



Universidade Federal da Paraíba
Centro de Tecnologia

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA URBANA E AMBIENTAL
– MESTRADO –

**SIMULAÇÃO DOS IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO SOBRE AS INUNDAÇÕES
URBANAS NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO CUIÁ (PB)**

Por

Antônio Henrique Araújo Costa

*Dissertação de Mestrado apresentada à Universidade Federal da Paraíba
para obtenção do grau de Mestre*

João Pessoa – Paraíba

Junho de 2013



Universidade Federal da Paraíba
Centro de Tecnologia

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA URBANA E AMBIENTAL

– MESTRADO –

**SIMULAÇÃO DOS IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO SOBRE AS INUNDAÇÕES
URBANAS NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO CUIÁ (PB)**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana e Ambiental da Universidade Federal da Paraíba, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre.

Antônio Henrique Araújo Costa

Orientador: Prof. Dr. Adriano Rolim da Paz

C837s Costa, Antônio Henrique Araújo.
 Simulação dos impactos da urbanização sobre as
 inundações urbanas na bacia hidrográfica do rio Cuiá (PB) /
 Antônio Henrique Araújo Costa.-- João Pessoa, 2013.
 90f. : il.
 Orientador: Adriano Rolim da Paz
 Dissertação (Mestrado) – UFPB/CT
 1. Engenharia urbana e ambiental. 2. Inundações urbanas.
 3. Urbanização. 4. IPH II. 5. HEC-RAS.

UFPB/BC

CDU: 62:711(043)

ANTÔNIO HENRIQUE ARAÚJO COSTA

**SIMULAÇÃO DOS IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO SOBRE AS
INUNDAÇÕES URBANAS NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO CUIÁ (PB)**

Dissertação aprovada em 03 de junho de 2013 como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Urbana e Ambiental pelo Centro de Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba.

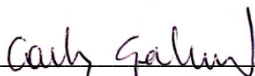
BANCA EXAMINADORA:



Prof. Dr. Adriano Rolim da Paz – UFPB
(Orientador)



Prof. Dr. Hamilcar José Almeida Filgueira – UFPB
(Examinador Interno)



Prof. Dr. Carlos de Oliveira Galvão – UFCG
(Examinador Externo)

Aos meus pais, Antônio e Inacilda, que são
meus maiores incentivadores na busca pelo
conhecimento.

AGRADECIMENTOS

A DEUS, por permitir a concretização de mais um sonho.

Aos meus pais, Antônio e Inacilda, por todo o amor, carinho e apoio em todas as minhas escolhas e, acima de tudo, pela dedicação ao longo desses dois anos, não medindo esforços para que eu concluísse mais esta etapa da minha vida.

A todos os meus familiares, que sempre torceram pelo meu sucesso e vibraram a cada conquista minha. Em especial, aos meus tios, Vera, Marina e Cosme, e aos meus primos, Danilo e Thiago, pela receptividade e acolhimento demonstrados em João Pessoa.

A minha namorada, Flávia, pelo apoio e compreensão nos momentos em que a dedicação aos estudos teve que ser exclusiva. Por estar sempre ao meu lado durante toda essa trajetória, me aconselhando e incentivando a superar cada novo desafio.

A Fátima, Yann, e Neném, pela amizade e suporte oferecidos durante os vários finais de semana em que era necessário ficar em João Pessoa.

Aos grandes amigos, sejam os de Campina Grande ou de João Pessoa, João Paulo, Naianna, Kliver, Bartira, Tássio, Emily, Paulo, Rodrigo, Aniel, Diego, Bia, Renan, Larissa, Gobyh, Tadeu, Julianna e Rafael, pelos momentos vividos, pelas memórias, por perdoarem minhas ausências, enfim, pela amizade incondicional.

Ao meu orientador, Dr. Adriano Rolim da Paz, pela amizade, confiança e compreensão nos momentos difíceis. As orientações, as experiências e os conselhos passados foram de grande importância para a realização deste trabalho e para a vida profissional.

Ao colega Leonardo Pereira, pela cooperação nas atividades de campo e na elaboração dos artigos.

Aos professores Dr. Carlos Galvão e Dr. Hamilcar Filgueira, pela disponibilidade e prontidão em aceitar compor a banca examinadora deste trabalho, assim como pelas correções, sugestões e conselhos oferecidos.

Aos docentes do Programa de Pós Graduação em Engenharia Urbana e Ambiental da Universidade Federal da Paraíba, pela experiência e conhecimento compartilhados, assim como às secretárias, Marluce e Miriam, por toda a atenção e pelos atendimentos prestados.

Aos amigos que fiz durante o mestrado, em especial, Gabi (Alzira), Evelyne, Lucia Helena, Well, Allyson, Alexandre, Romildo, Marcos, Leandro e Nicolle, pelo companheirismo e colaboração.

A todos que contribuíram, direta ou indiretamente, para que este trabalho fosse realizado.

RESUMO

O intenso crescimento populacional das ultimas décadas tem evidenciado a falta de planejamento urbano das cidades brasileiras. O processo de urbanização desordenado implica diretamente no aumento de áreas impermeáveis, modificando condições naturais do meio e interferindo no ciclo hidrológico. A região metropolitana da cidade de João Pessoa, Paraíba, tem sofrido com a expansão urbana sem planejamento e, por consequência, visualizado vários impactos, como as inundações e os alagamentos. Na bacia hidrográfica do rio Cuiá, localizada no sul do litoral paraibano, no município de João Pessoa, entre as coordenadas UTM 9.210.000N/302.000E e 9200.00N/292.000E, eventos desse tipo são constantemente verificados nos períodos de chuvas mais intensas. Nesses casos, a aplicação de modelos hidrológicos tem sido recomendada para previsão dos impactos sobre os recursos hídricos e auxiliar no processo de tomada de decisão por parte dos gestores. Nesse sentido, este estudo tem como objetivo estimar os impactos da urbanização sobre as inundações urbanas na bacia hidrográfica do rio Cuiá. Para isso, utilizou-se os modelos hidrológicos IPH II e HEC-RAS, considerando três cenários de urbanização (atual, tendencial e crítico), definidos com base em percentuais de impermeabilização do solo e de áreas de ocupação urbana. As simulações chuva-vazão foram realizadas considerando chuvas com tempos de retorno de 10, 50 e 100 anos e permitiram estimar os impactos sobre as vazões geradas, sobre os tempos de pico e sobre áreas inundáveis da bacia. Com os resultados das simulações, verificou-se que as vazões máximas foram até 80% maiores quando resultantes de chuvas de menor frequência, do que de maior frequência. Nessas mesmas condições, o tempo do pico foi reduzido, em média, em 10% quando comparados os cenários crítico e atual. As simulações das inundações geraram informações que permitiram confeccionar os mapas de inundações. Ao se considerar o potencial das inundações nos cenários mais críticos e para eventos menos frequentes, as áreas inundáveis podem chegar a ser até 13% maiores do que no cenário atual.

Palavras-chave: inundações urbanas. urbanização. IPH II. HEC-RAS.

ABSTRACT

The intense population growth of the last decades has shown the lack of urban planning of Brazilian cities. The disordered urbanization process involves directly in increased impervious areas, changing natural conditions and interfering in hydrological cycle. The metropolitan area of the João Pessoa city, Paraíba, has suffered from urban expansion without urban planning and has seen various impacts, such as floods. In the region of the river Cuiá basin, located in southern coastline of Paraíba, in the municipality of João Pessoa, between the UTM coordinates 9.210.000N/302.000E e 9200.00N/292.000E, such events have been repeated in periods of heavier rainfall. In this sense, the application of hydrological models has been recommended for prediction of impacts on water resources and assists in the decision making of managers. Thus, this study aims to estimate the impacts of urbanization on flooding in the river Cuiá basin. For this, we used the hydrological models IPH II and HEC-RAS and considered three urbanization scenarios (current, trend and critic), defined based on certain percentages of soil sealing and urban occupation. The rainfall-runoff simulations were performed considering rainfall with return period of 10, 50 and 100 years allowed us to estimate the impacts on the flows generated, on peak times and on floodplains of the basin. With the simulation results, it was found that the lower frequency rainfall results in peak flow up to 80% higher than the highest frequency. Under the same conditions, peak times were reduced on average by 10% when compared to the critical and current scenarios. The flood simulations generated information that allowed create the flood maps. Considering the potencial of flood scenarios more critical and less frequent events, floodplains can be as much as 13% higher than in the current scenario.

Keywords: flooding. urbanization. IPH II. HEC-RAS.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Perfil esquemático do processo de enchente e inundação.	21
Figura 2 – Impactos da urbanização sobre o escoamento.	21
Figura 3 – Características dos leitos de um rio.	22
Figura 4 – Efeitos da urbanização sobre o ciclo hidrológico em condição natural (a) e em processo de impermeabilização (b).	23
Figura 5 - Situação 2a contemplada no algoritmo de infiltração do IPH II.	35
Figura 6 - Método de Clark.	36
Figura 7 – Histograma Tempo/Área.	36
Figura 8 – Localização da bacia hidrográfica do rio Cuiá.	43
Figura 9 – Mapa de uso e ocupação do solo da bacia hidrográfica do rio Cuiá.	45
Figura 10 – Ordenamento do uso e ocupação do solo, de acordo com o Plano Diretor de João Pessoa, da bacia hidrográfica do rio Cuiá.	46
Figura 11 – Mapa de impermeabilidade do solo da bacia hidrográfica do rio Cuiá.	46
Figura 12 – Metodologia aplicada ao estudo.	47
Figura 13 – Informações topográficas (curvas de nível e pontos cotados) da bacia hidrográfica do rio Cuiá.	49
Figura 14 – MDE obtido pela interpolação das curvas de nível.	49
Figura 15 – Rio Cuiá e seus afluentes utilizados na comparação entre as redes de drenagem.	50
Figura 16 – MDE com a rede de drenagem de referência.	51
Figura 17 – Sub-bacias delimitadas e rede de drenagem extraída do MDE obtido das curvas de nível e pré-processado.	52
Figura 18 – Preparação de informações: Rio Cuiá e as seções transversais no MDE.	58
Figura 19 – Seções transversais interpoladas e definição das calhas do rio Cuiá.	59
Figura 20 – Definição das seções onde foram definidas as condições de contorno no HEC-RAS.	59
Figura 21 – Trecho do rio Cuiá base para caracterização do canal principal e da planície de inundação.	60
Figura 22 – Rio Cuiá representado pela rede de drenagem referência e pela rede de drenagem obtida pelo MDE de curvas de nível.	61
Figura 23 – Trecho do Rio Cuiá representado pela rede de drenagem referência e pela rede de drenagem do MDE curvas de nível pré processado.	61

Figura 24 – Hietograma das chuvas de projeto para os tempos de retorno de 10, 50 e 100 anos.	65
Figura 25 – Hidrograma da sub-bacia de 1,1 km ² (sub-bacia 1), com $I_b = 0,4 \text{ mm}/\Delta t$	66
Figura 26 – Hidrograma da sub-bacia de 0,25 km ² (sub-bacia 12), com $I_b = 0,4 \text{ mm}/\Delta t$	66
Figura 27 – Hidrograma da sub-bacia de 1,1 km ² (sub-bacia 1), com $I_b = 1,3 \text{ mm}/\Delta t$	67
Figura 28 – Hidrograma da sub-bacia de 0,25 km ² (sub-bacia 12), com $I_b = 1,3 \text{ mm}/\Delta t$	68
Figura 29 – Hidrograma da sub-bacia 1 para os tempos de retorno de 10, 50 e 100 anos, no cenário atual.	70
Figura 30 – Hidrograma da sub-bacia 17 para os tempos de retorno de 10, 50 e 100 anos, no cenário atual.	70
Figura 31 – Hidrograma da sub-bacia 20 com tempo de retorno de 10 anos, para os cenários atual, tendencial e crítico.	72
Figura 32 – Hidrograma da sub-bacia 28 com tempo de retorno de 50 anos, para os cenários atual, tendencial e crítico.	72
Figura 33 – Hidrograma da sub-bacia 12 com tempo de retorno de 100 anos, para os cenários atual, tendencial e crítico.	73
Figura 34 – Vazões máximas por sub-bacia nos cenários atual (azul), tendencial (vermelho) e crítico (verde), para eventos de tempo de retorno de 10 anos (a), 50 anos (b) e 100 anos (c).....	74
Figura 35 – Relação entre o aumento no percentual da área impermeável em cada sub-bacia e a correspondente redução no tempo de pico relativamente ao cenário atual, determinados para o (a) cenário tendencial e (b) cenário crítico..	75
Figura 36 – Variação do tempo de pico nos cenários tendencial e crítico relativamente ao cenário atual para as 35 sub-bacias simuladas..	76
Figura 37 – Manchas de inundação para o cenário atual.	77
Figura 38 – Manchas de inundação para o cenário tendencial.....	78
Figura 39 – Manchas de inundação para o cenário crítico.	78

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Valores de tempo de retorno (Tr) recomendados.	28
Quadro 2 – Uso e ocupação do solo da bacia hidrográfica do rio Cuiá.	45
Quadro 3 - Percentual de impermeabilização do solo.	53
Quadro 4 – Cenários de urbanização considerados e suas características.	54
Quadro 5 – Valores utilizados na análise de sensibilidade dos parâmetros do modelo IPH II.	57
Quadro 6 – Valores dos parâmetros utilizados nas simulações do modelo IPH II.	57

LISTAS DE TABELAS

Tabela 1 – Área entre as redes de drenagem, geradas a partir dos MDEs, e a rede de referência.....	62
Tabela 2 – Distância média do erro entre as redes geradas e a rede de referência.....	62
Tabela 3 – Percentuais de impermeabilidade para as sub-bacias da área em estudo, nos três cenários de urbanização analisados.	63
Tabela 4 – Características das sub-bacias e seus tempos de concentração no cenário atual....	64
Tabela 5 – Vazões máximas (Qp) para tempos de retorno (Tr) de 10, 50 e 100 anos, variação das vazões máximas entre Tr10-Tr50 e Tr10-Tr100 e tempos de pico resultantes da simulação para o cenário atual.	69
Tabela 6 – Vazões máximas para tempos de retorno de 10, 50 e 100 anos para os cenários tendencial e crítico.	71
Tabela 7 – Variação do tempo de pico, em percentual, para os cenários tendencial e crítico, com relação ao cenário atual.	74
Tabela 8 – Áreas inundáveis para os três cenários e para cada tempo de retorno (10, 50 e 100 anos).....	79

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ID	Unidimensional
CEMADEN	Centro Nacional de Monitoramento e Alerta de Desastres Naturais
CENAD	Centro Nacional de Gerenciamento de Riscos e Desastres
BMPs	<i>Best Management Practices</i>
HEC	<i>Hydrologic Engineering Center</i>
HTA	Histograma Tempo/Área
IDF	Intensidade-Duração-Frequência
INTERPA	Instituto de Terras e Planejamento Agrícola do Estado da Paraíba
IPH	Instituto de Pesquisas Hidráulicas
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
LID	<i>Low Impact Development</i>
MDE	Modelo Digital de Elevação
RAS	<i>River Analysis System</i>
RLS	Reservatório Linear Simples
SIGs	Sistemas de Informações Geográficas
UFPB	Universidade Federal da Paraíba
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UTM	<i>Universal Transversa de Mercator</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

Tr	Tempo de retorno
p	Probabilidade
R	Risco
n	Quantidade de ano
I	Intensidade de chuva
t	Duração da chuva
Tc	Tempo de concentração
Io	Capacidade de infiltração inicial do solo
Ib	Capacidade de infiltração mínima do solo
h	Parâmetro de decaimento da infiltração no solo
Ks	Tempo de retardo do escoamento superficial
Ksub	Tempo médio de esvaziamento do reservatório de escoamento subterrâneo
Rmáx	Capacidade máxima do reservatório de interceptação
R_t	Variável de estado
E_t	Evapotranspiração no instante t
EP_t	Evapotranspiração potencial
S_t	Estado de umidade da camada superior de solo
Smax	Capacidade máxima de umidade da camada superior do solo
V_{ES}	Volume escoado superficialmente
P_t	Precipitação resultante do algoritmo de perdas
I_t	Infiltração no instante t
T_t	Percolação no instante t
Ac	Área contribuinte acumulada dividida pela área total
n	Coeficiente que varia com a forma da bacia
Qs_t	Vazão superficial no instante t
V_s	Vazão superficial de entrada no reservatório
Qsub_t	Vazão subterrânea no instante t
V_p	Volume percolado
Dist	Distância média entre os rios
A	Área da bacia
L	Comprimento do rio

S	Declividade
A_{imp}	Área impermeável
Δt	Intervalo de tempo
ΔQ_p	Variação da vazão de pico
ΔT_p	Variação do tempo de pico

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
1.1 OBJETIVOS	16
<i>1.1.1 Objetivo Geral.....</i>	<i>16</i>
<i>1.1.2 Objetivos Específicos.....</i>	<i>17</i>
1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	17
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	18
2.1 A URBANIZAÇÃO E SEUS IMPACTOS SOBRE O SISTEMA DE DRENAGEM.....	18
2.2 INUNDAÇÕES URBANAS.....	20
<i>2.2.1 Inundações ribeirinhas</i>	<i>21</i>
<i>2.2.2 Inundações em razão da urbanização</i>	<i>22</i>
2.3 CONTROLE DE INUNDAÇÕES.....	24
<i>2.3.1 Medidas estruturais</i>	<i>24</i>
<i>2.3.2 Medidas não estruturais.....</i>	<i>26</i>
2.4 DRENAGEM URBANA	27
2.5 MODELAGEM HIDROLÓGICA	29
<i>2.5.1 Modelo Digital de Elevação</i>	<i>29</i>
<i>2.5.2 Modelos chuva-vazão</i>	<i>31</i>
<i>2.5.3 Modelos hidrodinâmicos</i>	<i>39</i>
2.6 MAPEAMENTO DE INUNDAÇÕES	41
3 MATERIAIS E MÉTODOS	43
3.1 BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO CUIÁ.....	43
3.2 VISÃO GERAL.....	47
3.3 PROCESSAMENTO DO MODELO DIGITAL DE ELEVAÇÃO	48
3.4 CARACTERIZAÇÃO DA REDE DE DRENAGEM	51
3.5 DEFINIÇÃO DOS CENÁRIOS DE URBANIZAÇÃO	52
3.6 EVENTOS CRÍTICOS DE PRECIPITAÇÃO.....	54
<i>3.6.1 Tempo de concentração</i>	<i>54</i>
<i>3.6.2 Chuvas de projeto</i>	<i>55</i>
3.7 MODELAGEM CHUVA-VAZÃO	56
<i>3.7.1 Modelo IPH II.....</i>	<i>56</i>

3.7.2 <i>Análise de sensibilidade</i>	57
3.8. MODELAGEM HIDRODINÂMICA	58
3.8.1 <i>Preparação de informações: HEC-GeoRas</i>	58
3.8.2 <i>HEC-RAS</i>	58
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	61
4.1 DEFINIÇÃO DO MODELO DIGITAL DE ELEVAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DOS CENÁRIOS DE URBANIZAÇÃO	61
4.2 IPH II - ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DOS PARÂMETROS	65
4.3 SIMULAÇÃO CHUVA-VAZÃO	68
4.4 SIMULAÇÃO DAS INUNDAÇÕES	76
5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	80
REFERÊNCIAS	82

1 INTRODUÇÃO

O intenso crescimento populacional das últimas décadas tem aumentado a concentração dos habitantes em áreas urbanas. No Brasil, em 1940, a concentração urbana era de 31% da população total e, em 2010, já passava de 85% (MOTA, 2011). O avanço econômico que concentra as oportunidades de emprego e desenvolvimento, principalmente nos grandes centros urbanos, é um dos grandes responsáveis por esse fenômeno.

O aumento da população e a consequente expansão das cidades não são acompanhados de uma infraestrutura urbana que proporcione qualidade de vida para os habitantes. O crescimento desordenado, sem considerar as características do meio ambiente, resulta em problemas socioambientais, como as ocupações urbanas em áreas de risco, condições precárias de saneamento, desmatamentos, impermeabilização do solo, assoreamentos dos rios etc.

Dentre os principais problemas resultantes da urbanização, a impermeabilização do solo desperta atenção especial, uma vez que interfere no ciclo hidrológico, modificando as condições naturais do meio e podendo resultar em inundações ou, indiretamente, na alteração da qualidade das águas e na veiculação de doenças hídricas. No caso das inundações, a possibilidade de gerar danos econômicos e sociais requer uma maior atenção da população e dos gestores.

Na capital do estado da Paraíba, João Pessoa, por ser um polo atrativo para migrantes em busca de melhor qualidade de vida, o crescimento populacional acentuado também aconteceu nas últimas décadas, acompanhado de uma expansão urbana desordenada (SOBREIRA, 2010; MORAIS, 2009). Na capital, a bacia hidrográfica do rio Cuiá se tornou foco de estudos em virtude da intensa urbanização ocorrida na década de 80, que, como consequência, tem resultado em modificações no meio ambiente, influenciando a vida dos habitantes da área ou que passam pelos trechos impactados (REIS, 2010; SOUSA FILHO, 2010; SILVA, 2007). Inundações e alagamentos são constantemente verificados em períodos de chuvas mais fortes, sendo essa uma das consequências mais graves dessas modificações.

