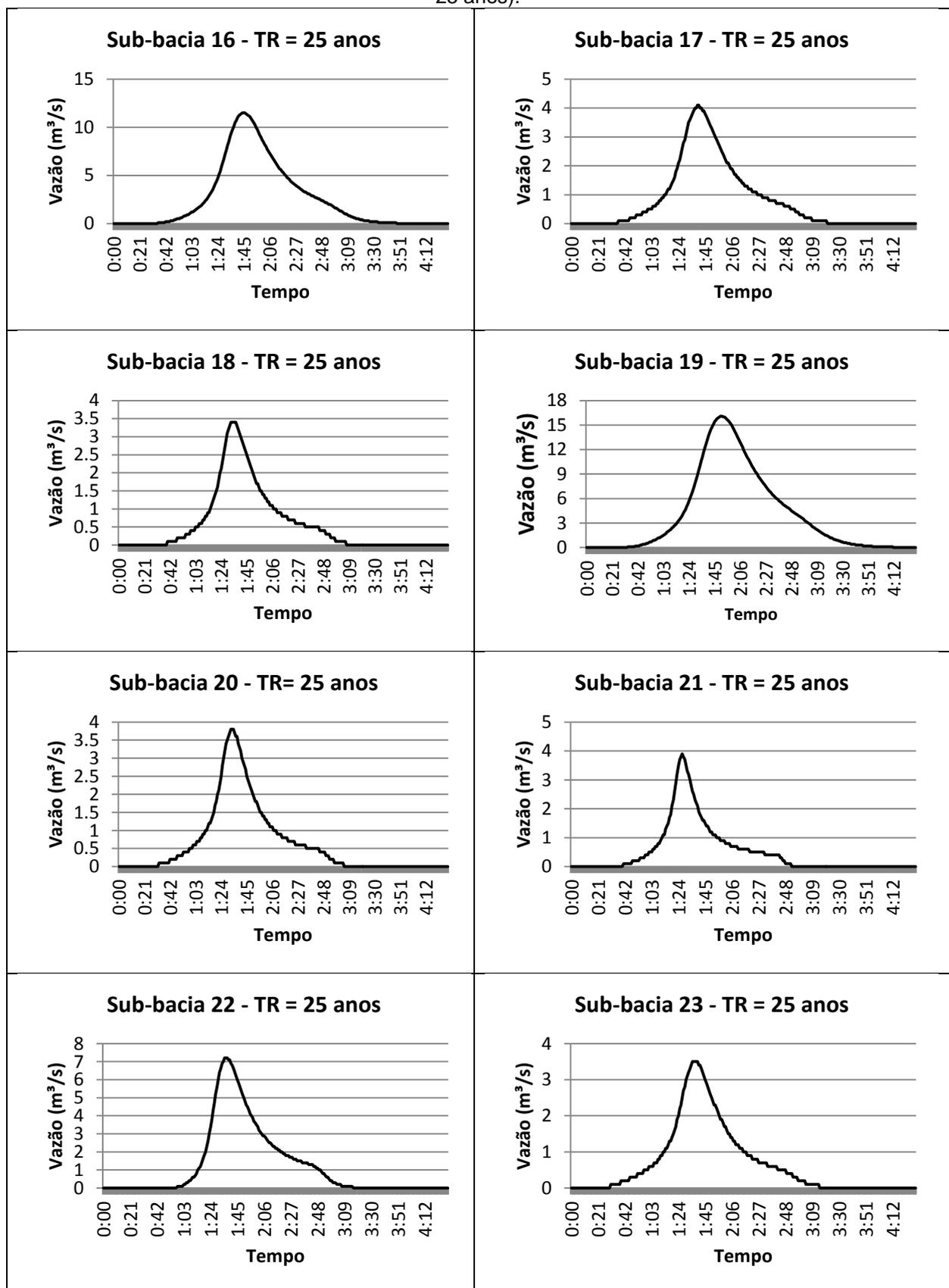
Fonte: Elaborado pela Autora.

Figura 46 - Hidrogramas gerados pelo HMS para as sub-bacias 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14 e 15 (TR = 25 anos).