Eventos de inundações e suas consequências têm evidenciado o despreparo com que autoridades e população têm tratado do assunto. O planejamento urbano inadequado, o lançamento de resíduos sólidos nas ruas, a falta de investimentos em ações preventivas e o gerenciamento ultrapassado dos sistemas de drenagem urbana mostram como a questão da drenagem urbana é tratada de forma equivocada e ineficiente no Brasil.

Para um melhor planejamento e gerenciamento dos sistemas de drenagem urbana e controle de inundações, estudos hidrológicos com a utilização de modelos matemáticos são as ferramentas consideradas mais adequadas (DU et al., 2012; GARCIA, PAIVA, 2006). Esses modelos, também chamados de hidrológicos, podem prever os impactos decorrentes de diferentes cenários de evolução da ocupação da bacia nas inundações, bem como de diferentes soluções de intervenções no sistema de drenagem, gerando subsídios fundamentais para o planejamento e disciplinamento do uso do solo (DECINA, 2012; SURIYA, MUDGAL, 2012).

A previsão de impactos devido à expansão urbana pode orientar a tomada de medidas controladoras ou reguladoras de tal expansão, como, por exemplo, a melhoria do ordenamento legal que disciplina o uso do solo e instrumentos de fiscalização do seu atendimento. Outro benefício de estudos dessa natureza pode ser o de auxiliar a definir taxas de cobrança pelo serviço público de drenagem de águas pluviais, instrumento previsto na Lei Federal n.11.445/2007, que estabelece o Marco Regulatório do Saneamento Básico e define que tal cobrança em cada lote urbano deve levar em conta os percentuais de impermeabilização e a existência de dispositivos de amortecimento ou de retenção de água de chuva (BRASIL, 2007).

Aliado aos modelos hidrológicos, as técnicas de geoprocessamento têm se mostrado importantes na representação hidrológica, ao possibilitar a obtenção, manuseamento e edição de dados espaciais, além da sua capacidade de gerar mapas, tornando sua utilização quase que indispensável ao representar informações da realidade da área (BUCHELE et al., 2006; MERWADE et al., 2008).

Nesse contexto, este estudo visa verificar os iminentes impactos da urbanização sobre as inundações urbanas na área da bacia hidrográfica do rio Cuiá, estimando as consequências desse fenômeno por meio de diferentes cenários de uso e ocupação do solo.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O trabalho tem como objetivo geral avaliar os impactos da urbanização sobre as inundações urbanas na bacia hidrográfica do rio Cuiá.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Caracterizar as vazões geradas e áreas inundáveis para a condição de atual de uso do solo na bacia para diferentes precipitações de projeto;
- Estimar os impactos de cenários de urbanização sobre as vazões de pico e tempo de pico nas sub-bacias.
- Estimar os impactos que cenários de urbanização terão sobre as inundações.

1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está estruturada em seis capítulos, desencadeando as informações de forma a apresentar uma leitura mais lógica e agradável.

O capítulo 2 apresenta a fundamentação teórica e referencial bibliográfico dos assuntos inerentes ao trabalho, como inundações urbanas, drenagem urbana, modelagem hidrológica e mapeamento de inundações.

O capítulo 3 apresenta a metodologia utilizada no trabalho. Descreve-se a área de estudo, o processamento do modelo digital de elevação (MDE), a caracterização da rede de drenagem, a determinação dos eventos críticos de precipitação, os modelos hidrológicos e seus parâmetros, o mapeamento das inundações e as simulações dos cenários de urbanização.

No capítulo 4, são apresentados os resultados e discussões a respeito das análises das redes de drenagem, das análises de sensibilidade de parâmetros, e das simulações hidrológicas e hidrodinâmicas.

No capítulo 5, são apresentadas as conclusões e recomendações e, no capítulo 6, as referências utilizadas neste trabalho.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Na simulação dos impactos da urbanização sobre as inundações urbanas, algumas considerações inerentes à drenagem urbana devem ser ressaltadas. Dessa forma, neste capítulo são abordados conceitos referentes à questão da urbanização e seus impactos no ciclo hidrológico, com destaque para as inundações, que constituem o foco deste estudo. São, portanto, analisados os aspectos referentes ao seu controle e sua relação com o planejamento da drenagem urbana e, por fim, são abordados os conceitos de modelagem hidrológica e mapeamento de inundações, que são ferramentas utilizadas neste trabalho.

2.1 A URBANIZAÇÃO E SEUS IMPACTOS SOBRE O SISTEMA DE DRENAGEM

O crescimento urbano ocorrido nos países em desenvolvimento tem sido significativo desde a década de 70. De acordo com projeções das Nações Unidas, até 2100 a população mundial deverá passar dos 10,9 bilhões de habitantes, com crescimento preponderante nos países mais pobres (UNITED NATIONS, 2013).

No Brasil, a população residente em centros urbanos tem crescido de forma acelerada nas últimas décadas, mas a tendência para os próximos anos é uma taxa pequena de crescimento nas metrópoles e um crescimento mais acentuado nas cidades médias e polos regionais de desenvolvimento (JHA, BLOCH, LAMOND, 2012; TUCCI, 2002).

O aumento da população e a consequente ampliação das cidades devem ser sempre acompanhados do crescimento de uma infraestrutura urbana que proporcione aos habitantes uma mínima condição de vida. Entretanto, a ausência de políticas de desenvolvimento e de uso ordenado do solo tem evidenciado um processo de ocupação de forma descontrolada, sem considerar as características dos recursos naturais, resultando na exposição da população a condições precárias de moradia e saneamento ambiental.

O processo de urbanização também resulta em problemas ambientais, uma vez que influencia diretamente na abertura indiscriminada de loteamentos, invasão de áreas de preservação, retirada de vegetação nativa e o consequente aumento da impermeabilidade do solo. Considera-se, ainda, uma maior geração de resíduos sólidos, aumento dos sedimentos ao longo dos rios, poluição da água e do solo, aumento da temperatura da água, aumento dos picos de vazões, entre outros.

As respostas advindas das intervenções sobre os processos naturais nos centros urbanos, sobretudo os desempenhados pela cobertura vegetal (interceptação, transpiração,

infiltração, percolação etc), constituem-se num dos fatores mais importantes que afetam a produção de água na bacia hidrográfica. A expansão de áreas urbanas, caracterizada, principalmente, pela impermeabilização da bacia, provoca a diminuição da capacidade de dissipação das águas pluviais, o que faz aumentar o escoamento superficial, fator de grande influência na drenagem natural, resultando no incremento de inundações no meio urbano (RIGUETO, 2009).

Estudos que relacionam a densidade habitacional e permeabilidade são importantes para o prognóstico de futuras áreas impermeáveis e auxiliam o planejamento e gerenciamento do uso/ocupação do solo (MENEZES FILHO, TUCCI, 2012; REIS, PEREIRA FILHO, SILVEIRA, 2011). Nesse contexto, Fontes e Barbassa (2003) analisaram a ocupação de áreas livre de lotes na cidade de São Carlos-SP e sua influência na permeabilidade, por meio de estudos dos parâmetros relacionados ao sistema de drenagem, constatando que devido à cimentação em áreas livres, a impermeabilização aumentou em mais de 55%.

O sistema de drenagem se destaca como um dos mais propensos a sofrer com as consequências dos processos do crescimento populacional, tanto em razão das dificuldades do esgotamento das águas pluviais, quanto em razão da interferência dos outros sistemas de infraestrutura, sendo, assim, mais facilmente comprovada a sua ineficiência (BRASIL, 2006). Essa ineficiência, inclusive, pode gerar perdas econômicas, materiais e humanas.

A análise de áreas impermeáveis associadas às características da rede de drenagem é um bom indicador de locais propensos às inundações em áreas urbanas (GUERRA, CUNHA, 2006). Esse fato pode ser verificado em função do elevado número de contribuições que as pesquisas têm apresentado ao longo dos últimos anos, por meio de estudos que relacionam a urbanização às inundações urbanas (MOTTA JR., TUCCI, 1984; SURIYA, MUDGAL, 2012).

Campana e Tucci (2001) avaliaram o impacto da urbanização nos hidrogramas da maior bacia de Porto Alegre - RS, considerando o tipo de ocupação e densidade populacional em diferentes cenários de urbanização com a implantação do Plano Diretor Urbano, e constataram que a implantação de áreas livres em áreas construídas diminuiu em 5% o impacto da urbanização sobre as inundações.

Du et al. (2012) analisaram os efeitos da urbanização nos eventos de inundação em uma bacia da província Jiangsu, China, considerando cenários diferentes de urbanização, por meio da avaliação do aumento das áreas impermeáveis e suas implicações no aumento das vazões de pico e nos volumes gerados, e constataram que inundações de pequeno porte (volumes pequenos) são mais sensíveis à urbanização.

2.2 INUNDAÇÕES URBANAS

As inundações urbanas são capazes de gerar impactos econômicos e sociais significativos sobre a sociedade. Por essa razão, o conhecimento de seus processos e consequências é de essencial importância para que haja um planejamento da ocupação do espaço urbano com infraestrutura e condições que evitem tais impactos (TUCCI, PORTO, BARROS, 1995).

A ocorrência de inundações está relacionada ao fato do volume de escoamento superficial ultrapassar a capacidade máxima dos cursos d'água que drenam as cidades. Esses eventos podem ocorrer devido ao comportamento natural dos rios ou maximizados pelo resultado da alteração produzida pelo homem na urbanização, decorrentes da impermeabilização das superfícies e canalização dos rios (DINGMAN, 2002).

Philippi Jr. (2005) diferencia enchente e inundação, afirmando que enchente ocorre na bacia hidrográfica quando há precipitação e o nível d'água aumenta sem ocorrer transbordamento (sem sair do leito menor), enquanto a inundação caracteriza-se quando houver extravasamento (Figura 1). Em estudos sobre o meio urbano, usualmente também é empregado o termo alagamento, definido como um acúmulo momentâneo de águas em uma dada área por problemas no sistema de drenagem, podendo ter, ou não, relação com processos de natureza fluvial (TOMINAGA, SANTORO, AMARAL, 2009).

As inundações são consideradas como o “desastre natural” com maior número de ocorrências no mundo e, no Brasil, o número de eventos tem aumentado nos últimos anos (CRED, 2012). Essa tendência é verificada em função de um crescimento populacional recente e pela falta de políticas de ordenamento do solo e de drenagem urbana, que impactam de maneira direta a infraestrutura hídrica das cidades (Figura 2).

As inundações podem ser resultantes de dois processos oriundos do escoamento pluvial, os quais acontecem em conjunto ou separadamente: inundações ribeirinhas e inundações em razão da urbanização (TUCCI, PORTO, BARROS, 1995).

Figura 1 – Perfil esquemático do processo de enchente e inundação.



Fonte: Ministério das Cidades/IPT (2007 apud TOMINAGA, SANTORO, AMARAL, 2009).

Figura 2 – Impactos da urbanização sobre o escoamento.



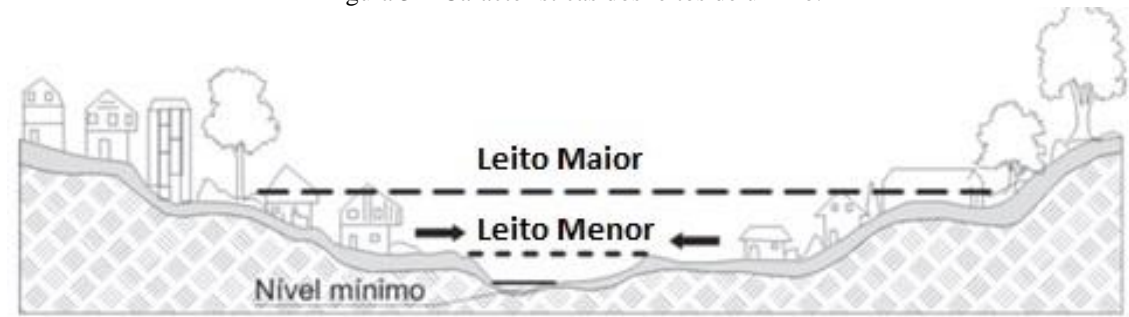
Fonte: Tucci (2008).

2.2.1 Inundações ribeirinhas

As inundações nas áreas ribeirinhas são resultados de precipitações intensas e do excesso de volume de água que não consegue ser drenado, ocupando a várzea de acordo com

a topografia das áreas próximas aos rios. Esse tipo de inundação ocorre quando o escoamento atinge níveis superiores ao leito menor do rio, atingindo o leito maior (Figura 3).

Figura 3 – Características dos leitos de um rio.



Fonte: adaptado de Tucci (2008).

As condições hidrológicas que produzem as inundações ribeirinhas podem ser naturais ou artificiais. As condições naturais são aquelas cuja ocorrência é propiciada pela bacia em seu estado natural, tais como: relevo, tipo de precipitação, cobertura vegetal e capacidade de drenagem. As condições artificiais, por sua vez, são aquelas provocadas pela ação do homem, como exemplo: urbanização, desmatamento e obras hidráulicas.

Os problemas resultantes desse tipo de inundação dependem do grau de ocupação da várzea pela população e de sua frequência de ocorrência. Os incidentes mais preocupantes têm acontecido pela falsa sensação de segurança causada pela baixa frequência de inundações, fazendo com que habitantes de baixa renda desprezem os riscos e ocupem áreas ribeirinhas (TUCCI, BERTONI, 2003).

O antigo gerenciamento de drenagem e controle de inundações não incentivava a prevenção desses problemas, já que, à medida que ocorria a inundação, os municípios declaravam calamidade pública e recebiam recurso a fundo perdido (TUCCI, 2008). Entretanto, com a criação do Centro Nacional de Gerenciamento de Riscos e Desastres (CENAD), e posteriormente, do Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN), o acompanhamento, em várias cidades, das condições de riscos hidrológicos para se antever a eventos de inundações são de importância fundamental dentro do gerenciamento e controle de inundações.

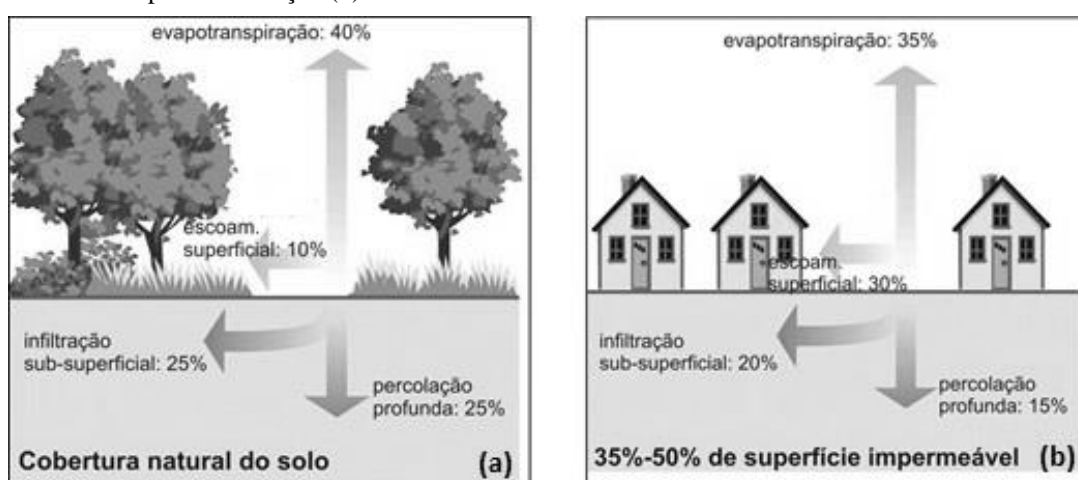
2.2.2 Inundações em razão da urbanização

As inundações em razão da urbanização são resultantes da impermeabilização do solo e aceleração do escoamento por meio de condutos e canais devido à ocupação do solo. Ocorre

quando grande quantidade de água chega aos drenos, produzindo um transbordamento em áreas que, quando eram permeáveis, não aconteciam.

Com a impermeabilização do solo por meio de telhados, ruas, calçadas e pátios, a água que infiltrava passa a escoar pelos condutos, aumentando o escoamento superficial. O volume que escoava lentamente pela superfície do solo e ficava retido pelas plantas, com a urbanização, passa a escoar no canal, exigindo maior capacidade de escoamento das seções (TUCCI, 2005a) (Figura 4).

Figura 4 – Efeitos da urbanização sobre o ciclo hidrológico em condição natural (a) e em processo de impermeabilização (b).



Fonte: U.S Environmental Protection Agency (1998).

Em parte, esses eventos têm ocorrido devido à concepção inadequada dos projetos de drenagem urbana, que visa apenas drenar, o mais rápido possível, os escoamentos a jusante das áreas projetadas, contribuindo com o aumento das vazões máximas, da frequência e dos níveis das inundações (TUCCI, BERTONI, 2003).

A falta de planejamento e gerenciamento para tratar dos efeitos da urbanização no ciclo hidrológico resulta em um alto investimento financeiro por partes das instituições públicas. Primeiro, por causas das ações imediatistas que são postas em prática após eventos críticos acontecerem, resultando em soluções caras e de caráter temporário. E segundo, devido ao gasto público para remediar os danos causados na infraestrutura das cidades. Por esse motivo, é necessário investir em técnicas sustentáveis de controle e gerenciamento das águas urbanas, para que haja prevenção de eventos dessa magnitude (SOUZA, CRUZ, TUCCI, 2012).

2.3 CONTROLE DE INUNDAÇÕES

A convivência com as inundações é possível a partir da implantação de medidas de controle, que contemplam ações de engenharia de cunho social, econômico e administrativo. A reunião de todos esses aspectos constitui um plano de proteção contra inundações, que tem como objetivo minimizar os riscos a que as populações estão sujeitas e diminuir os prejuízos causados pelas inundações, possibilitando, assim, o desenvolvimento urbano de forma sustentável.

As intervenções na drenagem urbana incluem diferentes aspectos, tais como, soluções de engenharia, projetos de arquitetura e questões legais e econômicas. Cada um desses itens necessita de uma gestão integrada. Entretanto, em nossa realidade, as questões climáticas e socioeconômicas tendem a dificultá-la (GOLDENFUM et al., 2007).

Os princípios para controle de inundações urbanas, segundo Tucci, Porto e Barros (1995), são:

- considerar a bacia como sistema (as medidas não podem reduzir o impacto de uma área em detrimento a outra);
- analisar as medidas de controle no conjunto da bacia (estruturais e não-estruturais);
- considerar como meios de implantação de controle de enchentes o Plano Diretor Urbano, as Legislações Municipal, Estadual e Federal e o Manual de Drenagem;
- não ampliar a cheia natural;
- seguir as normas técnicas de projeto e execução de obras de drenagem.

As medidas de controle são classificadas, de acordo com sua natureza, em estruturais ou não estruturais, e dificilmente estão dissociadas.

2.3.1 Medidas estruturais

As medidas de controle estruturais são intervenções de engenharia que modificam o sistema fluvial, evitando os prejuízos decorrentes das inundações. Para Canholi (2005), são obras que visam à correção e/ou prevenção de problemas decorrentes das enchentes.

De acordo com Tucci e Bertoni (2003), as medidas de controle estruturais podem ser classificadas em extensivas e intensivas. As medidas extensivas são aquelas que agem na bacia, procurando modificar as relações entre precipitação e vazão, como a modificação da cobertura vegetal no solo, que reduz e retarda os picos de enchente e controla a erosão da bacia. Por outro lado, as medidas intensivas são aquelas que agem no rio e podem ser de

quatro tipos: de aceleração do escoamento; de retardamento do escoamento; de desvio do escoamento; e de ações individuais que tornem edificações a prova de enchentes (CANHOLI, 2005).

Segundo Tucci, Porto e Barros (1995), as medidas de controle estruturais do escoamento podem ser classificadas, de acordo com sua ação na bacia hidrográfica, em:

- na fonte: tipo de controle que atua sobre o lote, praça e passeios;
- na microdrenagem: controle que age sobre o hidrograma resultante de um ou mais loteamentos;
- na macrodrenagem: controle sobre os principais riachos urbanos.

As medidas de controle estruturais são essenciais e necessárias para a solução de grande parte dos problemas de inundações urbanas. Porém, além de onerosas, não representam por si só soluções eficazes e sustentáveis dos problemas mais complexos de drenagem urbana. As melhores soluções são alcançadas por meio da compreensão mais integrada do ambiente urbano e das relações entre os sistemas que o compõem. Nesse sentido, diversas estratégias são necessárias para solucionar os problemas que não podem ser resolvidos simplesmente através da construção de grandes obras de drenagem.

Nas últimas duas décadas, novas formas de gerenciamento das águas urbanas tem sido desenvolvidas para obter melhores respostas ambientais, econômicas e sociais. Conhecido como Drenagem Urbana Sustentável, esse conceito tem como principal atrativo a utilização de estratégias/técnicas para solucionar os problemas de drenagem sem precisar de grandes obras de engenharia. Também conhecidas por *Best Management Practices* (BMPs), as técnicas de controle sustentável do escoamento superficial têm sido aplicadas em diversos países com diferentes nomenclaturas (ELLIOT, TROWSDALE, 2007).

Um dos mecanismos que tem se destacado é conhecido como Desenvolvimento Urbano de Baixo Impacto (*Low Impact Development* - LID), que atua, principalmente, no estímulo aos processos físicos, químicos e biológicos naturais, de modo a se aproximar do ciclo natural, buscando minimizar os impactos ambientais e gastos com sistemas de tratamento (GILROY, McCUEN, 2009; JIA et al., 2012; SOUZA, 2005).

A abordagem proposta no LID contempla medidas de controle que tem como principal objetivo a gestão e restauração de funções hidrológicas naturais do local para atingir objetivos de proteção do recurso natural e o do ambiente inserido (U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY, 2000).

Esse novo modelo incorpora técnicas inovadoras de engenharia, como a construção de estacionamentos permeáveis e de canais abertos com vegetação, a fim de atenuar as vazões de

pico e reduzir a concentração de poluentes das águas de chuva nas áreas urbanas. É relacionado com as seguintes diretrizes:

- novos empreendimentos não podem aumentar a vazão de pico das condições naturais (ou prévias) controle da vazão de saída;
- planejar o conjunto da bacia para controle do volume;
- evitar a transferência dos impactos para jusante.

Além do benefício de reduzir as inundações, técnicas de controle na fonte geralmente aumentam a recarga dos aquíferos, reduzem os efeitos das ilhas de calor, melhoram a qualidade de água e o aspecto visual do local inserido (U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY, 2009).

Souza (2005) apresentou resultados referentes às simulações matemáticas em uma bacia fictícia, apresentando o desempenho da técnica de LID e as vantagens de utilizá-la.

2.3.2 Medidas não estruturais

As medidas de controle não estruturais possuem caráter preventivo, onde os prejuízos são reduzidos pela melhor convivência da população com as inundações e, geralmente, não envolvem nenhuma obra de engenharia. Em geral, são especificadas como: previsão e alerta a inundações; seguro contra inundações; zoneamento de áreas inundáveis; ordenamento legal e jurídico; educação e conscientização ambiental.

Os sistemas de previsão e alerta são compostos de dados em tempo real, transmissão de informações para um centro de análise e previsão em tempo atual, por meio de modelos matemáticos. No Brasil, em 2011 foi criado o Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN), para realizar o monitoramento, por meio das salas de situação, e alertar sobre a iminência de desastres naturais. As informações coletadas são repassadas para o Centro Nacional de Gerenciamento de Riscos e Desastres (CENAD), que é o responsável pelo alarme à população e articulação das ações de respostas aos desastres, enquanto a Defesa Civil tem a função de mobilizar e efetivar as respostas aos eventos. Dessa forma, tem-se uma interessante estrutura de controle às inundações, mas que deve ser complementada com outras ações, como os planos diretores de drenagem urbana, por exemplo.

O seguro contra inundações permite aos indivíduos ou empresas a obtenção de uma proteção econômica para as perdas decorrentes dos eventos de inundação. Já o zoneamento de

áreas inundáveis consiste na determinação dos riscos de inundação, no mapeamento das áreas inundáveis e, por fim, na regulamentação do uso da terra e das áreas inundáveis.

Tucci e Villanueva (1999) ressaltam o importante papel das medidas não estruturais ao analisarem diferentes soluções para o controle de inundações nas cidades de União da Vitória e Porto União, ambas no estado do Paraná. Ao comparar as medidas estruturais às não estruturais, os autores recomendam a adoção destas últimas, devido aos menores custos envolvidos e aos menores impactos ambientais. Ainda enfatizam que, muitas vezes, a opção de medidas estruturais tem fins políticos, pois a construção de obras é muito mais visível pela população, possuindo maior apelo em campanhas eleitorais.

Um mecanismo de controle não estrutural tem sido avaliado, o qual é caracterizado pela cobrança pela drenagem urbana de águas pluviais. Cançado, Nascimento e Cabral (2005) avaliam a possibilidade de criação de uma taxa de drenagem urbana de forma a autofinanciar o sistema, comparando dois tipos de controle estrutural, sendo uma medida clássica e a outra do segmento sustentável, verificando que a medida alternativa seria menos onerosa para os usuários do sistema.

2.4 DRENAGEM URBANA

O dimensionamento dos sistemas de drenagem urbana é definido em função do tempo de retorno adotado. O tempo de retorno (Tr) é o inverso da probabilidade (p) de um determinado evento hidrológico ser igualado ou excedido em um ano qualquer (Eq.1) (IPH, 2005).

$$Tr = \frac{1}{p} \quad (\text{Eq. 1})$$

Onde: Tr = tempo de retorno (anos); p = probabilidade.

Portanto, ao determinar que uma obra seja projetada com um período de retorno de Tr anos, decide-se o risco a que a população ainda está sujeita, mesmo depois da obra. O risco é a probabilidade de uma determinada obra vir a falhar pelo menos uma vez em n anos (Eq. 2).

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^n \quad (\text{Eq. 2})$$

Onde: R = risco de falhar (anos); Tr = tempo de retorno (anos); n = quantidade de anos.

O risco vai definir a relação entre os investimentos envolvidos para reduzir a frequência das inundações e os prejuízos aceitos. A definição do risco adequada é baseada em

estudos sociais e econômicos dos impactos das inundações. Entretanto, usualmente, a definição do risco é adotada com base em valores encontrados na literatura (Quadro 1).

Quadro 1 – Valores de tempo de retorno (Tr) recomendados.

Sistema	Característica da área	Intervalo Tr (anos)	Valor usual (anos)
Microdrenagem	Residencial	2-5	2
	Comercial	2-5	5
	Áreas de prédios públicos	2-5	5
	Aeroporto	5-10	5
	Áreas comerciais e avenidas	5-10	10
Macro drenagem		10-25	10
Zoneamento de áreas ribeirinhas		5-100	100

Fonte: IPH (2005).

Após a definição do tempo de retorno, o parâmetro mais importante a considerar é a chuva de projeto, ou seja, o pico do deflúvio associado a uma precipitação crítica e a um determinado risco assumido (CANHOLI, 2005). A chuva de projeto é entendida como a ocorrência extrema de precipitação, com duração, distribuição temporal e espacial crítica para uma bacia hidrográfica, retratada pontualmente pela curva Intensidade-Duração-Frequência (IDF) (TUCCI, 1997).

As curvas IDF, também conhecidas como equações de chuvas intensas, são equações que expressam a relação analítica entre a intensidade, a duração e a frequência das chuvas intensas sobre a região estudada. Ao correlacionar a intensidade e a duração das chuvas, verifica-se que, quanto maior for a intensidade, menor será a duração. De forma genérica, as curvas IDF podem ser representadas pela Equação 3.

$$i = \frac{a \cdot Tr^b}{(t+c)^d} \quad (\text{Eq. 3})$$

Onde: i = intensidade de chuva (mm/h); Tr = tempo de retorno (anos); t = duração da chuva (min); a, b, c, d = coeficientes ajustados para cada localidade.

A duração da chuva corresponde à duração do evento pluvial de um dado tempo de retorno que conduza à máxima vazão no rio e deve ser longa o suficiente para que toda a

bacia contribua no local de estudo. Em geral, utiliza-se o tempo de concentração para definir essa duração.

Conceitua-se tempo de concentração como o espaço de tempo decorrido durante uma precipitação sobre toda a bacia, necessário para que toda essa precipitação escoe até o exutório (FERNANDES, 2004). Trata-se de um parâmetro hidrológico que depende das diversas características fisiográficas da bacia hidrográfica e difícil de ser estabelecido com critério porque há pouca informação sobre a aplicabilidade das diversas fórmulas empíricas disponíveis (SILVEIRA, 2005).

Devido à dificuldade em definir qual fórmula é mais indicada para o cálculo do tempo de concentração, alguns estudos tem analisado os seus desempenhos em bacias urbanas e rurais (TUCCI, PORTO, BARROS, 1995). Silveira (2005) comparou o desempenho de 23 fórmulas de tempo de concentração para bacias urbanas e rurais, verificando o ajuste de dados observados com dados simulados.

A representação do volume total das chuvas de projeto é feita por métodos de distribuição temporal de precipitações. São métodos bastante difundidos na literatura que, em geral, consideram a duração da chuva, sua intensidade e o passo de tempo. De acordo com Canholi (2005) e Tucci, Porto e Barros (1995), um dos métodos mais utilizados é o dos Blocos Alternados, onde as precipitações acumuladas são estimadas para cada passo de tempo adicional da discretização pela curva IDF e, em seguida, calculados os incrementos de precipitação. Esses incrementos são dispostos, então, de forma alternada ao redor do pico de precipitação, situado na metade da duração total do evento chuvoso.

2.5 MODELAGEM HIDROLÓGICA

2.5.1 Modelo Digital de Elevação

A relação da hidrologia com o geoprocessamento é baseada, principalmente, no uso de Modelos Digitais de Elevação (MDE). Estes são representações numéricas da topografia, compostos por células que contêm informação de elevação. São subsídios fundamentais para as aplicações dos Sistemas de Informações Geográficas (SIG) e estão inteiramente relacionados com a caracterização física de bacias hidrográficas e do sistema de drenagem, os quais constituem uma importante inicialização para os estudos hidrológicos (PAZ, COLLISCHONN, 2007).

Os MDEs têm sido utilizados na modelagem hidrológica principalmente na delimitação automática de bacias e extração de redes de drenagem. Porém, seus problemas ao representar a topografia já são bem conhecidos e erros nessa representação comprometem a qualidade dos dados primários e influenciam em parâmetros derivados desse produto (CALLOW, VAN NIEL, BOGGS, 2007; FISHER, 1998).

A elaboração dos MDEs tem que ser feita com cuidado e avaliando as características específicas de cada situação. Vários estudos têm tido como objetivo avaliar e comparar a influência de diferentes métodos de interpolação na representação do terreno (CHAPLOT et al., 2006; PIRES et al., 2005; WISE, 2007; ZEILHOFER, 2001).

A partir do MDE, pode-se caracterizar a rede de drenagem, por meio da determinação das direções de fluxo, das áreas acumuladas e, por fim, da extração da rede de drenagem. Essa caracterização permite que seja feita uma série de procedimentos, como a identificação da área de drenagem (BUARQUE, PAZ, COLLISCHONN, 2008).

As direções de fluxo constituem o plano de informações básico, derivado de um MDE em formato *raster*, para suporte a estudos hidrológicos. O procedimento mais comum consiste em considerar uma única direção de fluxo para cada pixel do MDE, sendo essa direção atribuída para um de seus 8 vizinhos.

As áreas de drenagem acumuladas são determinadas com base, exclusivamente, nas direções de fluxo, onde cada pixel recebe o valor correspondente ao somatório das áreas de todos os pixels, cujo escoamento contribui para o pixel analisado.

A partir das direções de fluxo e da indicação da localização do exutório, determina-se a delimitação da bacia hidrográfica contribuinte ao referido exutório. O procedimento é bastante simples e consiste em, para cada pixel da imagem, percorrer o caminho de fluxo até sair da imagem ou até encontrar o pixel que representa o exutório da bacia (JENSON, DOMINGUE, 1988 apud PAZ, COLLISCHONN, 2007).

Em alguns casos, o MDE pode não representar a topografia do terreno de forma suficiente a permitir a derivação do traçado da rede de drenagem seguindo o traçado real. Um procedimento para contornar isso consiste na aplicação de métodos de adequação do MDE. Entre esses métodos, destaca-se o *stream burning*, o qual consiste em transformar uma rede de drenagem vetorial disponível em formato *raster* e aplicá-la ao MDE em estudo, modificando os valores de elevação do modelo (CALLOW, VAN NIEL, BOGGS, 2007; HUTCHINSON, 1989; KENNY, MATTHEWS, 2005; PAZ et al., 2008). O emprego do procedimento de *stream burning* pode fazer com a rede de drenagem extraída se aproxime

mais da drenagem real, sendo ainda, um procedimento simples, de eficiência computacional e que modifica poucas células no modelo.

2.5.2 Modelos chuva-vazão

Os modelos chuva-vazão representam a parte do ciclo hidrológico entre a precipitação e a vazão. Dingman (2002) afirma que esses modelos devem simular os processos físicos, segundo os quais a água se move da superfície do terreno até os córregos, incluindo quando as chuvas extremas resultam em inundações ou quando há mudanças no uso do solo, como o desmatamento e urbanização.

As vazões geradas com os modelos chuva-vazão são determinadas em função da precipitação, tanto para cenários existentes, quanto previstos para as bacias, e são propagadas pela rede de drenagem principal por meio de modelos de simulação de escoamento, como modelos hidrodinâmicos unidimensionais (1D) ou modelos mais simplificados.

Modelos de simulação chuva-vazão podem descrever a distribuição espacial da precipitação, as perdas por interceptação, por evaporação e pela depressão do solo, o fluxo através do solo pela infiltração, percolação e água subterrânea, além do escoamento superficial, sub-superficial e no curso d'água.

Ao usar esses modelos, devem-se considerar os seguintes aspectos: os objetivos; as limitações na representação dos processos para os objetivos; a qualidade e a quantidade das informações utilizadas; e as características da bacia estudada.

A estrutura dos modelos hidrológicos de chuva-vazão é baseada nos seguintes elementos (TUCCI, 2005b):

- discretização da bacia hidrográfica: concentrado, distribuído por sub-bacias, distribuído por módulos;
- variáveis temporais de entrada: precipitação, evapotranspiração, vazão;
- estrutura básica da integração dos processos: bacia e canal;
- aquisição de dados físicos das bacias.

Os modelos hidrológicos de transformação chuva-vazão mais utilizados são os modelos matemáticos, os quais são fundamentados em equações matemáticas que descrevem, de forma simplificada, o ciclo hidrológico em uma bacia hidrográfica.

Entre os principais usos desse tipo de modelo, tem-se o dimensionamento e previsão de cenários de planejamento e a avaliação dos efeitos resultantes da modificação do uso do solo (TUCCI, 2005b).

IPH II

O modelo IPH II, desenvolvido no Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), é um modelo hidrológico chuva-vazão do tipo concentrado, ou seja, considera que todas as variáveis de entrada e de saída são representativas de toda a área estudada. Composto de algoritmos para representação de perdas por evaporação e interceptação, separação de escoamentos, propagação do escoamento superficial e do escoamento subterrâneo, esse modelo foi desenvolvido com o objetivo de alcançar a máxima parcimônia no uso de parâmetros e para ser utilizado em bacias de diferentes tamanhos e características (TUCCI, 2005b).

Os parâmetros que compõem o modelo IPH II são:

T_c → tempo de concentração da bacia;

I_o → capacidade de infiltração inicial do solo;

I_b → capacidade de infiltração mínima do solo;

h → parâmetro de decaimento da infiltração no solo;

K_s → tempo de retardo do escoamento superficial;

K_{sub} → tempo médio de esvaziamento do reservatório de escoamento subterrâneo;

$R_{m\acute{a}x}$ → capacidade máxima do reservatório de interceptação.

Na sequência, apresenta-se uma breve descrição do modelo baseado na literatura (BRAVO et al., 2006; GERMANO, TUCCI, SILVEIRA, 1998; MAZIERO, 2010; TUCCI, 2005b).

Perdas por evaporação e interceptação

Este algoritmo calcula a parcela da chuva que evapora e a parcela que fica retida por interceptação da cobertura vegetal e das depressões.

A precipitação interceptada pela cobertura vegetal e depressões do solo é modelada por um reservatório que tem uma capacidade máxima $R_{m\acute{a}x}$ e uma variável de estado R_t . A precipitação restante é a entrada do algoritmo de separação do escoamento.

Quando a precipitação não é suficiente para atender a evapotranspiração potencial, parte é atendida pelo reservatório de perdas e o restante pode ser retirado do solo, de acordo com seu conteúdo de umidade. A retirada de água do solo é obtida por uma relação linear entre a porcentagem de evapotranspiração potencial e a umidade do solo por meio da equação 4.

$$E_t = \frac{EP_t \cdot S_t}{S_{max}} \quad (\text{Eq. 4})$$

Onde: E_t = evapotranspiração no instante t ; EP_t = evapotranspiração potencial; S_t = estado de umidade da camada superior de solo; S_{max} = capacidade máxima de umidade da camada superior do solo e t é o tempo.

Separação do escoamento

Este algoritmo determina o volume de água precipitado resultante que irá escoar pela superfície ou infiltrar no solo. A água que precipita na área impermeável escoar superficialmente sem passar pelo algoritmo de infiltração, conforme equação 5. A área impermeável da bacia é representada pelo parâmetro A_{imp} .

$$V_{ES} = P_t \cdot A_{imp} \quad (\text{Eq. 5})$$

Onde: V_{ES} = volume escoado superficialmente; A_{imp} = taxa de área impermeável da bacia em porcentagem; P_t = precipitação resultante do algoritmo de perdas.

Portanto, a parcela da chuva que será usada no algoritmo de separação do escoamento terá subtraído o volume dado pelas áreas impermeáveis (Eq. 6).

$$P_t = P_t - V_{ES} \quad (\text{Eq. 6})$$

A separação do escoamento é baseada no algoritmo de Berthelot (1970 apud TUCCI, 2005b), a qual é utilizada a equação da continuidade (Eq. 7) em combinação com a equação de Horton (Eq. 8) para obter a infiltração, e uma função empírica para a percolação (Eq. 9).

$$\frac{dS}{dt} = I_t - T_t \quad (\text{Eq. 7})$$

$$I_t = I_o + (I_o - I_b) \cdot h^t \quad (\text{Eq. 8})$$

$$T_t = I_b(1 - h^t) \quad (\text{Eq. 9})$$

Onde: S_t = estado de umidade da camada superior do solo no tempo t ; I_t = infiltração no instante t ; T_t = percolação no instante t ; I_b = capacidade de infiltração quando o solo está saturado; I_o = capacidade inicial de infiltração do solo; $h = e^{-k}$; k = parâmetro empírico que depende das características do solo.

Substituindo as equações 8 e 9 na Equação 7 e integrando no intervalo de $t=0$ até t , temos:

$$S = S_o + \left(\frac{I_o}{\ln h} \right) \cdot (h^t - 1) \quad (\text{Eq. 10})$$

Onde: S_0 = estado de umidade do solo quando inicia a percolação; I_0 = capacidade de infiltração correspondente.

Isolando o termo h^t nas equações 8 e 9 e substituindo na equação 10, resultam duas equações que relacionam o armazenamento com a infiltração e percolação:

$$S_t = ai + bi \cdot I_t \quad (\text{Eq. 11})$$

$$S_t = bt \cdot T_t \quad (\text{Eq. 12})$$

Onde:

$$ai = \frac{-I_0^2}{\ln h(I_0 - I_b)} \quad (\text{Eq. 13})$$

$$bi = \frac{I_0}{\ln h(I_0 - I_b)} \quad (\text{Eq. 14})$$

$$bt = \frac{-I_0}{\ln h \cdot I_b} \quad (\text{Eq. 15})$$

Com essas equações, duas situações podem ocorrer na separação do escoamento:

Situação 1) $P_t > I_t$. Como a precipitação é maior que a capacidade de infiltração, a equação de Horton (Eq. 8) pode ser utilizada. O volume infiltrado (V_i) é a integral, no intervalo de tempo $[0, \Delta t]$ da equação de Horton, que resulta na equação 16. O volume de escoamento superficial (V_e) é definido pela equação 17, e o volume percolado (V_p) é obtido pela equação 18.

$$V_i = I_b \cdot \Delta t + \frac{I_t - I_b}{\ln h} (h^{\Delta t} - 1) \quad (\text{Eq. 16})$$

$$V_e = P_t \cdot \Delta t - V_i \quad (\text{Eq. 17})$$

$$V_p = S_t - S_{t+1} + V_i \quad (\text{Eq. 18})$$

Situação 2) $P_t < I_t$. Nesse caso, assume-se que toda precipitação se infiltra. Portanto, a infiltração é substituída pela precipitação na equação da continuidade. Substituindo ainda na equação da continuidade a percolação T em função de S (Eq. 12) e resolvendo a equação

diferencial da continuidade para o intervalo de tempo $t, t+1$, resulta na seguinte equação (Eq. 19), com $P(t)$ em $\text{mm}/\Delta t$.

$$S_{t+1} = S_t \cdot e^{\frac{-\Delta t}{bt}} + P_t \cdot bt \cdot (1 - e^{\frac{-\Delta t}{bt}}) \quad (\text{Eq. 19})$$

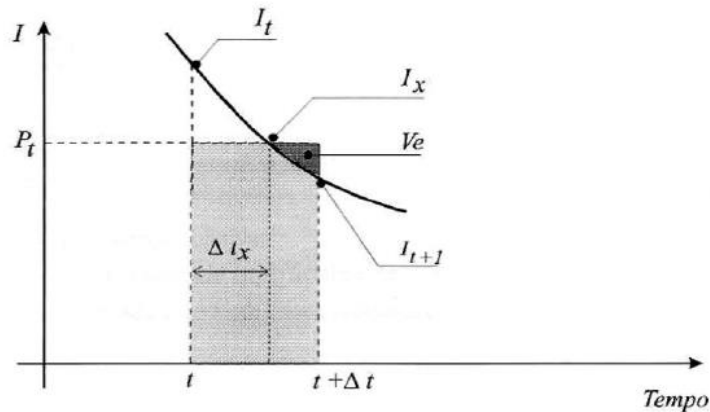
No fim do intervalo, I_{t+1} é obtido pela equação 11 e duas alternativas podem apresentar-se:

2a) $P_t < I_{t+1}$. Nessa situação, não haverá escoamento superficial ($V_e = 0$), o volume infiltrado (V_i) é toda a precipitação e o volume percolado é obtido pela equação 18.