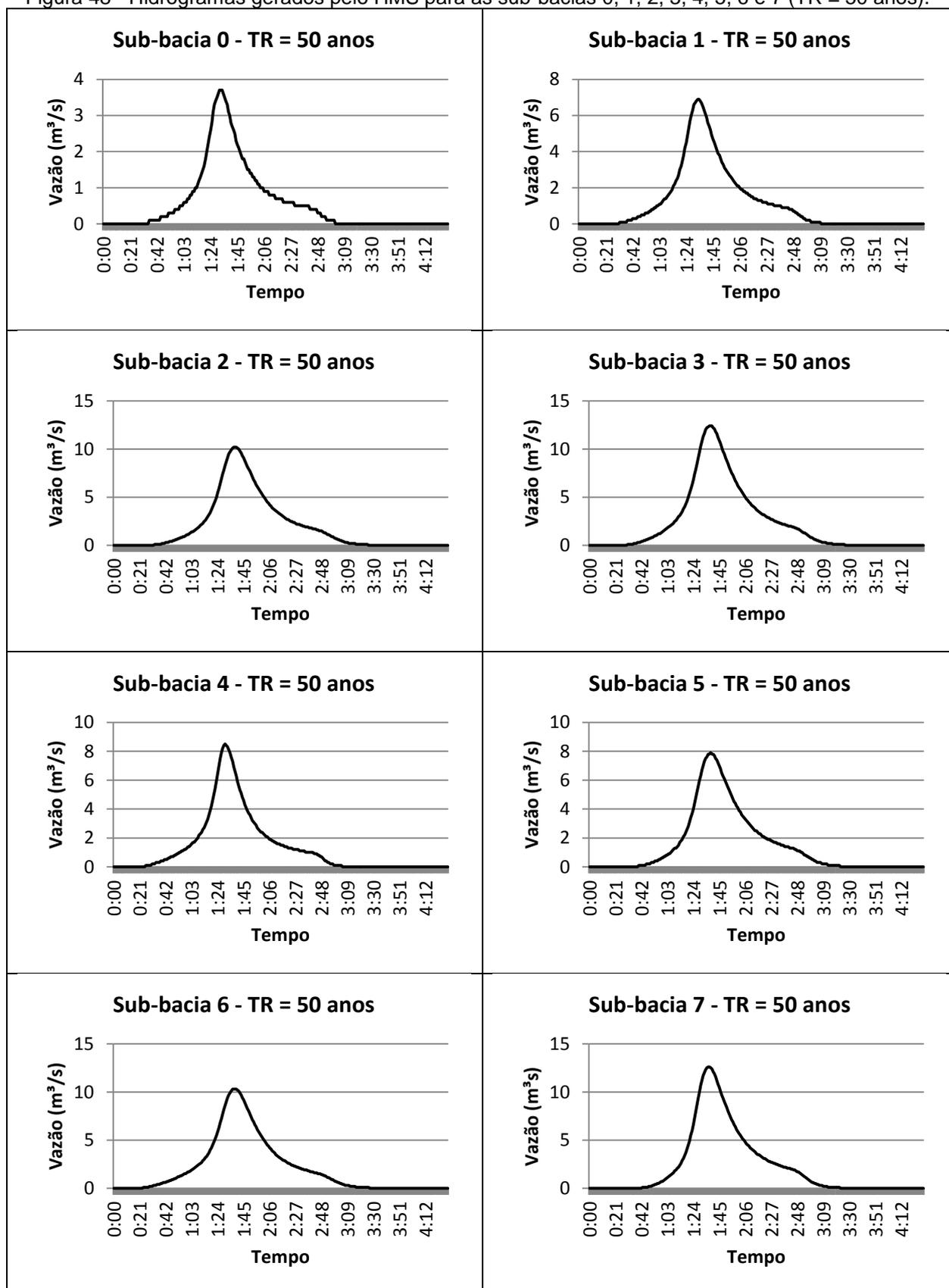
Fonte: Elaborado pela Autora.

Figura 47 - Hidrogramas gerados pelo HMS para as sub-bacias 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22 e 23 (TR = 25 anos).



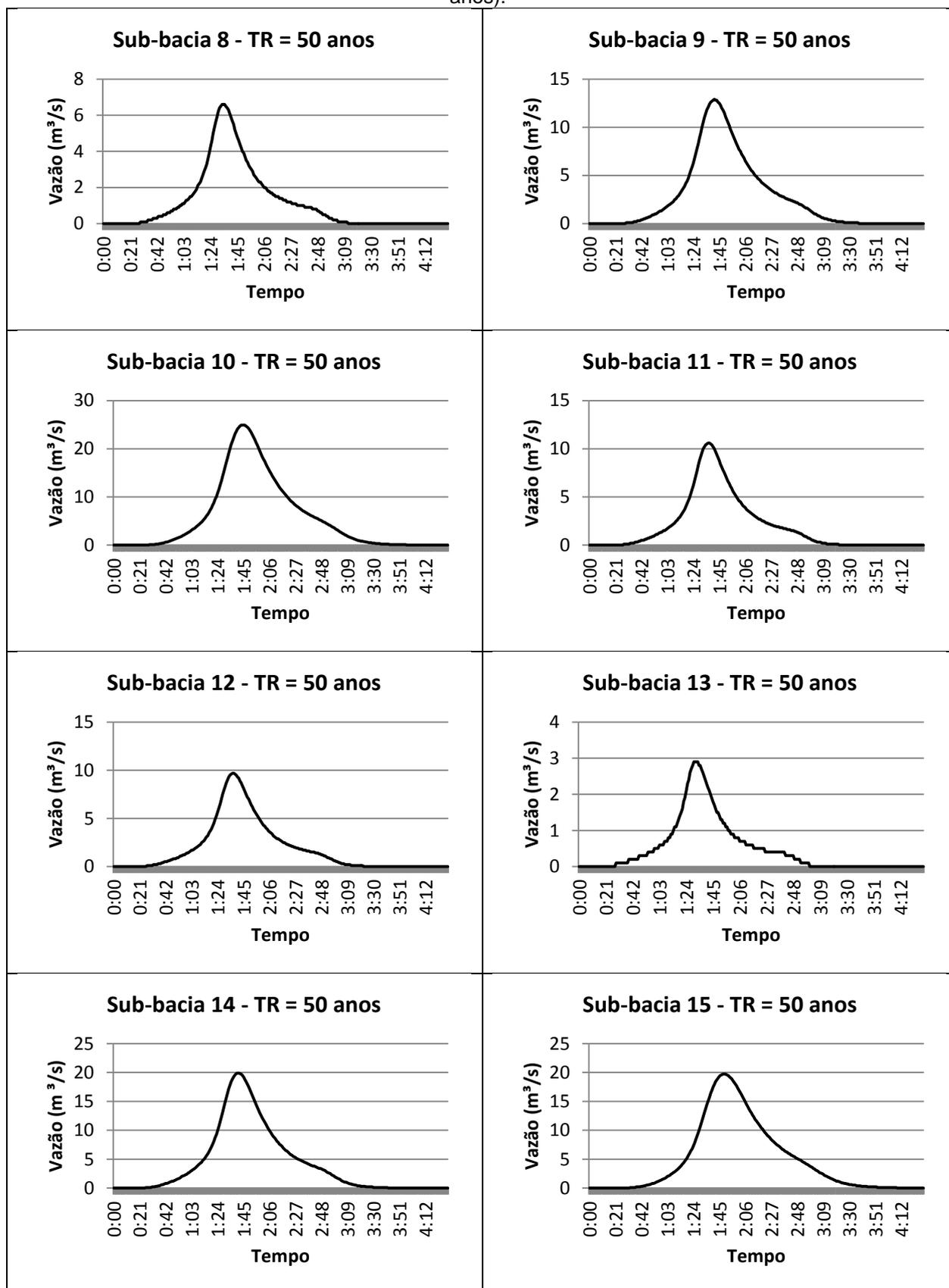
Fonte: Elaborado pela Autora.

Figura 48 - Hidrogramas gerados pelo HMS para as sub-bacias 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 7 (TR = 50 anos).