2b) $P_t > I_{t+1}$. (Figura 5). Nessa situação, a curva de infiltração cruza a precipitação criando duas condições diferentes. Para encontrar o ponto x , divide-se o intervalo em dois. No ponto x , S_x é determinado com base em que $I = P$, pela equação 11. O intervalo de tempo Δt_x é obtido da equação 12, resultando na equação 20 a seguir. Conhecidos os intervalos, o primeiro é tratado como a situação 2a e o segundo como a situação 1.

$$\Delta t_x = -bt \cdot \ln\left(\frac{bt \cdot S_x - P}{bt \cdot S_t - P}\right) \quad (\text{Eq. 20})$$

Figura 5 - Situação 2a contemplada no algoritmo de infiltração do IPH II.



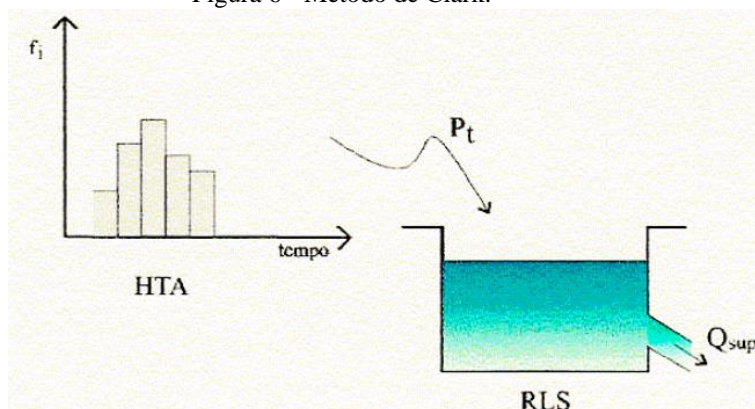
Fonte: Tucci (2005b).

Escoamento superficial: método de Clark

O método de Clark (1945 apud Bravo et al., 2006) é uma combinação do histograma tempo-área (HTA) com um reservatório linear simples (RSL) (Figura 6). O HTA representa a translação da chuva pelo deslocamento sobre a superfície da bacia. O reservatório linear

representa os efeitos de armazenamento das partículas de água no percurso até o ponto da saída da bacia.

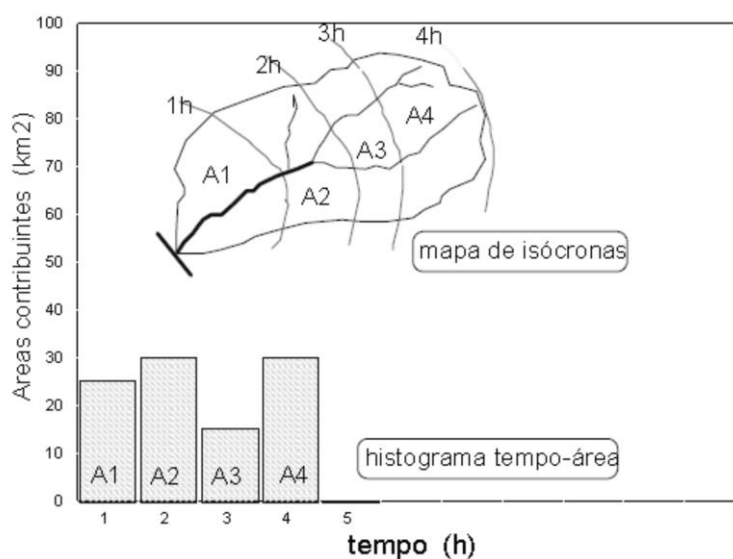
Figura 6 - Método de Clark.



Fonte: Bravo et al. (2006).

Para obter o HTA deve-se estimar o tempo de concentração da sub-bacia (T_c) e a posição das isócronas, que representam pontos com igual tempo de traslado até a seção de controle (Figura 7).

Figura 7 – Histograma Tempo/Área.



Fonte: Porto (1995 apud Bravo et al., 2006).

Entretanto, a determinação do HTA pode ser substituída, pelo uso de um histograma sintético. O referido histograma é obtido admitindo-se que o tempo de percurso é proporcional à distancia do ponto em estudo à seção principal, e em função da forma da bacia, a qual tendo formato retangular, $n = 1$, com formato de losango $n = 2$ e com formato intermediário $n = 1,5$. A área acumulada de contribuição é relacionada ao tempo de percurso pelas seguintes equações empíricas:

$$A_c = a \cdot T^n \quad \text{para } 0 < T < \frac{1}{2} \quad (\text{Eq. 21})$$

$$A_c = 1 - a \cdot (1 - T)^n \quad \text{para } \frac{1}{2} < T < 1 \quad (\text{Eq. 22})$$

$$a = (0,5)^n \quad (\text{Eq. 23})$$

Onde: A_c = área contribuinte acumulada dividida pela área total; t = tempo em unidades de tempo de concentração t_c ; n = coeficiente que varia com a forma da bacia.

Cada lâmina de chuva efetiva é distribuída no tempo pelo HTA e filtrada pelo reservatório linear simples (RLS). O escoamento superficial é definido pelo método do reservatório linear simples por meio da equação 24.

$$Q_{s_{t+1}} = Q_{s_t} \cdot e^{\frac{-\Delta t}{\Delta K_s}} + V_{s_{t+1}} \cdot (1 - e^{\frac{-\Delta t}{\Delta K_s}}) \quad (\text{Eq. 24})$$

Onde: Q_{s_t} = vazão superficial no instante t ; K_s = tempo médio de esvaziamento do reservatório; V_s = vazão superficial de entrada no reservatório.

A propagação do escoamento subterrâneo é obtida também pelo método do reservatório linear simples por meio da equação 25, onde o K_s é substituído pelo K_{sub} , e o V_s é substituído pelo V_p .

$$Q_{sub_{t+1}} = Q_{sub_t} \cdot e^{\frac{-\Delta t}{\Delta K_{sub}}} + V_{p_{t+1}} \cdot (1 - e^{\frac{-\Delta t}{\Delta K_{sub}}}) \quad (\text{Eq. 25})$$

Onde: Q_{sub_t} = vazão subterrânea no instante t ; K_{sub} = tempo médio de esvaziamento do reservatório subterrâneo; V_p = volume percolado.

Aplicação do modelo

O modelo IPH II é acoplado ao *software* WIN_IPH2 (Bravo et al., 2006), o qual possui interface gráfica de entrada e saída de dados.

A utilização desse programa computacional é condicionada à implantação de dados de entrada correspondentes à série de dados de precipitação, evaporação e vazões observadas, se houver. O próximo passo é, então, definir as características da bacia, as condições gerais de simulação e as condições iniciais. Dessa forma, os dados a serem introduzidos são a área da bacia, a percentagem de área impermeável, o coeficiente de forma do histograma tempo área sintético (HTA), o tempo de concentração, o intervalo de tempo da simulação, o número de

registros e os valores correspondentes às condições iniciais da simulação, que incluem o valor de percolação, vazão subterrânea e vazão superficial.

Definidas as informações de entrada no modelo, é necessário definir qual o módulo do programa será executado: simulação do modelo IPH II (série contínua ou evento isolado), processo de calibração manual (série contínua ou evento isolado), processo de calibração automática monobjetivo ou processo de calibração automática multiobjetivo.

O modelo está bem documentado na literatura, com estudos a respeito das calibrações dos parâmetros e simulações de cenários. Germano, Tucci e Silveira (1998) utilizaram o modelo IPH II para ajustar os parâmetros hidrológicos a eventos de cheia e características físicas de 28 bacias urbanas em 6 cidades brasileiras, uma vez que estas geralmente não dispõem de informações e há grande variabilidade de condições físicas. Por meio da análise da variabilidade dos parâmetros, foi possível orientar o uso do modelo para outras bacias brasileiras.

O trabalho desenvolvido por Maziero (2010) utilizou o modelo IPH II, aplicando o HTA-geoprocessado como variável de entrada no método de Clark. Ao comparar o modelo original e o modelo com o HTA-geoprocessado, observou-se que as alterações feitas no HTA não produziram resultados significativos no hidrograma final. A autora ainda comenta que esse resultado comprova a eficácia do modelo IPH II na representação de todos os processos, mesmo com poucos parâmetros.

Ainda com relação à calibração dos parâmetros do modelo IPH II, foram desenvolvidas técnicas de calibração automática, com o objetivo de tornar mais rápido e eficiente o processo de calibração. Para a estimativa dos parâmetros, o modelo utiliza funções objetivos, algoritmos de otimização e critérios de parada. Estes estão descritos em diversos trabalhos, como em Bravo, Collischonn e Tucci (2009) e Collischonn e Tucci (2003).

Tamiosso (2012) e Enomoto (2004) desenvolveram estudos de simulação hidrológica. O primeiro autor focou nas estimativas de disponibilidade hídrica em pequenas bacias, enquanto o segundo empregou uma metodologia que utiliza o modelo chuva-vazão IPH II para determinação das vazões máximas, a partir de chuvas de projeto. Para a determinação da chuva de projeto foi utilizado o método Chicago, que discretiza as chuvas obtidas pelas curvas IDF em intervalos de tempo definidos pelo usuário. Com as vazões, foi utilizado um modelo hidrodinâmico para propagação de vazões e estimativa de níveis de inundação e, enfim, elaborar os mapas de inundação na bacia do rio Palmital, na região metropolitana de Curitiba - PR.

O modelo IPH II necessita ser simulado para os eventos ou períodos que apresentam uma boa qualidade dos dados. Os principais limitantes nos modelos chuva-vazão se devem à variabilidade espacial das precipitações, às incertezas dos dados de evaporação, ao fator de escala entre processos pontuais e espaciais, à homogeneidade dos parâmetros e a erros de mensuração (erro humano). Além disso, há simplificações na consideração da heterogeneidade física da bacia e da simultaneidade com que os fenômenos acontecem. Tucci (2005b) acrescenta que as limitações no uso de modelos hidrológicos residem na qualidade dos dados de entrada e na sua quantidade. Esses modelos devem ser calibrados para verificar se fornecem previsões consistentes em comparação aos eventos já observados no passado.

Entretanto, na falta de dados observados, a utilização de dados da literatura, que tenham características similares ao do trabalho em estudo, pode ser uma alternativa para a definição dos parâmetros exigidos no modelo. Os valores dos parâmetros utilizados para o ajuste do modelo podem ser determinados por meio de um processo de tentativa e erro, analisando a sensibilidade dos parâmetros.

Na definição dos parâmetros $R_{\text{máx}}$, K_{sub} , I_b , h e I_o , podem ser observados os intervalos de valores sugeridos na literatura, como no trabalho de Germano, Tucci e Silveira (1998), objetivando evitar que o processo de análise de sensibilidade leve a valores dos parâmetros destituídos de qualquer significado físico.

2.5.3 Modelos hidrodinâmicos

O escoamento não permanente é o padrão mais comumente encontrado nos escoamentos fluviais e costuma-se representá-lo por modelos hidrodinâmicos, que levam em conta a variação no tempo e no espaço das variáveis do escoamento em um rio ou canal. A abordagem tradicional consiste no uso de modelos hidrodinâmicos 1D, adotando a simplificação de que o escoamento segue apenas na direção longitudinal do curso d'água. Com base na análise dos resultados dessa propagação, têm-se as áreas propensas às inundações para os eventos extremos de precipitação e são construídos mapas de inundação com caráter de planejamento.

Os modelos hidrodinâmicos 1D são baseados nas equações de continuidade e quantidade de movimento, desenvolvidas por Saint Venant (CUNGE, HOLLY, VERWEY, 1981). Entre os modelos hidrodinâmicos existentes, destaca-se o sistema de modelagem do *Hydrologic Engineering Center-River Analysis System* (HEC-RAS), um modelo amplamente difundido na literatura e o principal utilizado na modelagem hidrodinâmica unidimensional

(PONTES, 2011; PAZ, 2010; PAIVA, 2009; COOK, MERWDE, 2009; MERWADE, COOK, COONROD, 2008).

HEC-RAS

O sistema de modelagem HEC-RAS é um modelo de propagação do escoamento 1D ao longo de redes de canais de drenagem do tipo hidrodinâmico (BRUNNER, 2010), que tem sua utilização bastante difundida para simulações hidráulicas unidimensionais.

Esse sistema trabalha com escoamentos unidirecionais de regime permanente e não permanente e, também, com o transporte de sedimentos. A primeira etapa para a utilização desse programa é a definição da geometria do rio, onde define-se o tipo e os perfis de seção transversal, determinados por meio de cotas e distâncias, o coeficiente de rugosidade para cada trecho e a discretização espacial do rio.

No caso de haver algum tipo de obra na calha do rio ou em sua lateral, como pontes, barragens, vertedouros fechados, açudes, estações de bombeamento, estes também devem ser descritos nos dados geométricos, pois o HEC-RAS calcula as perdas de energia no escoamento causadas por tais estruturas.

Com relação ao módulo de regime não-permanente, o primeiro passo pode ser a entrada das condições iniciais do hidrograma a ser propagado, seguido das condições de contorno. A montante do rio ou canal pode-se utilizar um hidrograma de entrada e na condição de contorno a jusante, pode-se utilizar várias opções, dentre elas, uma declividade para se calcular a curva-chave. Por fim, escolhe-se o intervalo temporal utilizado na simulação.

Para facilitar a adição da geometria de canais, a plataforma HEC-GeoRAS foi desenvolvida para processar dados geográficos para serem utilizados no HEC-RAS. A plataforma permite, ainda, a importação dos dados simulados para análise espacial da planície de inundação simulada.

Estudos que utilizaram o HEC-RAS para simular impactos da ocupação urbana e os efeitos nas inundações estão bem documentados na literatura (CARVALHO, 2012; CORREIA, 2011). Decina (2012) utilizou a modelagem hidrológica para simular o desempenho de medidas de controle de inundações estruturais e não estruturais, em diferentes cenários de uso e ocupação do solo com tempos de retorno de 25, 50 e 100 anos, constatando que a utilização das medidas de controle em conjunto melhoram substancialmente as respostas às inundações urbanas.

Suriya e Mudgal (2012) utilizaram a modelagem hidrológica para verificar os efeitos causados pela urbanização em uma bacia hidrográfica em Channai, Índia. Comparando o cenário de 1976 com o de 2005, verificou-se que, em 2005, as áreas inundáveis aumentaram juntamente com as vazões de pico, em decorrência da crescente impermeabilização do solo.

2.6 MAPEAMENTO DE INUNDAÇÕES

O mapeamento das áreas de risco de inundação é uma ferramenta auxiliar importante para o controle e prevenção de inundações, uma vez que ajuda aos usuários a priorizar investimentos e permite que as autoridades e a população se preparem para desastres (BUCHELE et al., 2006).

Os mapas de inundação estão associados ao grau de risco da inundação e aos prejuízos que podem ser causados. Os mapas de perigo de cheia evidenciam a extensão das planícies de inundação, enquanto os mapas de risco de cheia evidenciam a extensão das planícies de cheia e bens sob risco de inundação nessas áreas (BARBOSA, 2006).

Os mapas elaborados utilizando uma base cartográfica confiável e adequada com a localização precisa dos elementos da bacia hidrográfica e de suas características hidráulicas, constituem material importante para avanços do setor técnico em relação à população, por serem ilustrativos dos problemas a serem solucionados, uma vez que a população tem dificuldade em perceber o espaço urbano e o sistema de drenagem como um todo.

Segundo Tucci e Bertoni (2003), os mapas de inundação podem ser de dois tipos:

- Mapa de Planejamento: define as áreas atingidas por cheias de tempos de retorno escolhidos;
- Mapa de Alerta: informa, em cada esquina ou ponto de controle, o nível da régua para o qual inicia a inundação. Esse mapa permite o acompanhamento da enchente por parte dos moradores e dos sistemas de alerta, com base nas observações das réguas.

O mapeamento das inundações é uma medida importante, se utilizado em conjunto com o zoneamento de áreas inundáveis, uma vez que define a ocupação das áreas de risco na várzea.

Os dados de níveis de inundação são, geralmente, obtidos a partir de modelos hidrológicos que, em função dos dados de escoamento permanente ou não permanente e dos dados geométricos da área estudada, definem quais são os níveis de inundação para cada uma das vazões desejadas.

Pesquisas que integram mapeamentos de inundações com a modelagem matemática estão em evidencia. Buchele et al. (2006) e Manfreda, Leo e Sole (2010) utilizaram a combinação dessas ferramentas para integrar os eventos críticos aos riscos associados e identificar áreas de inundação com auxílio de MDE.

Cook e Merwade (2009) avaliaram as influências que dados topográficos e informação de satélites de última geração tem no mapeamento de inundações, utilizando diferentes dados topográficos, criando mapas de inundação por meio de simulações com um modelo unidimensional e outro bidimensional, e compararam as manchas de inundação criadas por cada modelo.

Merwade et al. (2008) abordaram a questão das incertezas no processo de mapeamento de inundações, principalmente aquelas associadas aos dados de precipitação, fluxo dos rios, representação topográfica, técnicas e parâmetros de modelagem e operações geoespaciais.

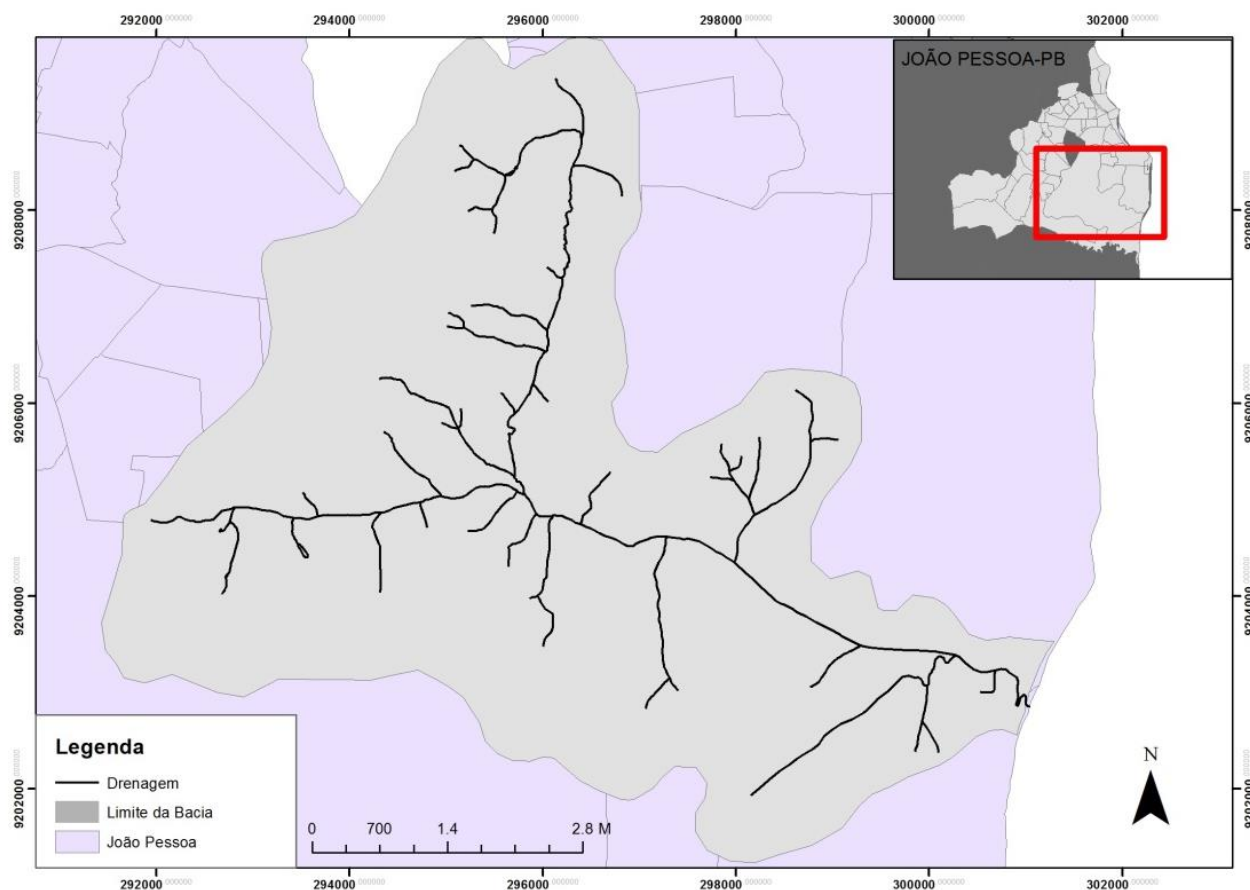
3 MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo descreve os métodos utilizados para a simulação dos impactos da urbanização sobre as inundações urbanas na bacia hidrográfica do rio Cuiá. Dessa forma, é importante ressaltar que a metodologia deste trabalho é apresentada de forma a abordar a caracterização da área de estudo, o processamento dos dados e a simulação hidrológica.