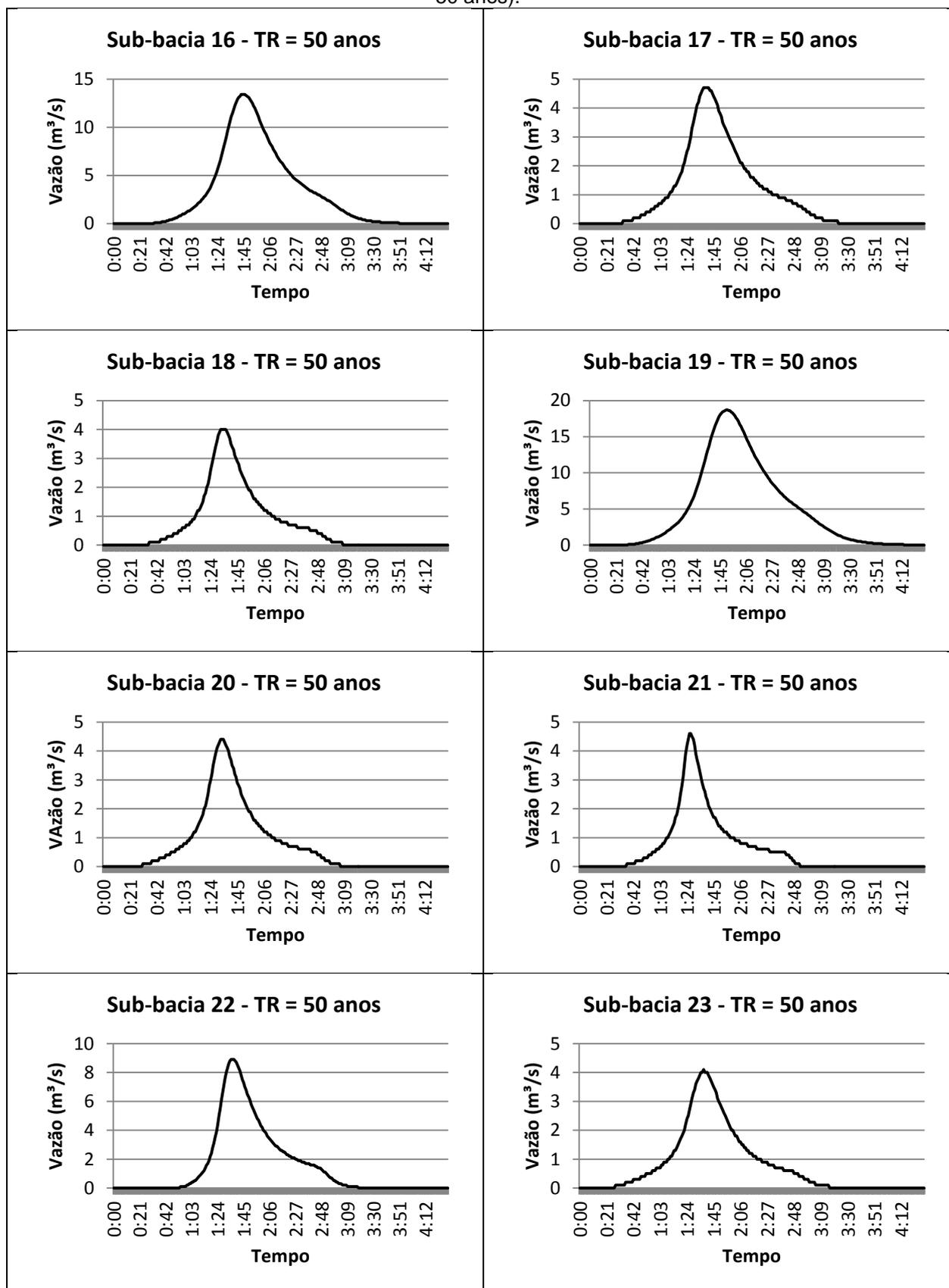
Fonte: Elaborado pela Autora.

Figura 49 - Hidrogramas gerados pelo HMS para as sub-bacias 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14 e 15 (TR = 50 anos).