3.1 BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO CUIÁ

A bacia hidrográfica do rio Cuiá está localizada no sul do litoral paraibano, no município de João Pessoa, entre as coordenadas *Universal Transversa de Mercator* (UTM) 9.210.000N/302.000E e 9200.00N/292.000E (Figura 8). A bacia em questão limita-se ao norte com a bacia hidrográfica do rio Jacarapé, ao sul com a bacia hidrográfica do rio Gramame, a oeste pelo conjunto habitacional Ernany Sátiro e a leste pelo Oceano Atlântico (REIS, 2010).

Figura 8 – Localização da bacia hidrográfica do rio Cuiá.



Fonte: própria.

A bacia ocupa uma área de aproximadamente 39 km², com elevações que variam desde os 0 m até 60 m de altitude em relação ao nível médio do mar. O sistema hidrográfico é formado pelo rio Cuiá, o principal curso d'água, com um comprimento aproximado de 9 km. Sua nascente localiza-se na porção oeste do bairro do Grotão e sua foz na praia do Sol, em Valentina. Sua margem direita é composta por alguns córregos e pelo riacho Mangabeira, e sua margem esquerda pelo rio Laranjeira e o riacho Sonhava (SILVA, 2007).

Segundo o Conselho de Política Ambiental do Estado da Paraíba (apud REIS, 2010), o rio Cuiá está classificado como sendo de água doce (classe 3), ou seja, são águas destinadas:

- ao abastecimento para consumo humano, após tratamento convencional ou avançado;
- à irrigação de culturas arbóreas, cerealíferas e forrageiras;
- à pesca amadora;
- à recreação de contato secundário; e
- à dessedentação de animais.

A região da bacia está inserida na região climática intertropical, com predominância do clima tipo tropical úmido, com pluviosidade média anual de 2.000 mm e temperatura média variando entre 26 e 27 °C. O vale do rio Cuiá faz parte da Zona Especial de Preservação do município, de acordo com o Plano Diretor da Cidade de João Pessoa (NASCIMENTO, 2008; REIS, 2010).

De acordo com Sousa Filho (2010), estão inseridos nessa bacia os seguintes bairros ou conjuntos habitacionais, ou parte deles: Mangabeira, Valetina, José Américo, Cuiá, Costa do Sol, Paratibe, Gramame, Cidade dos Colibris, Jardim Cidade Universitária, Água Fria, Planalto Boa Esperança, Funcionários I e II, João Paulo II, Barra de Gramame, Grotão, Jardim São Paulo, Anatólia, Bancários, Monsenhor Magno e Ernesto Geisel.

Por estar totalmente inserida no meio urbano e permeada por bairros altamente populosos, a bacia do rio Cuiá apresenta características ambientais e paisagísticas profundamente alteradas. Como fator agravante, a própria expansão dos conjuntos habitacionais após os anos 70, que se intensificou nos anos 80 e 90 e, mais recentemente, a aprovação de inúmeros loteamentos, consolidou as alterações da sua fisionomia (REIS, 2010).

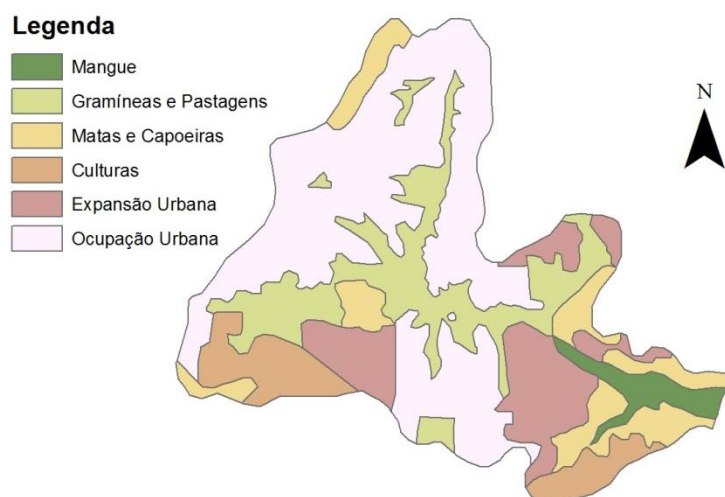
Para Silva (2007), a atual caracterização da bacia do rio Cuiá quanto ao uso do solo tem como destaque o alto percentual de áreas destinadas à ocupação do solo (Quadro 2 e Figura 9).

Quadro 2 – Uso e ocupação do solo da bacia hidrográfica do rio Cuiá.

Extensão do Uso do Solo	Características do Uso de Solo
3,49 km ²	Cobertura de culturas, como culturas irrigadas e de ciclo curto.
6,47 km ²	Área destinada à expansão de loteamentos ou solos expostos.
15,73 km ²	Áreas ocupadas por conjuntos habitacionais e loteamentos.
7,98 km ²	Área coberta por gramíneas ou áreas de pastagem, predominantemente vegetação natural de porte médio a baixo, árvores dispersas e áreas preparadas para plantações.
4,84 km ²	Áreas ocupadas por resquícios de Mata Atlântica, matas e capoeiras.
1,36 km ²	Vegetação de mangue, que é caracterizado pela presença de área úmida com influência da maré.

Fonte: Adaptado de Silva (2007).

Figura 9 – Mapa de uso e ocupação do solo da bacia hidrográfica do rio Cuiá.



Fonte: adaptado de Silva (2007).

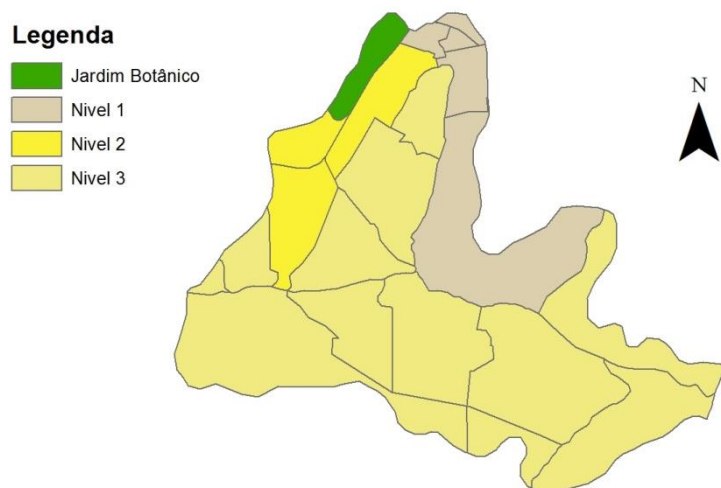
O Plano Diretor do Município de João Pessoa (apud SEPLAN, 1994) definiu o que compreende a área urbana, para efeito de ordenamento do uso e ocupação do solo, da seguinte forma:

- Nível 1: áreas de “Zona Adensável Prioritária” que é aquela onde a disponibilidade de infraestrutura básica, a rede viária e o meio ambiente permitem a intensificação do uso e ocupação do solo, consistindo em áreas mais adensadas e com mais predisposição ao adensamento;
- Nível 2: áreas de “Zona Adensável não Prioritária”, em que a disponibilidade ou a falta de um dos sistemas da infraestrutura básica permite uma intensificação moderada do uso e ocupação do solo;

- Nível 3: áreas de “Zona não Adensável”, onde há carência da infraestrutura básica e da rede viária.

De acordo com esse macrozoneamento da área urbana, Silva (2007) definiu os níveis de ordenamento do uso e ocupação do solo para a região da bacia em estudo (Figura 10).

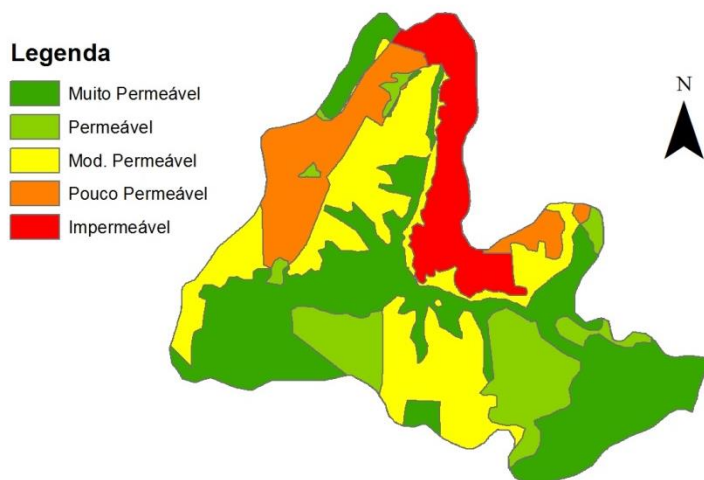
Figura 10 – Ordenamento do uso e ocupação do solo, de acordo com o Plano Diretor de João Pessoa, da bacia hidrográfica do rio Cuiá.



Fonte: adaptado de Silva (2007).

Com base nos dados de adensamento populacional e de uso e ocupação do solo, Silva (2007) elaborou um mapa de impermeabilidade do solo que resultou em 34% de área impermeável (Figura 11).

Figura 11 – Mapa de impermeabilidade do solo da bacia hidrográfica do rio Cuiá.

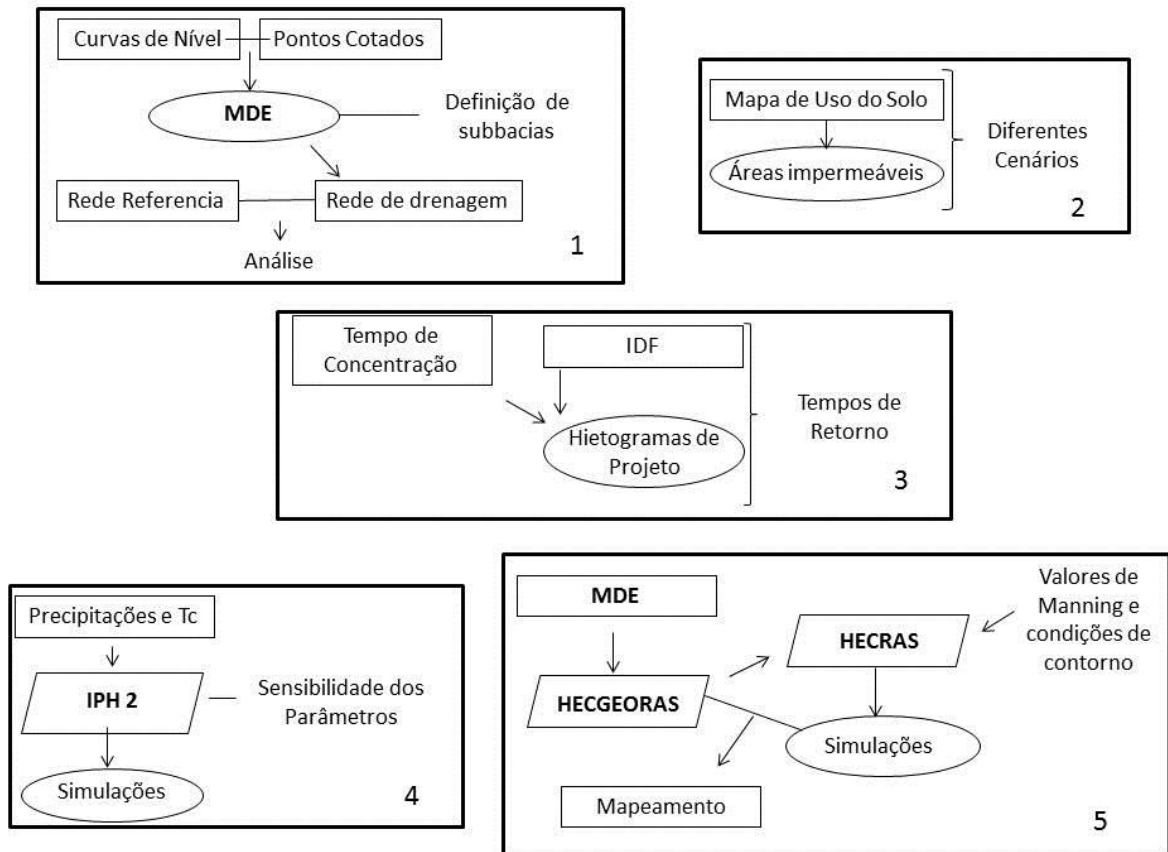


Fonte: adaptado de Silva (2007).

3.2 VISÃO GERAL

A metodologia propriamente dita deste trabalho está caracterizada em cinco etapas (Figura 12), resumidas a seguir e descritas com maiores detalhes nos itens que se seguem.

Figura 12 – Metodologia aplicada ao estudo.



Fonte: própria.

- Etapa 1: O Processamento do MDE considerou dois tipos de informação da topografia da bacia (curvas de nível e pontos cotados) para a escolha do modelo que melhor representasse a rede de drenagem da área.
- Etapa 2: A partir dos mapas de uso do solo e de impermeabilidade do solo, gerados por Silva (2007), elaborou-se um critério para determinação das áreas impermeáveis, em que os dois mapas são cruzados.
- Etapa 3: O cálculo do tempo de concentração das sub-bacias foi determinado pelos métodos de Desbordes e Carter. A determinação das chuvas de projeto se baseou nas curvas IDF da região de João Pessoa para diferentes tempos de retorno.

- Etapa 4: Os resultados dos tempos de concentração e dos hietogramas de projeto da Etapa 3, assim como os dados das sub-bacias, serviram como dados de entrada no modelo IPH II para a determinação das vazões de projeto. No entanto, para solucionar a ausência de dados observados, baseou-se em dados da literatura para definição dos parâmetros do modelo. Para verificar a influencia desses parâmetros, foi realizada uma análise de sensibilidade.
- Etapa 5: Com o MDE definido, a ferramenta HEC-GeoRAS permitiu definir as seções do rio Cuiá para extração de informações da área, que serviram como dados de entrada para o modelo hidrodinâmico HEC-RAS. A simulação no HEC-RAS gera níveis de inundação e permite elaborar os mapas de inundações ao utilizar, novamente, a ferramenta HEC-GeoRAS.

3.3 PROCESSAMENTO DO MODELO DIGITAL DE ELEVAÇÃO

A escolha do MDE utilizado no estudo baseou-se no resultado da avaliação comparativa entre MDEs gerados a partir de curvas de nível, com equidistância de 5 em 5 metros das cartas topográficas (folhas J-11, J-12, J-13, K-11, K-12, K-13, L-11, L-12, L-13), na escala de 1:10.000, do Instituto de Terras e Planejamento Agrícola do Estado da Paraíba (INTERPA), e de pontos cotados com variação de centímetros, obtidos na Secretaria de Planejamento, Desenvolvimento Urbano e Meio Ambiente, ambos da região da bacia do rio Cuiá (Figura 13).

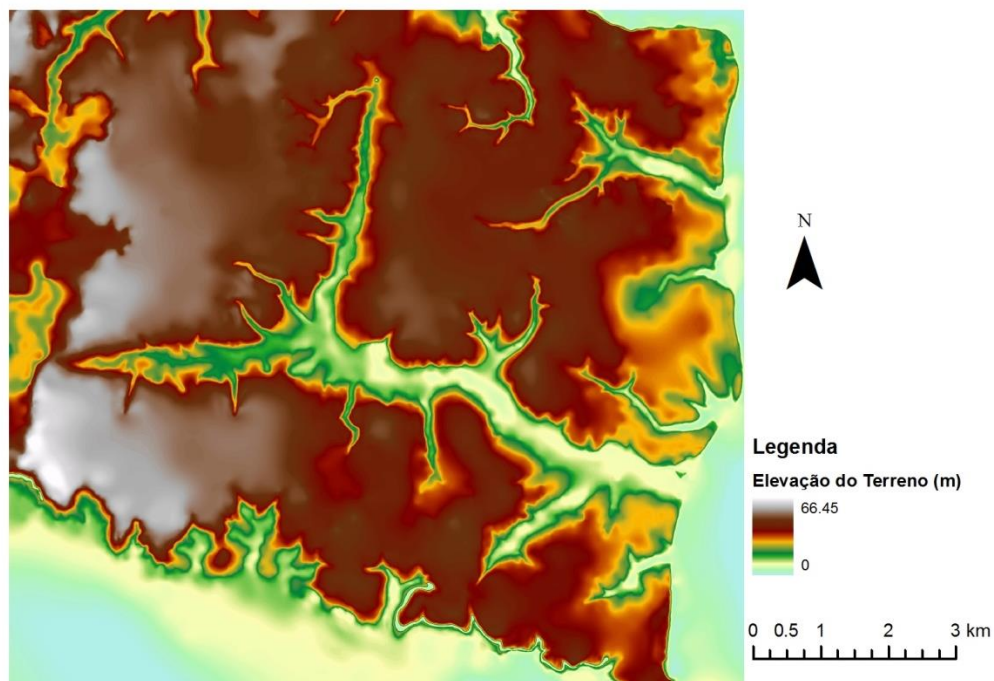
Todos os dados foram interpolados com o objetivo específico de converter dados vetoriais em MDEs, utilizando-se da eficiência da interpolação local, sem perder a continuidade superficial dos métodos globais de interpolação (SAITO, 2011) (Figura 14). Foram gerados quatros MDEs para serem testados: dois MDEs a partir dos dados das curvas de nível, sendo para um deles realizado o pré-processamento pelo procedimento de *stream burning*; e dois MDEs a partir dos dados de pontos cotados, sendo para um deles também utilizado o *stream burning*.

Figura 13 – Informações topográficas (curvas de nível e pontos cotados) da bacia hidrográfica do rio Cuiá.



Fonte: própria.

Figura 14 – MDE obtido pela interpolação das curvas de nível.

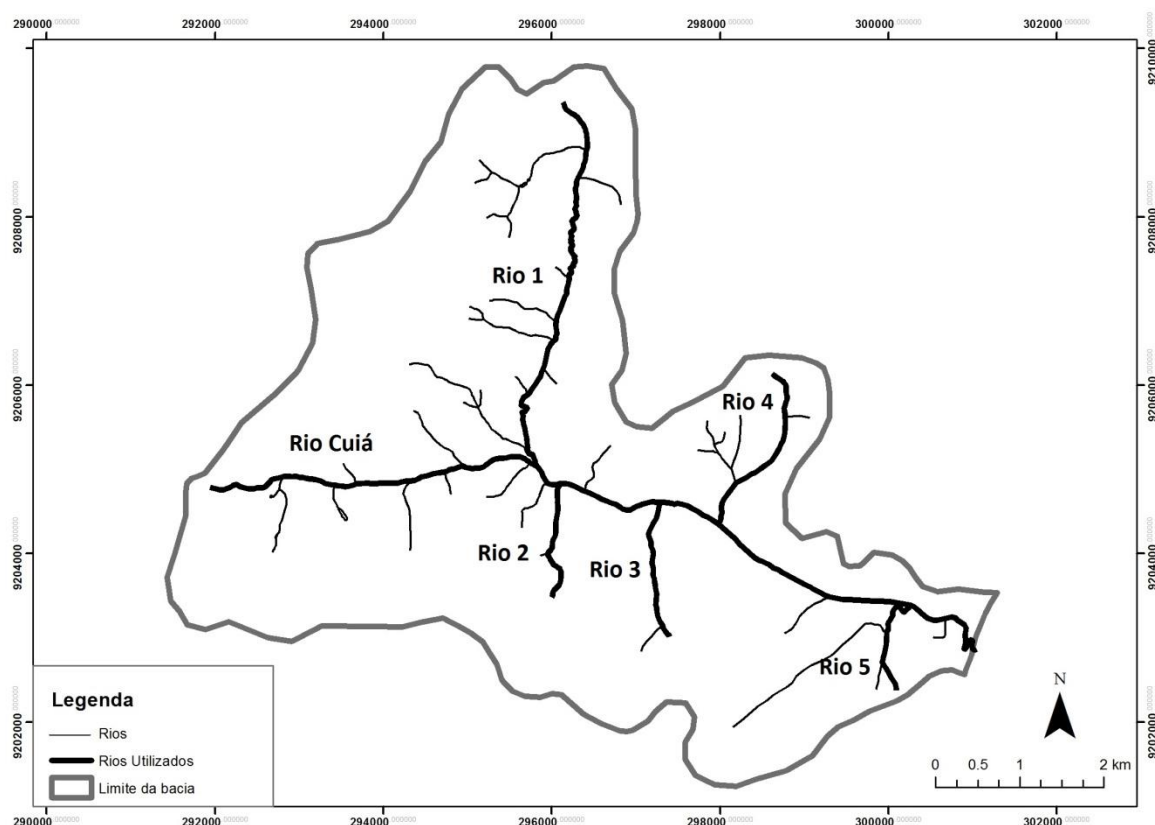


Fonte: própria.