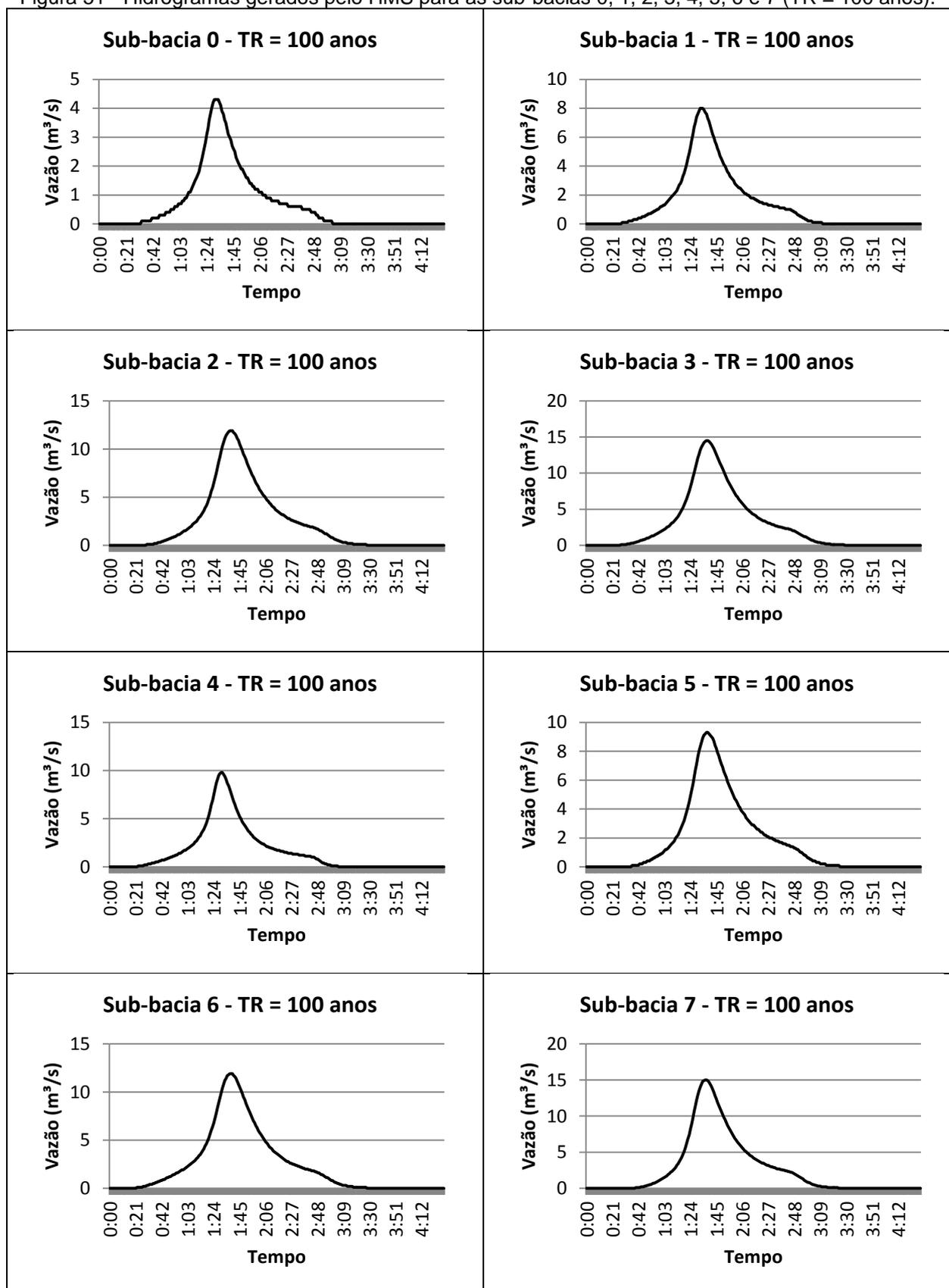
Fonte: Elaborado pela Autora.

Figura 50 - Hidrogramas gerados pelo HMS para as sub-bacias 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22 e 23 (TR = 50 anos).