Nos MDEs pré-processados pela técnica simples de *stream burning*, foi utilizada a rede de drenagem de referencia, elaborada por Silva (2007), por meio da digitalização das cartas

planialtimétricas do INTERPA. Para cada um dos quatro MDEs, a rede de drenagem foi caracterizada, conforme item 3.4, para avaliar a qualidade dos produtos gerados, em comparação com a rede de drenagem de referencia, tendo como base o rio Cuiá e os principais afluentes (Figura 15).

Figura 15 – Rio Cuiá e seus afluentes utilizados na comparação entre as redes de drenagem.



Fonte: própria.

Para comparação entre as redes de drenagem derivadas dos MDEs, admitiu-se que a área entre cada trecho da rede de drenagem de referencia e o trecho correspondente à rede de drenagem oriunda do MDE pudesse ser tratada como uma estimativa do erro. Essa área, dividida pelo comprimento do rio (Eq. 26), resulta em uma largura média de erro entre as duas drenagens, o que representa a distância média entre os traços das drenagens gerada e de referencia, seguindo procedimento adotado por Buarque et al. (2009).

$$Dist = \left(\frac{A}{L} \right) \quad (\text{Eq. 26})$$

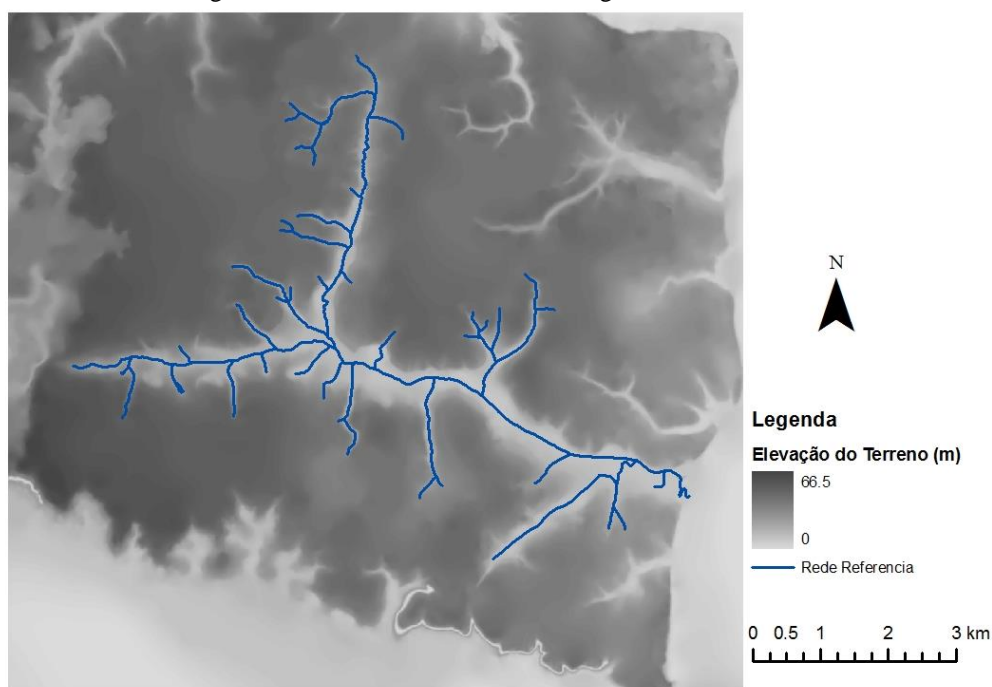
Onde: Dist = Distância média entre os rios; A = área entre os rios; L = comprimento do rio de referência.

3.4 CARACTERIZAÇÃO DA REDE DE DRENAGEM

O procedimento de definição das direções de fluxo consistiu em considerar uma única direção de fluxo para cada pixel do MDE, sendo essa direção atribuída para um de seus 8 vizinhos.

As áreas de drenagem acumuladas são representadas com base nas direções de fluxo, no entanto, essas áreas não significam, necessariamente, que há um fluxo de água. Dessa forma, para gerar um plano de informação referente à rede de drenagem, necessita-se determinar uma área mínima de contribuição para que haja a formação de um curso d'água, o qual foi definido, após várias tentativas, como 0,003 km². Tal valor foi escolhido de forma a produzir melhor concordância entre a rede de drenagem determinada a partir do MDE e a rede de referência. Esse procedimento foi replicado a todos os MDEs analisados no estudo (Figura 16).

Figura 16 – MDE com a rede de drenagem de referência.

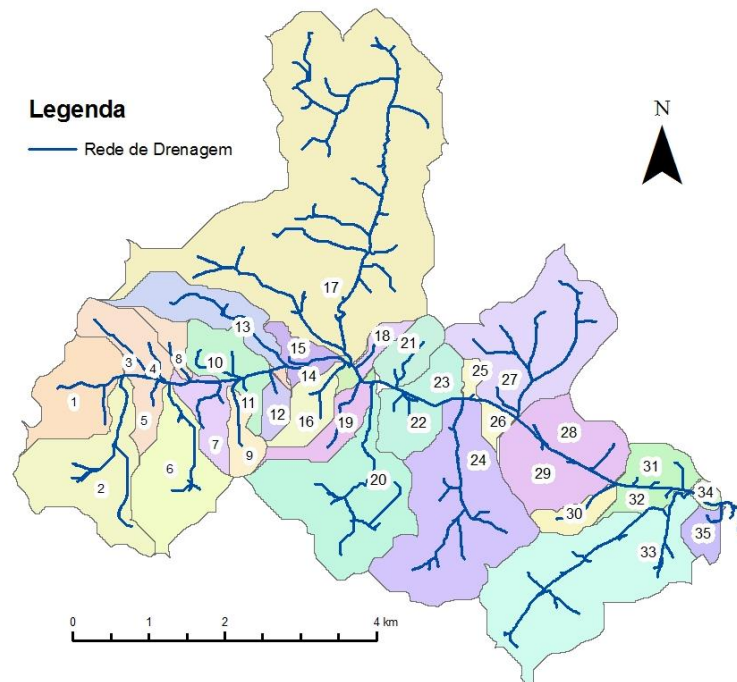


Fonte: própria.

Ainda tendo como base as áreas de drenagem acumuladas, definiu-se o exutório da bacia, atribuindo o valor 1 para todos os pixels cujo caminho de fluxo traçado alcançou o exutório e o valor 0 para os demais pixels, caracterizando, assim, os pixels contidos na bacia (valor 1) ou fora (valor 0). Dessa maneira, delimitou-se a bacia em estudo.

Dessa mesma forma, com base no MDE determinado e considerando os principais afluentes do rio Cuiá, definiu-se o exutório para cada rio considerado, para que fosse possível determinar as sub-bacias (35 unidades) da região para serem usadas como condições de contorno nos modelos hidrológicos (Figura 17).

Figura 17 – Sub-bacias delimitadas e rede de drenagem extraída do MDE obtido das curvas de nível e pré-processado.



Fonte: própria.

3.5 DEFINIÇÃO DOS CENÁRIOS DE URBANIZAÇÃO

Os cenários de urbanização foram caracterizados de acordo com o percentual de área impermeável da bacia em estudo, e da área de ocupação urbana. O cenário atual foi determinado a partir dos mapas de uso e de impermeabilidade do solo gerados por Silva (2007). Os dois mapas foram cruzados e, do resultado desse cruzamento, considerou-se apenas as áreas de ocupação urbana e em expansão urbana como áreas impermeáveis.

As áreas impermeáveis foram caracterizadas com base em Silva (2007), o qual determinou o percentual de impermeabilização do solo em cada classe indicada no mapa de impermeabilidade da região (Quadro 3).

Quadro 3 – Percentual de impermeabilização do solo.

Classes de Impermeabilização do Solo	% de Impermeabilização do Solo
Muito Permeável	10
Permeável	35
Moderadamente Permeável	67,5
Pouco Permeável	90
Impermeável	97,5

Fonte: adaptado de Silva (2007).

A área considerada impermeável é multiplicada pelo percentual de impermeabilização da classe correspondente, e depois é dividida pela área da bacia em questão. O resultado desse cruzamento permitiu distribuir essas informações entre cada uma das 35 sub-bacias definidas, e dessa forma, pode-se caracterizar o cenário atual com 16 km² de ocupação urbana e 34% de área impermeável.

As estimativas das áreas urbanizadas dos cenários futuros foram realizadas por meio de uma projeção para o ano de 2030, baseada em mapas de uso do solo de 1998, 2001 e 2005, elaborados por Silva (2007). Considerando a mesma proporção de área urbana e área impermeável do atual cenário (2005), estimaram-se as áreas impermeáveis para os anos de 1985, 1998 e 2001, distribuídos entre as 35 sub-bacias. Essa estimativa considerou as áreas impermeáveis do cenário atual como referência para ser coerente nas suposições, e baseada em análise visual, verificou-se a expansão de cada sub-bacia, nos últimos anos, para determinar suas áreas de ocupação urbana. Com base nessas estimativas, em 1985, a área de ocupação urbana era de 7,36 km², com 15% de área impermeável. Em 1998, a ocupação urbana era de 15,30 km² e 30,20% de área impermeável. Enquanto em 2001, a área de ocupação era de 15,70 km² e 30,56% de área impermeável.

Definida as áreas impermeáveis dos mapas de uso do solo de anos anteriores ao cenário atual, tem-se condição de estimar áreas impermeáveis para os diferentes cenários de urbanização para o futuro. Ao comparar o avanço da área de ocupação urbana de 1985 para 1998, e a de 1998 para 2005, verifica-se uma diferença significativa, no que tange o crescimento das áreas urbanizadas. Para ter uma projeção de um cenário futuro mais coerente e considerando o perfil de crescimento dos últimos anos, considerou-se para as estimativas, a evolução entre os mapas de 1998, 2001 e 2005.

Dessa forma, ao verificar o avanço das áreas urbanas ao longo dos anos e fazendo uma projeção para o ano de 2030, utilizando-se da linha de tendência logarítmica, no segundo

cenário, chamado de cenário tendencial, a área de ocupação urbana é de 20 km² e 47% de área impermeável. Para definir o percentual de área impermeável em cada sub-bacia, considerou-se o avanço da ocupação urbana dos últimos anos em cada uma, para determinar as condições futuras, respeitando a condição de que o somatório dos dados de área de ocupação e área impermeável das sub-bacias resultasse nos dados no cenário tendencial. Adotou-se esse mesmo critério para a definição dos percentuais de impermeabilidade das sub-bacias do cenário crítico.

O cenário crítico, estado crítico de impermeabilidade e de ocupação urbana, baseou-se na linha de tendência logarítmica considerando o avanço da área de ocupação urbana e percentual de impermeabilidade de 1985, 1998, 2001 e 2005. Dessa forma, esse cenário tem 30 km² de área de ocupação urbana e 70% da área impermeável.

O Quadro 4 apresenta os três cenários de urbanização considerados neste trabalho, com as áreas ocupadas e o percentual de impermeabilização.

Quadro 4 – Cenários de urbanização considerados e suas características.

Cenário	Área Ocupada (km²)	% de Impermeabilidade
Atual	16	34
Tendencial	20	47
Crítico	30	70

Fonte: própria.

3.6 EVENTOS CRÍTICOS DE PRECIPITAÇÃO

3.6.1 Tempo de concentração

Os cálculos do tempo de concentração das sub-bacias da bacia hidrográfica do rio Cuiá foram realizados de acordo com as formulações sugeridas por Silveira (2005). As sub-bacias que tiveram mais de 10% de área impermeável foram calculadas pela fórmula de Desbordes (1974 apud SILVEIRA, 2005) (Eq. 27), por esta fornecer os melhores resultados para bacias urbanas de até 51 km².

$$Tc = \frac{0,0869 \cdot A^{0,3039}}{S^{0,3832} \cdot Aimp^{0,4523}} \quad (\text{Eq. 27})$$

Onde: Tc = tempo de concentração (min); A = área da bacia (km²); S = declividade do rio principal (m/m); Aimp = área impermeável da bacia (%).

Entretanto, as sub-bacias com pequeno percentual de área impermeável tiveram os valores de tempo de concentração inconsistentes ao serem calculados pela equação de Desbordes. Por ser uma equação para bacias urbanas e que considera a área impermeável no seu cálculo, pequenos valores de área impermeável, nesse caso, menos de 10%, resultaram a valores irreais, devido a forte influência dessa característica. Dessa forma, definiu-se que as sub-bacias com menos de 10% de área impermeável teriam seus tempos de concentração definidos pela equação de Carter (Eq. 28), adaptada da equação de McCuen et al. (1984 apud SILVEIRA, 2005), pelos bons resultados em áreas urbanas com menos de 11 km² de área, e pelo fato de não considerar área impermeável.

$$T_c = 0,0977 \cdot L^{0,6} \cdot S^{-0,3} \quad (\text{Eq. 28})$$

Onde: T_c = tempo de concentração (min); L = comprimento do rio principal (m); S = declividade do rio principal (m/m).

Adotou-se como critério calcular o tempo de concentração de cada sub-bacia e escolher o maior desses valores como o tempo de duração da chuva, ficando dentro do que é recomendado, ou seja, que a duração da chuva seja igual ou maior do que o maior tempo de concentração. Para uma análise mais coerente, essa duração da chuva foi utilizada para todos os cenários de urbanização.

3.6.2 Chuvas de projeto

As chuvas de projeto foram determinadas baseadas nas curvas IDF da região de João Pessoa, de Pfafstetter (1957 apud FRAGOSO JR., 2004) (Eq. 29).

$$i = \frac{886,013 \cdot Tr^{0,164}}{(t+20)^{0,727}} \quad (\text{Eq. 29})$$

Onde: i = intensidade da chuva (mm/h); Tr = tempo de retorno (anos); t = duração da chuva (min).

A duração da chuva foi determinada em função do maior tempo de concentração das sub-bacias encontrado, 102 minutos, o qual foi arredondado para 105 minutos.

Para uma melhor precisão, as chuvas de projeto foram analisadas para tempos de retorno de 10, 50 e 100 anos e discretizadas, pelo método dos blocos alternados, em intervalos de tempo de 5 minutos, respeitando a condição de esse valor ser igual ou menor a 10% do tempo de concentração das bacias (IPH, 2005).

3.7 MODELAGEM CHUVA-VAZÃO

3.7.1 Modelo IPH II

O modelo IPH II foi aplicado de forma concentrada para cada uma das 35 sub-bacias. Os dados de precipitação utilizados no arquivo de entrada do modelo IPH II foram os dados referentes aos hietogramas de projeto, e distribuídos, temporalmente, pelo método dos blocos alternados.

Os dados das bacias são específicos a cada sub-bacia, com o tempo de concentração em intervalos de tempo (5 min). O coeficiente do HTA adotado foi o de valor 1,5, já que Maziero (2010) constatou que esse coeficiente é pouco influente nos hidrogramas finais.

As condições iniciais consideradas remetem ao fato da vazão superficial ser considerada igual à zero, devido ao início da simulação ser em recessão, e a percolação foi considerada igual à vazão subterrânea, estimada em 1,26 m³/s, obtida com base nos dados da bacia hidrográfica do rio Gramame, devido à proximidade da região em estudo e da disponibilidade de dados na literatura (SEMARH, 2000).

O único parâmetro que pode ser calculado é o Ks, devido ao fato de ser relacionado com dados já conhecidos, como declividade, comprimento do rio e área impermeável (TUCCI, 2005b; GERMANO, TUCCI, SILVEIRA, 1998) (Eq. 30).

$$Ks = 24,058 \frac{L^{0,164}}{S^{0,126} \cdot (Aimp)^{0,549}} \quad (\text{Eq. 30})$$

Onde: Ks = tempo de retardo do escoamento superficial (min); L = comprimento do curso d'água (km); S = declividade do curso d'água (km/m); Aimp = área impermeável (%).

Nos cenários futuros, as informações a respeito do tempo de concentração e das áreas impermeáveis das sub-bacias são modificadas. O tempo de concentração tende a diminuir devido ao aumento das áreas impermeáveis e estas, tendem a aumentar devido ao aumento das áreas urbanizadas. Dessa forma, o parâmetro Ks é diretamente influenciado por utilizar o percentual da área impermeável no seu cálculo.

3.7.2 Análise de sensibilidade

Conforme sugerido por Germano, Tucci e Silveira (1998), os parâmetros utilizados neste trabalho para análise de sensibilidade foram determinados a partir das condições indicadas no Quadro 5.

Quadro 5 – Valores utilizados na análise de sensibilidade dos parâmetros do modelo IPH II.

Parâmetro	Unidade	Valor Mínimo	Valor Máximo
Io	mm/ Δt	4	15
Ib	mm/ Δt	0,4	-
h	-	0,5	0,95
Ksub	1/ Δt	30	-
Rmax	mm	0	-

Fonte: adaptado de Germano, Tucci e Silveira (1998).

A análise de sensibilidade consistiu em avaliar a influencia que cada parâmetro exerce nas vazões geradas, por meio da variação dos parâmetros Io e h, de acordo com o Quadro 4. Para isso, foi necessário estabelecer valores fixos desses parâmetros, em conjunto com os demais, criando, assim, uma condição padrão para as simulações. Como critério de definição dessa condição, estabeleceu-se os valores médios dos parâmetros variáveis, como apresentado no Quadro 6, e, a partir desta, variou-se os parâmetro Io e h, um por por vez, realizando as simulações com seus valores mínimos e máximos. Esse procedimento foi realizado para as sub-bacias 1 e 12, escolhidas aleatoriamente, as quais possuem 1,1 km² e 0,25 km² de área, respectivamente.

Quadro 6 – Valores dos parâmetros utilizados nas simulações do modelo IPH II.

Parâmetro	Unidade	Valor Fixado
Io	mm/ Δt	10
Ib	mm/ Δt	0,4
h	-	0,75
Ksub	1/ Δt	30
Rmax	mm	0

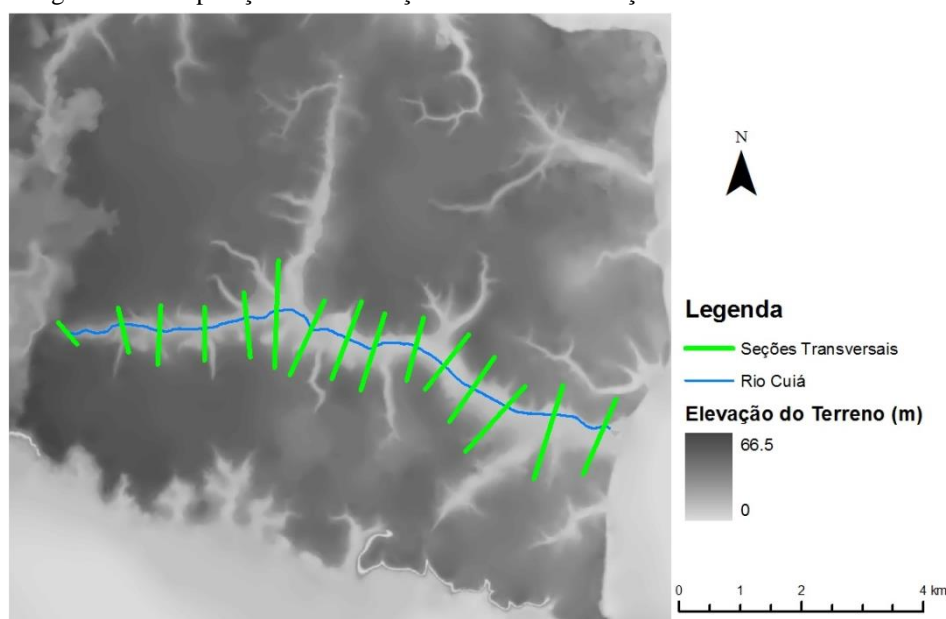
Fonte: própria.

3.8. MODELAGEM HIDRODINÂMICA

3.8.1 Preparação de informações: HEC-GeoRas

O HEC-GeoRas é uma extensão que prepara os dados geométricos para posterior análise no HEC-RAS, extraindo informações do MDE pelas seções transversais traçadas, cujas informações representam as condições do terreno no modelo hidrológico (Figura 18).

Figura 18 – Preparação de informações: rio Cuiá e as seções transversais no MDE.



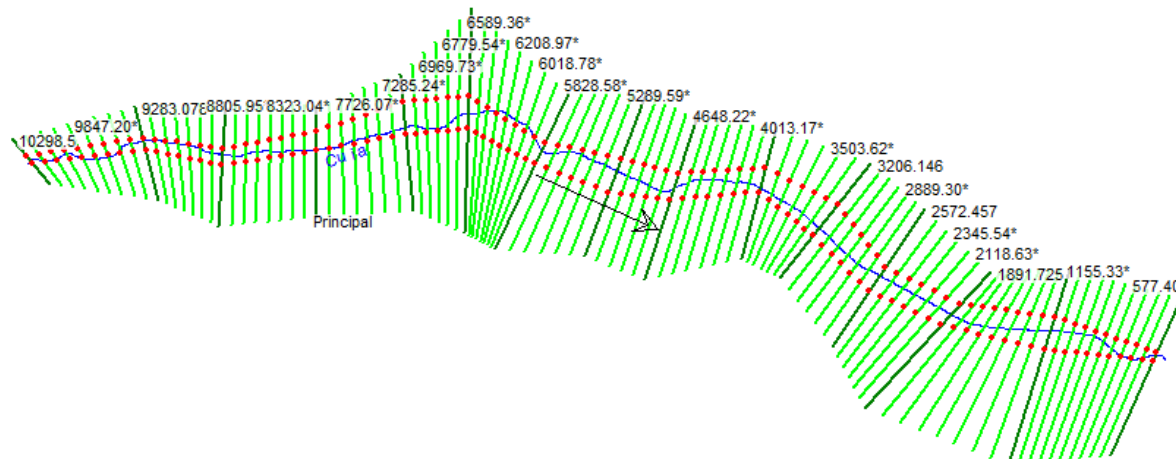
Fonte: própria.

Deste modo, as manchas de inundação podem ser traçadas por meio da sobreposição dos níveis de água simulados no MDE, sendo uma interessante ferramenta para confecção de mapas de inundação.

3.8.2 HEC-RAS

Os dados geométricos gerados pela extensão Hec-GeoRas foram importados para o modelo hidráulico, assim como as seções transversais extraídas do MDE. Para uma melhor resposta do modelo, mais seções foram obtidas, interpoladas de 100 em 100 metros (Figura 19).

Figura 19 – Seções transversais interpoladas e definição das calhas do rio Cuiá.



Fonte: própria.

Aplicou-se o modelo HEC-RAS considerando como condições de contorno e contribuições laterais as vazões geradas pelas sub-bacias contribuintes ao rio Cuiá, simuladas com o modelo hidrológico IPH II (Figura 20).

Figura 20 – Definição das seções onde foram definidas as condições de contorno no HEC-RAS

Select Location in table then select Boundary Condition Type			
11	Cuiá	Principal	7615.86* Lateral Inflow Hydr.
12	Cuiá	Principal	7505.65* Lateral Inflow Hydr.
13	Cuiá	Principal	7175.03* Lateral Inflow Hydr.
14	Cuiá	Principal	6969.73* Lateral Inflow Hydr.
15	Cuiá	Principal	6684.45* Lateral Inflow Hydr.
16	Cuiá	Principal	6494.268 Lateral Inflow Hydr.
17	Cuiá	Principal	6018.78* Lateral Inflow Hydr.
18	Cuiá	Principal	5923.68* Lateral Inflow Hydr.
19	Cuiá	Principal	5828.59* Lateral Inflow Hydr.
20	Cuiá	Principal	5733.492 Lateral Inflow Hydr.
21	Cuiá	Principal	5511.54* Lateral Inflow Hydr.
22	Cuiá	Principal	5289.59* Lateral Inflow Hydr.
23	Cuiá	Principal	5178.62* Lateral Inflow Hydr.
24	Cuiá	Principal	4648.22* Lateral Inflow Hydr.
25	Cuiá	Principal	4225.25* Lateral Inflow Hydr.
26	Cuiá	Principal	4119.21* Lateral Inflow Hydr.
27	Cuiá	Principal	3701.94* Lateral Inflow Hydr.
28	Cuiá	Principal	3503.62* Lateral Inflow Hydr.
29	Cuiá	Principal	2678.07* Lateral Inflow Hydr.
30	Cuiá	Principal	2459.00* Lateral Inflow Hydr.
31	Cuiá	Principal	1786.52* Lateral Inflow Hydr.
32	Cuiá	Principal	1260.53* Lateral Inflow Hydr.
33	Cuiá	Principal	1050.137 Lateral Inflow Hydr.
34	Cuiá	Principal	955.59* Lateral Inflow Hydr.
35	Cuiá	Principal	482.855* Lateral Inflow Hydr.
36	Cuiá	Principal	199.214* Lateral Inflow Hydr.
37	Cuiá	Principal	104.6674 Normal Depth

Fonte: própria.

Em geral, no modelo HEC-RAS, os únicos parâmetros a serem calibrados para sua aplicação são os coeficientes de Manning, utilizados para representar a resistência ao escoamento. Por inexistência de dados de vazão observada para a bacia do rio Cuiá, os valores de tal coeficiente foram adotados com base nas características físicas dos rios e nos valores de Manning recomendados na literatura (CHOW, 1959). Ao considerar que os canais principais

não tinham modificações antrópicas, com pouca presença de pedras no leito e que as planícies de inundação tinham grama curta e vegetação esparsa, também sem grandes modificações, adotou-se para os canais principais um coeficiente de Manning de 0,030 e para as planícies de inundação um valor de 0,035 (Figura 21).

Figura 21 – Trecho do rio Cuiá base para caracterização do canal principal e da planície de inundação.



Fonte: própria.

Os coeficientes de perda de carga, por contração e expansão nas seções, adotados são recomendados para transições graduais, sendo 0,1 para contração e 0,3 para expansão (BRUNNER, 2010). Em regime não permanente, as simulações ocorreram em intervalos de 5 minutos.

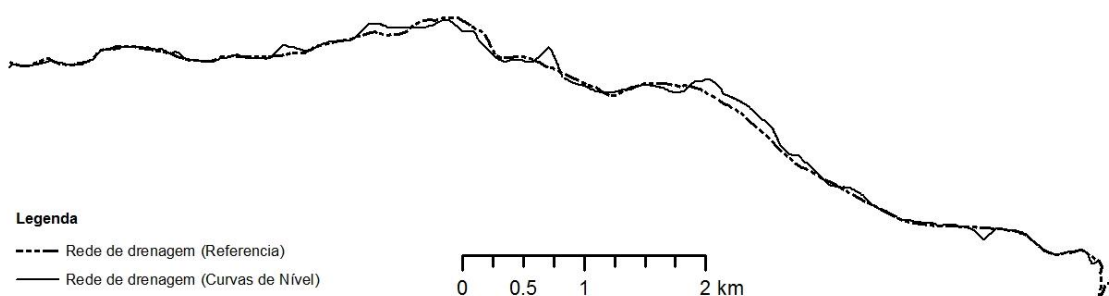
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 DEFINIÇÃO DO MODELO DIGITAL DE ELEVAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DOS CENÁRIOS DE URBANIZAÇÃO

A determinação do modelo digital de elevação para o estudo baseou-se na comparação entre as redes de drenagem obtidas de cada MDE. Para isso, a caracterização da rede de drenagem pra cada modelo foi necessária. Para que as redes geradas tivessem uma densidade de drenagem equivalente à utilizada como referencia, várias tentativas foram realizadas para obter um resultado satisfatório, definindo assim, a área mínima de contribuição de 0,003 km².

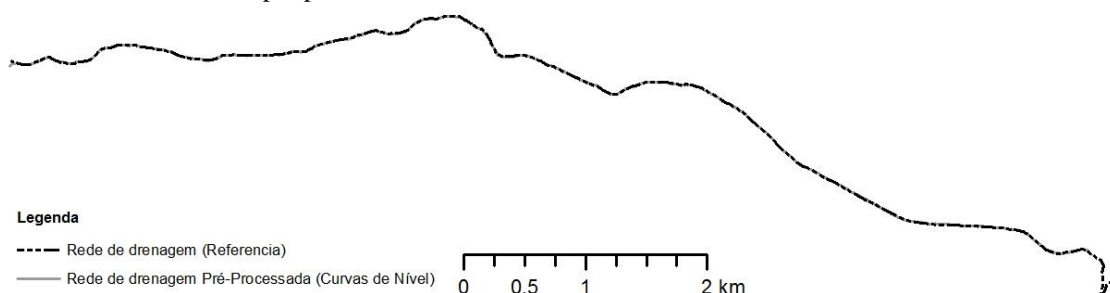
Na Figura 22, verifica-se o traçado do rio Cuiá obtido pelo processamento do MDE, em comparação ao traçado desse rio na rede de drenagem de referencia.

Figura 22 – Rio Cuiá representado pela rede de drenagem referência e pela rede de drenagem obtida pelo MDE de curvas de nível.



Observa-se que as linhas não são coincidentes em muitos pontos, cujas diferenças repercutem, principalmente, na determinação do comprimento dos rios e das áreas das sub-bacias. Nas redes de drenagem obtida dos MDEs pré-processados pelo procedimento de *stream burning*, as diferenças são amenizadas (Figura 23).

Figura 23 – Trecho do rio Cuiá representado pela rede de drenagem referência e pela rede de drenagem do MDE curvas de nível pré processado.



A estimativa do erro na determinação da rede gerada em relação à rede referência pode ser obtida ao se computar o valor da área compreendida entre as duas curvas. A área entre as drenagens de cada MDE constam na Tabela 1 e a distância média do erro na Tabela 2.

Tabela 1 – Área entre as redes de drenagem, geradas a partir dos MDEs, e a rede de referência.

MDE	Área entre as redes de drenagem (km ²)					
	Rio Cuiá	Rio1	Rio2	Rio3	Rio4	Rio5
Curvas de nível	0,26	0,08	0,04	0,02	0,04	0,04
Curvas de nível pré-processado	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
Pontos cotados	0,57	0,09	0,05	0,04	0,04	0,05
Pontos cotados pré-processado	0,02	0,01	0,00	0,00	0,01	0,01

Tabela 2 – Distância média do erro entre as redes geradas e a rede de referência.

MDE	Distância média do erro (m)
Curvas de nível	20,22
Curvas de nível pré-processado	1,34
Pontos cotados	30,84
Pontos cotados pré-processado	3,49

Nota-se que os MDEs pré-processados resultaram em redes de drenagem mais similares à rede de referência, reduzindo de forma considerável as áreas entre as drenagens e, consequentemente, minimizando a distância média do erro. Isso é explicado pelo fato de que a técnica do *stream burning* induz a convergência dos caminhos de fluxo obtidos do MDE para o traçado dos rios da rede de referência. Os resultados obtidos levaram à seleção do MDE resultante da interpolação das curvas de nível e pré-processamento, que serviu de base para a determinação das sub-bacias da região.

As 35 sub-bacias foram caracterizadas quanto aos percentuais de impermeabilidade, conforme visto no item 3.1, para os cenários atual, tendencial e crítico. A Tabela 3 apresenta os percentuais de impermeabilidade para os três cenários analisados, para cada uma das 35 sub-bacias da região. No cenário atual, 20% das sub-bacias tinham mais de 50% de área impermeável; no cenário tendencial, isso ocorre para 31% das sub-bacias; e no cenário crítico, para 65%. Desta forma, a bacia do rio Cuiá passa de 34% de área impermeável no cenário atual para 47% no cenário tendencial e 70% no cenário crítico.

Os cálculos dos tempos de concentração, realizados pelos métodos de Desbordes e Carter, baseando-se em informações físicas da área, como área e percentual de impermeabilidade da bacia, declividade e comprimento dos rios, são apresentados na Tabela 4.

Tabela 3 – Percentuais de impermeabilidade para as sub-bacias da área em estudo, nos três cenários de urbanização analisados.

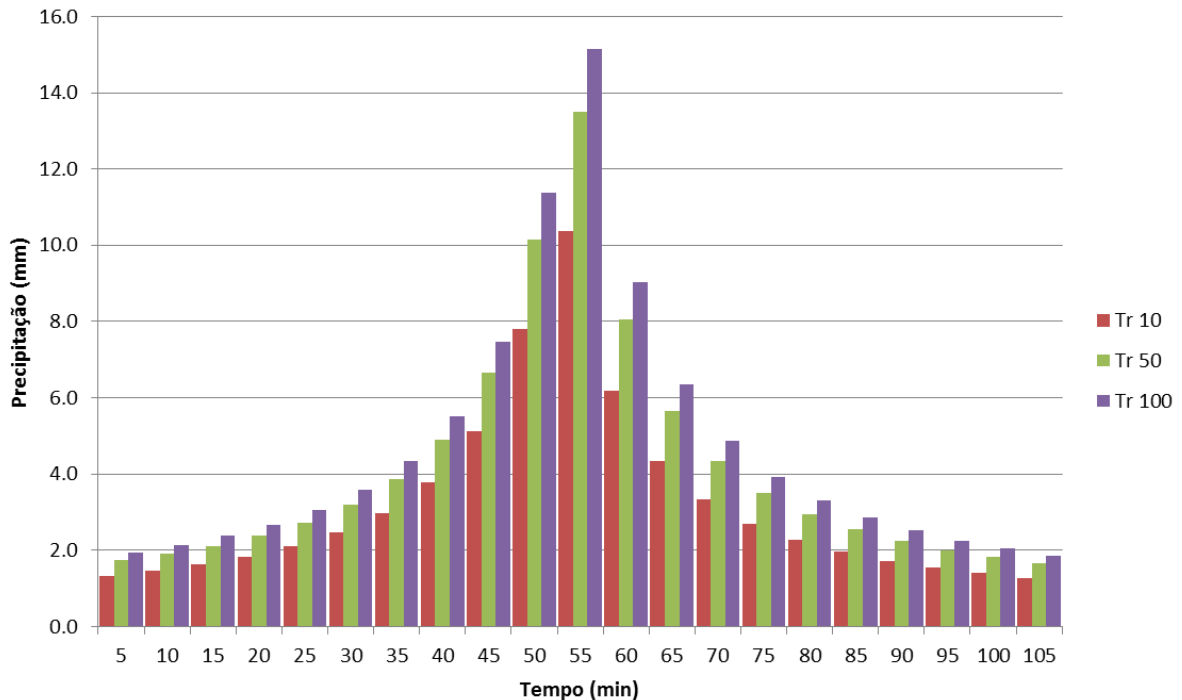
Sub-bacia	Área Impermeável (%)		
	Cenário Atual	Cenário Tendencial	Cenário Crítico
1	39,56	60	85
2	10	15	40
3	44,07	65	90
4	60,37	80	95
5	1	5	30
6	2,19	8	30
7	18,17	25	45
8	60,35	70	90
9	26,6	55	85
10	35	45	75
11	5	8	20
12	8	30	50
13	66,55	85	100
14	12	20	55
15	1	5	35
16	23,29	45	70
17	62,69	75	100
18	91,76	94	100
19	39,07	56,03	75
20	49,1	69,79	85
21	69	75	90
22	45,48	48	65
23	41,28	45	60
24	45,89	69,65	80
25	83,08	88	97
26	21,19	40,8	65
27	33,37	36,8	60
28	8	15,36	50
29	11	21,21	55
30	15,63	30,2	50
31	10	12	40
32	1	3	15
33	6,34	20	40
34	1	3	5
35	1	3	5

Tabela 4 – Características das sub-bacias e seus tempos de concentração no cenário atual.

Sub-bacia	Área da bacia (km ²)	Declividade do curso d'água principal (m/m)	Comprimento do curso d'água principal (m)	Área impermeável (%)	Tempo de concentração (min)
1	1,179	0,01615	1000	39,56	44,97
2	1,641	0,02630	990	10	76,83
3	0,363	0,04165	1080	44,07	20,83
4	0,265	0,05858	585	60,37	14,40
5	0,32	0,01068	381	1	13,48
6	1,283	0,01630	497	2,19	13,93
7	0,54	0,03204	970	18,17	38,79
8	0,278	0,05017	638	60,35	15,51
9	0,386	0,03635	964	26,6	28,09
10	0,549	0,03141	877	35	29,20
11	0,245	0,02120	612	5	14,59
12	0,251	0,00083	327	8	26,53
13	1,02	0,02663	1224	66,55	28,08
14	0,25	0,01294	313	12	52,42
15	0,133	0,00717	279	1	12,61
16	0,544	0,02929	871	23,29	35,96
17	9,854	0,00582	5031	62,69	102,93
18	0,209	0,06051	430	91,76	10,95
19	0,528	0,02678	1160	39,07	29,19
20	2,51	0,01312	1920	49,1	55,57
21	0,5	0,04431	791	69	18,30
22	0,6	0,01494	395	45,48	35,43
23	0,393	0,08589	314	41,28	16,65
24	3,126	0,01306	2297	45,89	61,36
25	0,14	0,09029	350	83,08	8,70
26	0,17	0,08048	210	21,19	17,89
27	2,489	0,01537	2335	33,37	62,13
28	0,91	0,04375	640	8	58,46
29	0,9	0,03250	520	11	56,54
30	0,359	0,02691	1011	15,63	39,21
31	0,42	0,04262	427	10	52,85
32	0,289	0,00379	264	1	14,77
33	3,32	0,01234	1218	6,34	25,94
34	0,11	0,09471	170	1	4,32
35	0,278	0,00503	328	1	15,45

As chuvas de projeto, determinadas pelo método dos blocos alternados, baseando-se nas curvas IDF de João Pessoa, com tempo de duração de 105 min e calculadas para os tempos de retorno de 10, 50 e 100 anos, são indicadas na Figura 24.

Figura 24 – Hietogramas das chuvas de projeto para os tempos de retorno de 10, 50 e 100 anos.



Analisando a Figura 20, observa-se que o pico dos hietogramas acontece aos 55 minutos, com a precipitação máxima sendo de 10,4 mm para o tempo de retorno de 10 anos, 13,5 mm para 50 anos e 15,1 mm para 100 anos. A variação de 30% entre as precipitações máximas do tempo de retorno de 10 anos para 50 também foi verificada ao comparar as precipitações acumuladas, 67,6 mm para 88 mm, respectivamente. A variação entre as precipitações máximas do tempo de retorno de 50 para 100 anos foi de 12%, mesma variação encontrada ao avaliar as precipitações acumuladas, 88 mm para 98,6 mm, respectivamente.

4.2 IPH II - ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DOS PARÂMETROS

A análise da influência dos parâmetros do modelo IPH II foi verificada com base na condição padrão determinada no item 3.7. As Figura 25 e 26 apresentam os hidrogramas resultantes das simulações para a sub-bacia 1, de 1,1 km², e para a sub-bacia 12, de 0,25 km², respectivamente.

Figura 25 – Hidrograma da sub-bacia de 1,1 km² (sub-bacia 1), com $I_b = 0,4 \text{ mm}/\Delta t$.

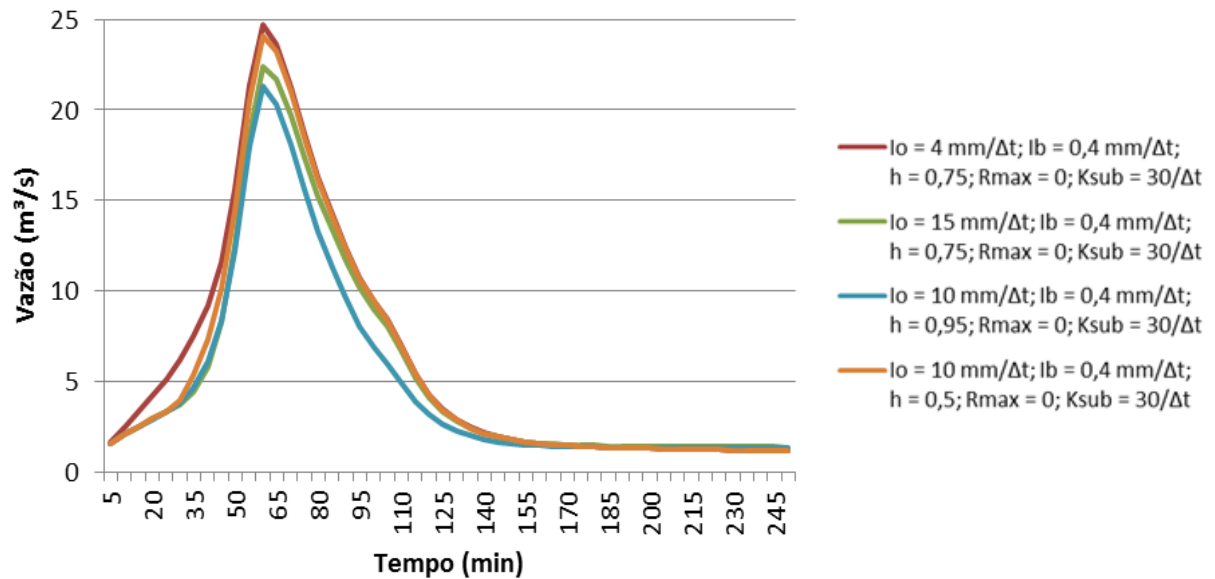
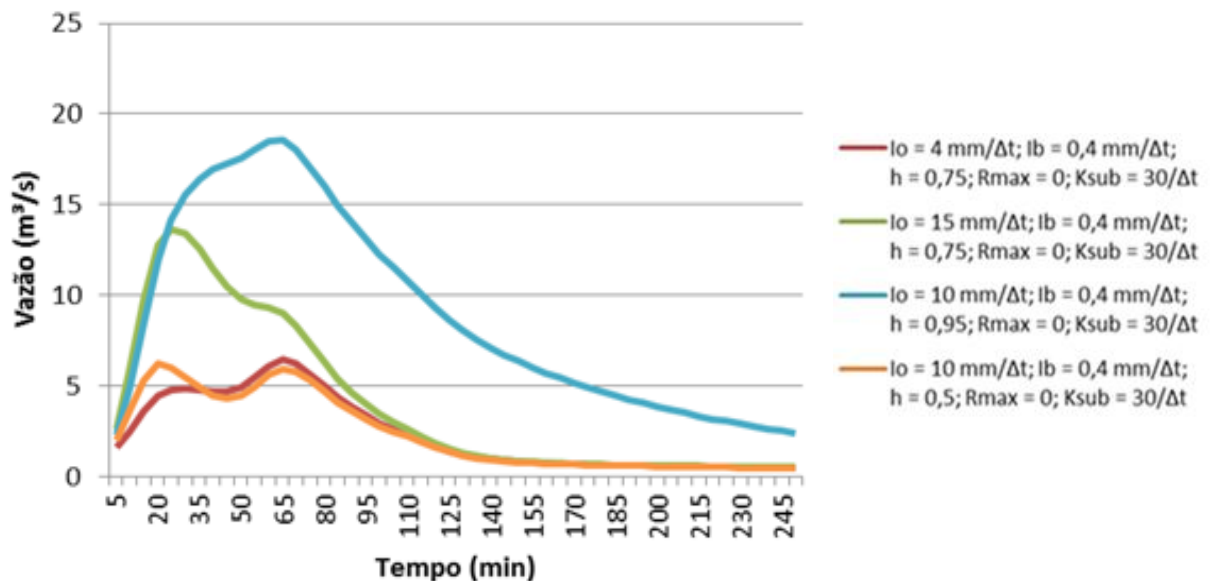


Figura 26 – Hidrograma da sub-bacia de 0,25 km² (sub-bacia 12), com $I_b = 0,4 \text{ mm}/\Delta t$.