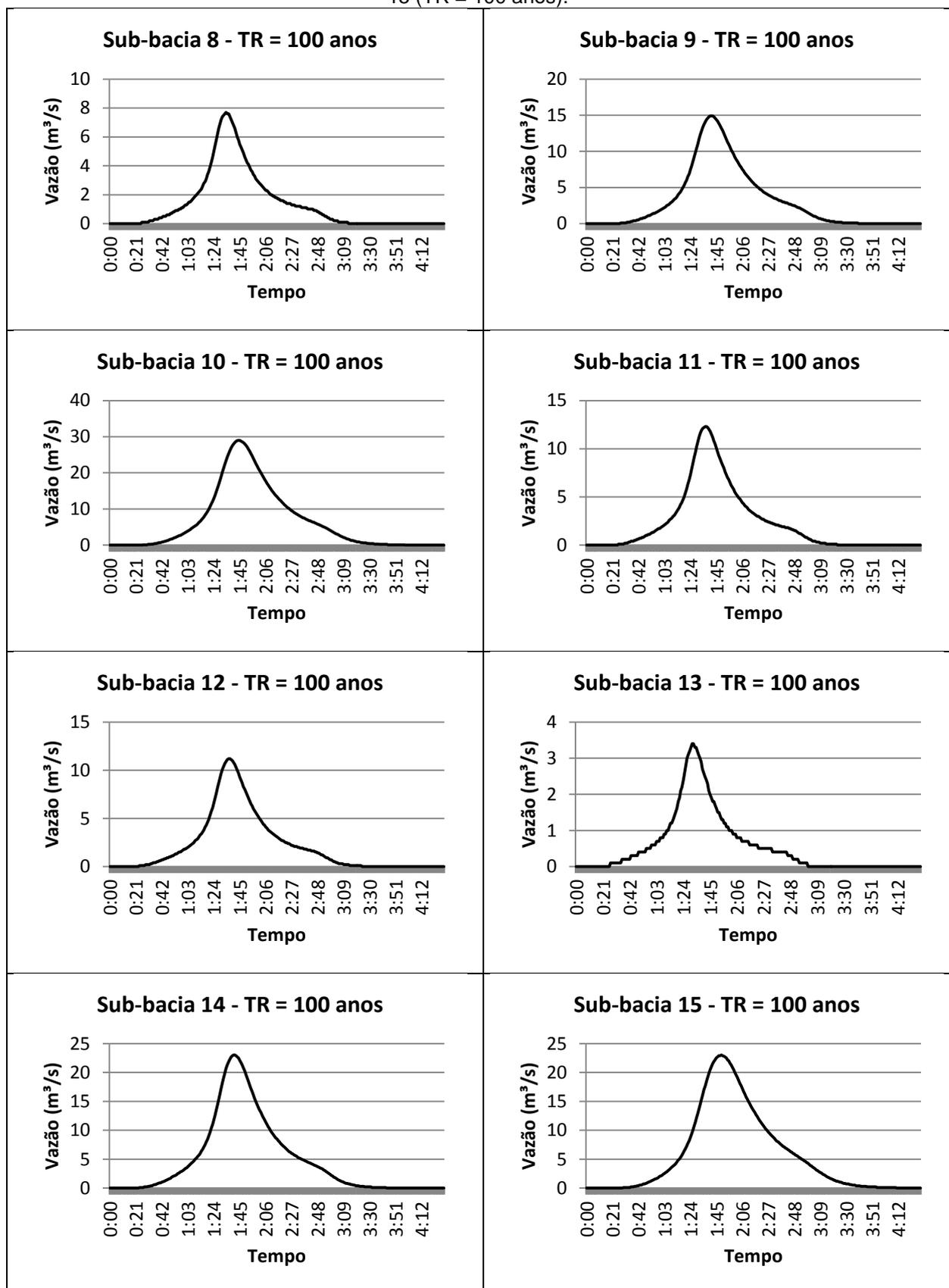
Fonte: Elaborado pela Autora.

Figura 51 - Hidrogramas gerados pelo HMS para as sub-bacias 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 7 (TR = 100 anos).



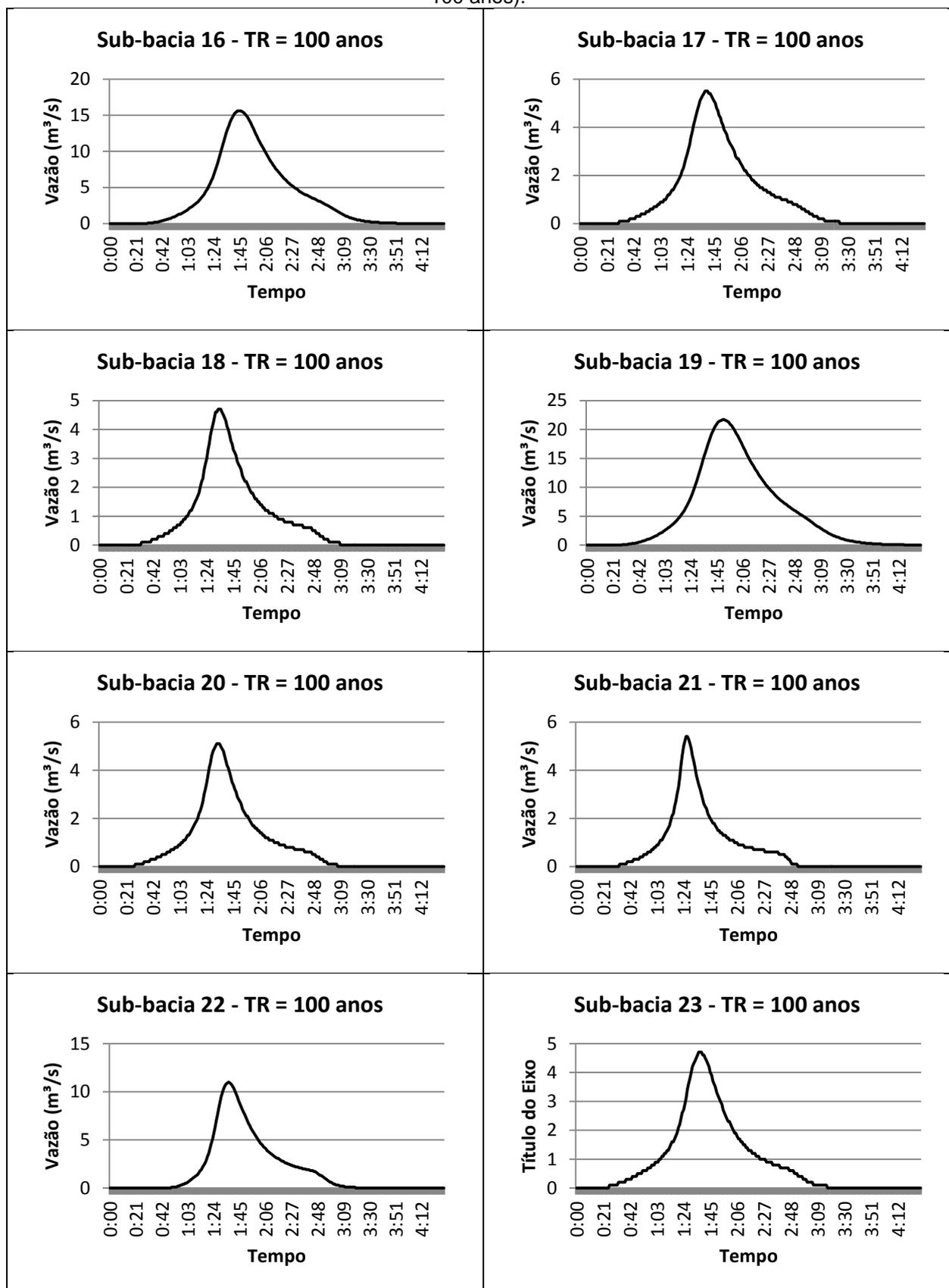
Fonte: Elaborado pela Autora.

Figura 52 - Figura 52 - Hidrogramas gerados pelo HMS para as sub-bacias 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14 e 15 (TR = 100 anos).



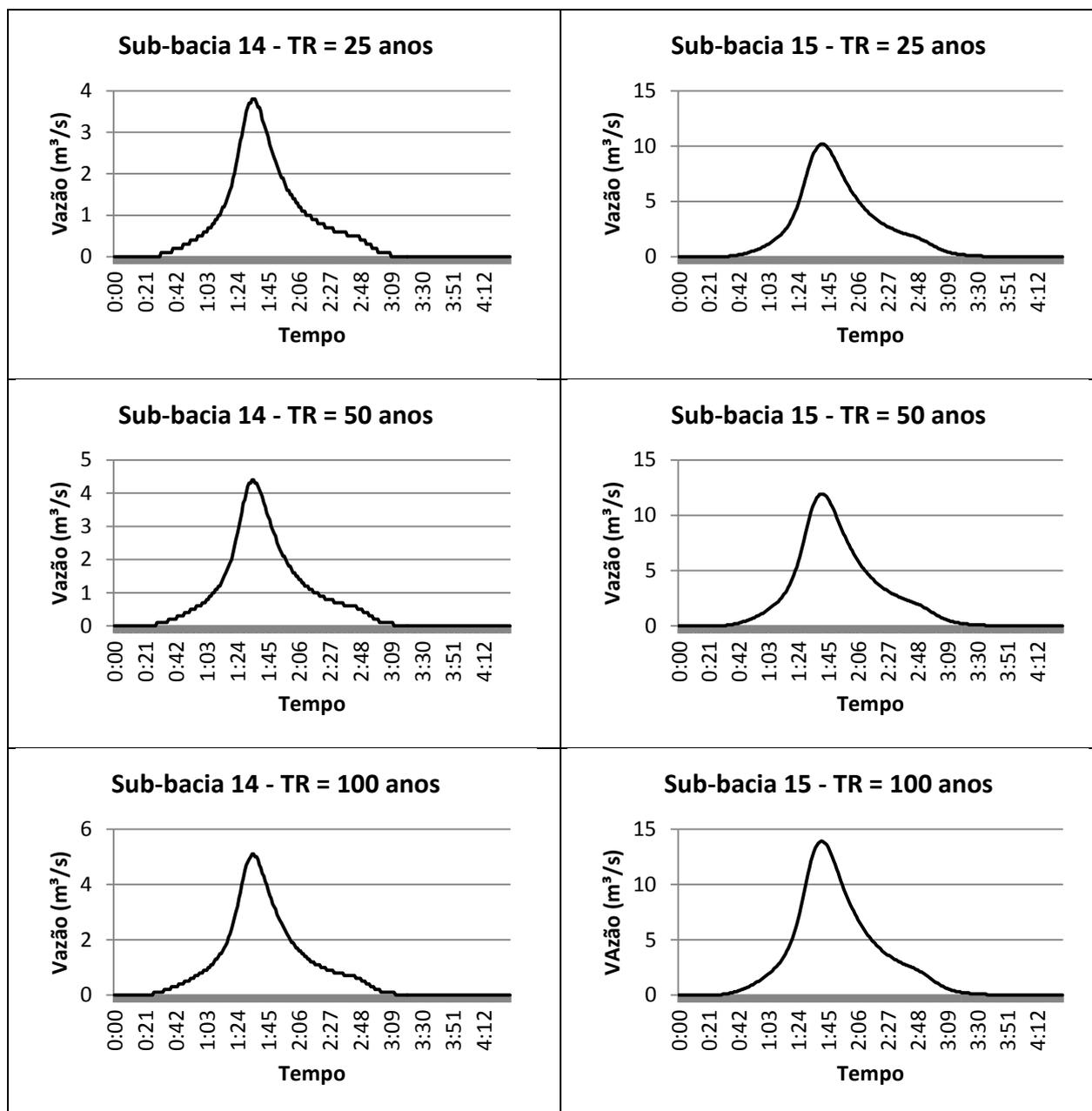
Fonte: Elaborado pela Autora.

Figura 53 - Hidrogramas gerados pelo HMS para as sub-bacias 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22 e 23 (TR = 100 anos).



Fonte: Elaborado pela Autora.

Figura 54 - Novos hidrogramas gerados pelo HEC-HMS para as sub-bacias 14 e 15 (TR = 25, 50 e 100 anos) que foram utilizados nos Cenários 2, 3 e 4.



Fonte: Elaborado pela Autora.