Analisando a Figura 25, observa-se que os impactos da variação dos parâmetros I_o e h sobre as vazões foram minimizados e que a alteração no tempo de pico pode ser considerada desprezível. Isso pode ser explicado, em parte, em razão do pequeno intervalo considerado nas simulações para tais parâmetros. Ao verificar comportamento semelhante em outras sub-bacias de mesmo porte (6 e 20), adotou-se que os parâmetros variados exercem pequena influência sobre as vazões em bacias com mais de 1 km².

Para comparação, ao considerar as mesmas condições de simulação para uma bacia de menor tamanho, observa-se que o hidrograma apresentou discrepância muito maior com a

variação dos parâmetros (Figura 26), ou seja, não mantiveram o mesmo comportamento obtido na bacia analisada anteriormente. Simulações realizadas para outras sub-bacias (4, 16, 23), apresentaram os mesmos resultados.

A análise da Figura 26 permitiu constatar que mesmo com uma pequena variação dos parâmetros, as respostas da bacia foram diferentes. Pode-se, então, considerar neste estudo, que para pequenas bacias, os parâmetros de infiltração exerceram forte influência no comportamento das vazões. Entretanto, os comportamentos das curvas de vazão observados não representaram da forma esperada os hietogramas de projeto, indicando que algum outro parâmetro pode, igualmente, influenciar nos hidrogramas, necessitando, portanto, também ser variado.

Como os resultados obtidos por Germano, Tucci e Silveira (1998) utilizando o parâmetro $I_b = 0,4 \text{ mm}/\Delta t$, em sua maioria, foram para bacias acima de 1 km^2 , e considerando que o $R_{\text{max}} = 0$ representa a condição mais desfavorável, e o K_{sub} desempenha pequena influência sobre enchentes, adotou-se como novo parâmetro variável o I_b . Após algumas tentativas, o valor desse parâmetro foi, então, modificado para $1,3 \text{ mm}/\Delta t$ afim de se verificar a sua influência, por meio de simulações tanto para a sub-bacia de $1,1 \text{ km}^2$ (sub-bacia 1), quanto para a de $0,25 \text{ km}^2$ (sub-bacia 12). As Figuras 27 e 28 apresentam os hidrogramas resultantes dessas simulações.

Figura 27 – Hidrograma da sub-bacia de $1,1 \text{ km}^2$ (sub-bacia 1), com $I_b = 1,3 \text{ mm}/\Delta t$.

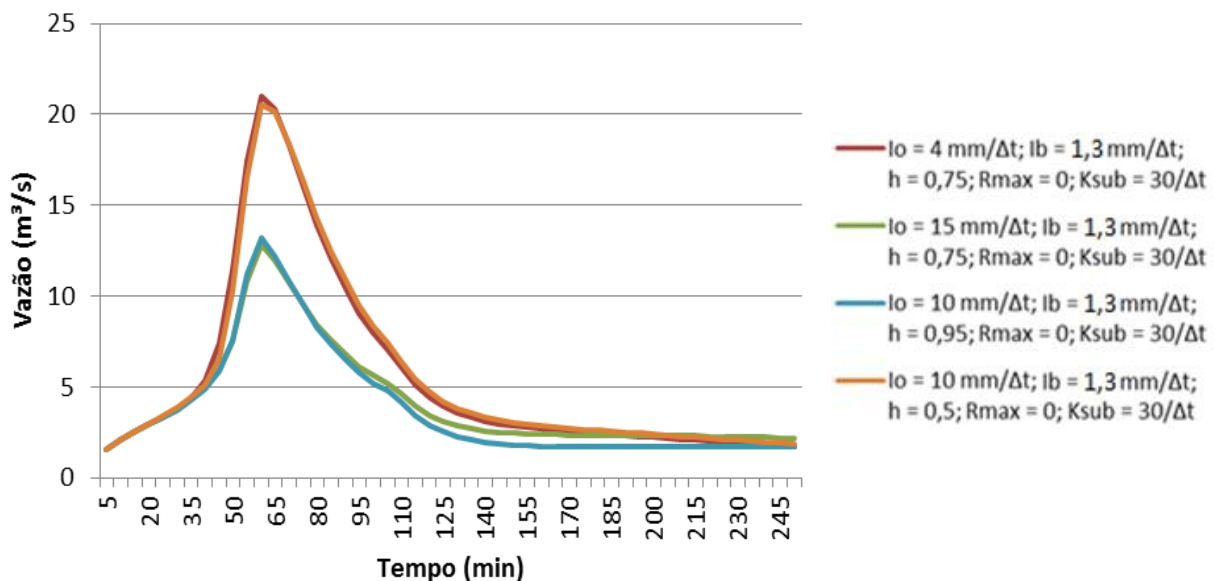
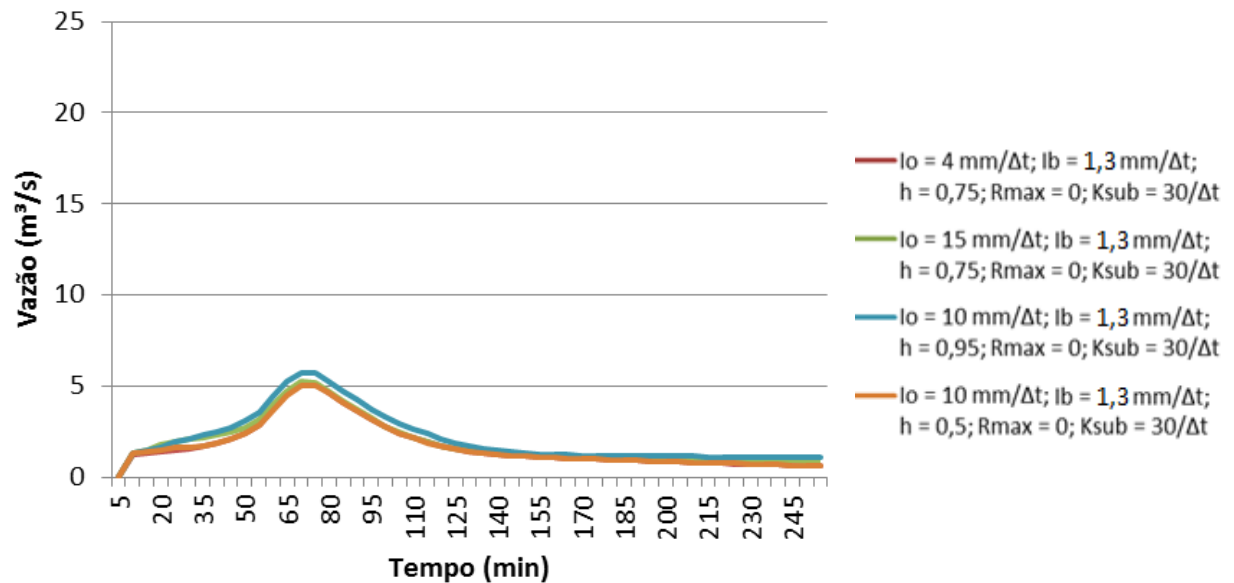


Figura 28 – Hidrograma da sub-bacia de 0,25 km² (sub-bacia 12), com $I_b = 1,3 \text{ mm}/\Delta t$.



Adotando o valor de $I_b = 1,3 \text{ mm}/\Delta t$, nas simulações da sub-bacia 1, as vazões máximas geradas ao usar $I_o = 4 \text{ mm}/\Delta t$ e $h = 0,5$ foram similares, assim como ocorreu com os parâmetros $I_o = 15 \text{ mm}/\Delta t$ e $h = 0,95$, porém com uma redução quando comparados aos parâmetros utilizados anteriormente.

Para a sub-bacia de 0,25 km², as simulações com o parâmetro $I_b = 1,3 \text{ mm}/\Delta t$ geraram resultados parecidos. Para sub-bacias muito pequenas, ($< 1 \text{ km}^2$) o parâmetro $I_b = 1,3 \text{ mm}/\Delta t$ obteve uma resposta mais coerente nas simulações.

Desta forma, para as simulações chuva-vazão dos cenários atual e futuros, considerou-se o valor do parâmetro I_b de $0,4 \text{ mm}/\Delta t$, para sub-bacias com mais de 1 km^2 , para $1,3 \text{ mm}/\Delta t$, para as sub-bacias com menos de 1 km^2 .

4.3 SIMULAÇÃO CHUVA-VAZÃO

As simulações originadas no modelo IPH II para o atual cenário de urbanização resultaram em hidrogramas, para os três tempos de retorno simulados (10, 50 e 100 anos), com tempos de pico idênticos entre si (Tabela 5). Tal fato foi devido aos hidrogramas de projeto, criados pelo método dos blocos alternados, que, por terem a mesma duração e o mesmo posicionamento do pico, causaram resultados similares.

Os tempos de pico variaram de 55 a 145 minutos, o que representa uma diferença de 0 a 90 minutos em relação ao pico dos hidrogramas, respectivamente. Em 7 das 35 sub-bacias, o tempo de pico foi superior a 90 minutos, e a média de todo o conjunto é de 80 minutos.

Tabela 5 – Vazões máximas (Qp) para tempos de retorno (Tr) de 10, 50 e 100 anos, variação das vazões máximas entre Tr10-Tr50 e Tr10-Tr100 e tempos de pico resultantes da simulação para o cenário atual.

Sub-bacia	Vazão Máxima (m³/s)			Δ Qp (%)		Tempo de Pico (min)
	Tr10	Tr50	Tr100	Tr10-50	Tr10-100	
1	15,61	20,86	23,50	33,6	50,5	85
2	13,37	18,81	21,18	40,7	58,4	115
3	7,02	9,24	10,46	31,5	48,8	65
4	4,41	5,38	5,88	21,8	33,3	65
5	2,44	3,18	3,56	30,4	45,8	70
6	8,31	11,63	12,98	40,0	56,2	70
7	6,25	9,02	10,19	44,3	63,0	85
8	4,45	5,50	6,02	23,8	35,5	65
9	6,11	8,30	9,26	35,7	51,4	75
10	8,42	11,81	13,29	40,3	57,8	75
11	2,86	3,48	3,79	21,6	32,5	65
12	3,83	4,81	5,31	25,7	38,6	70
13	20,18	26,10	29,07	29,3	44,0	75
14	4,74	6,08	6,75	28,2	42,4	80
15	1,90	2,19	2,34	15,3	23,4	65
16	5,33	7,45	8,35	39,8	56,8	85
17	59,13	80,60	90,53	36,3	53,1	145
18	6,51	8,14	8,97	25,1	37,7	60
19	7,85	10,86	12,18	38,3	55,2	75
20	23,88	32,95	37,07	38,0	55,2	100
21	11,42	15,14	16,86	32,5	47,6	65
22	8,24	10,97	12,82	33,1	55,5	75
23	5,48	7,13	7,87	30,0	43,6	65
24	29,85	41,71	47,14	39,7	57,9	105
25	4,82	5,96	6,54	23,7	35,6	60
26	4,65	5,92	6,55	27,3	40,9	65
27	21,06	29,85	33,72	41,7	60,1	105
28	6,58	10,93	12,58	66,2	91,3	107
29	6,55	10,66	12,23	62,7	86,7	95
30	4,65	6,30	7,23	35,5	55,6	85
31	4,43	6,30	7,39	42,2	66,9	95
32	2,87	3,53	3,87	22,9	34,5	70
33	15,09	21,27	26,46	40,9	75,3	85
34	3,44	4,45	4,97	29,4	44,4	55
35	2,69	3,30	3,60	22,4	33,6	70

As vazões de pico geradas para um tempo de retorno de 50 anos, no cenário atual, tiveram um incremento de 33%, em média, quando comparadas com o tempo de retorno de 10 anos. Enquanto as vazões geradas para um tempo de retorno de 100 anos apresentaram um acréscimo médio em torno de 50%, quando comparadas as de 10 anos de retorno. Os hidrogramas das sub-bacias 1 e 17, mostrados nas Figuras 29 e 30, respectivamente, exemplificam esse comportamento, que se deu para todas as 35 sub-bacias.

Figura 29 – Hidrograma da sub-bacia 1 para os tempos de retorno de 10, 50 e 100 anos, no cenário atual.

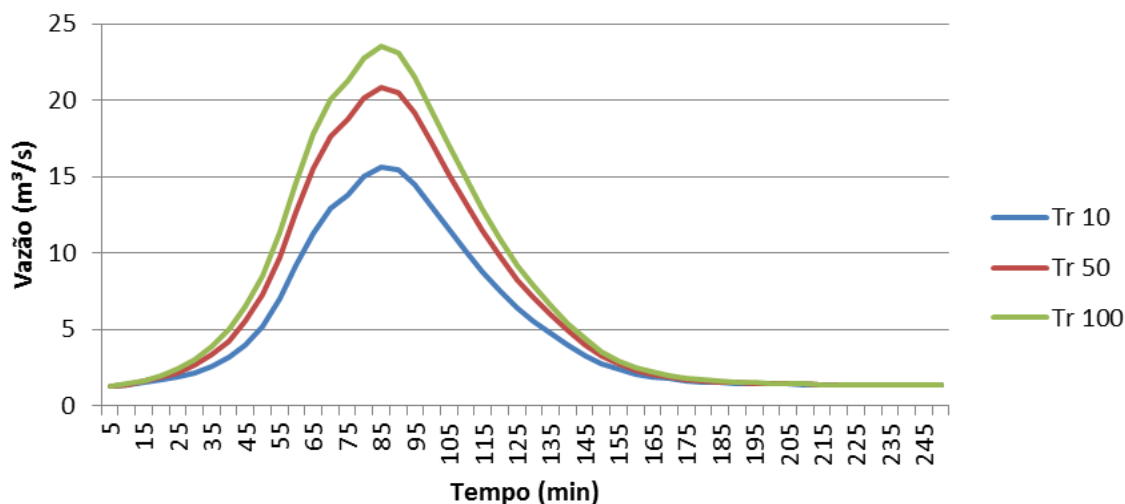
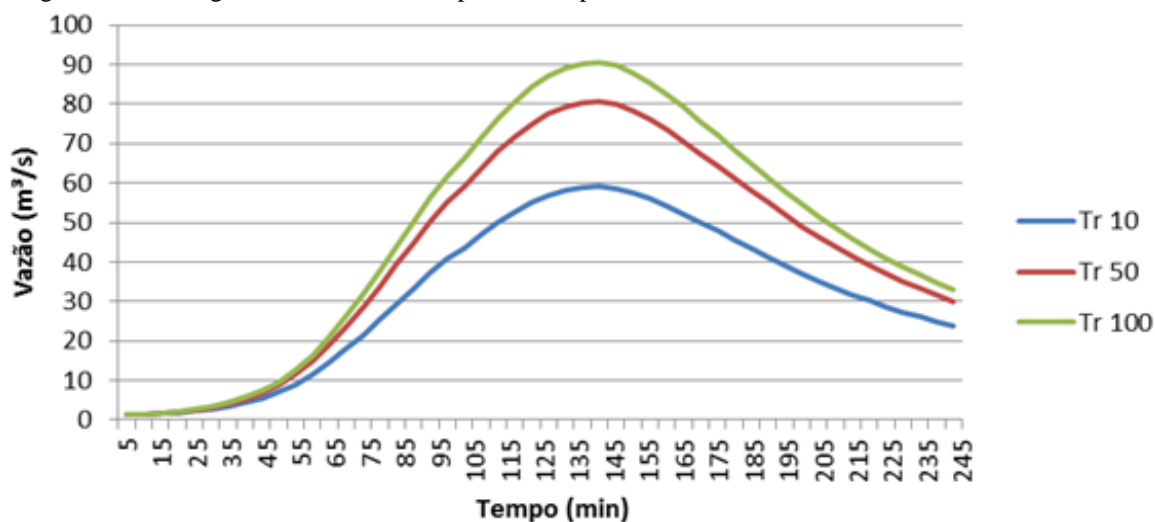


Figura 30 – Hidrograma da sub-bacia 17 para os tempos de retorno de 10, 50 e 100 anos, no cenário atual.



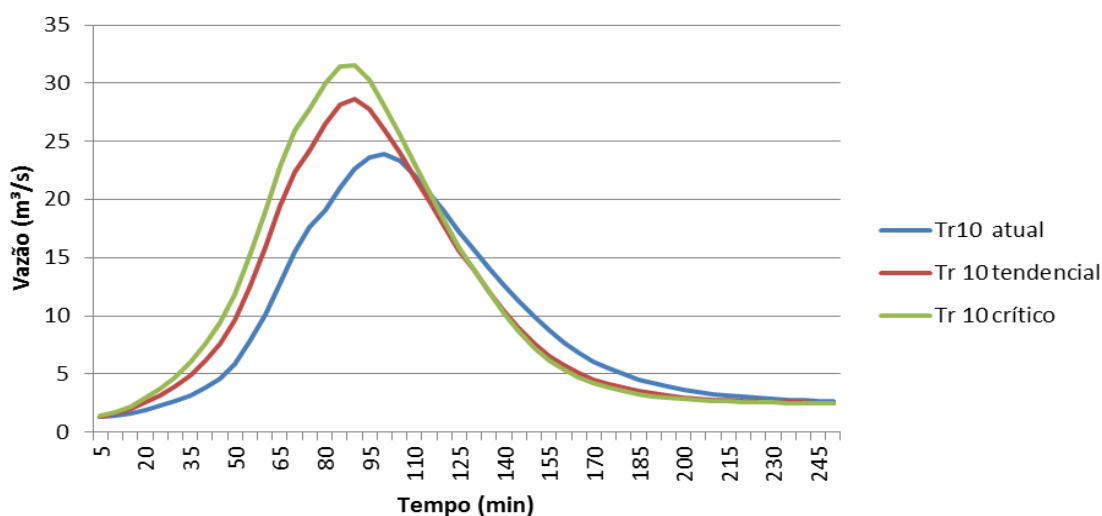
A caracterização dos cenários futuros de urbanização em termos de vazões máximas resultantes e correspondentes tempos de pico é apresentada na Tabela 6, para os tempos de retorno de 10, 50 e 100 anos.

Tabela 6 – Vazões máximas para tempos de retorno de 10, 50 e 100 anos para os cenários tendencial e crítico.

Sub-bacia	Vazão Máxima (m³/s)					
	Tendencial			Crítico		
	Tr10	Tr50	Tr100	Tr10	Tr50	Tr100
1	17,16	22,52	25,20	24,62	32,03	35,73
2	15,03	21,07	23,70	24,92	34,19	38,33
3	5,52	6,31	7,00	7,02	6,87	7,56
4	4,50	5,54	6,05	8,28	10,42	11,50
5	3,32	4,49	5,05	4,49	5,90	6,56
6	11,73	16,32	18,22	15,40	20,71	23,06
7	5,80	8,14	9,15	6,80	9,24	10,32
8	4,53	5,60	6,12	4,69	5,76	6,29
9	8,09	7,20	7,90	5,74	10,67	11,86
10	6,97	9,48	10,59	12,29	16,19	18,03
11	3,10	3,80	4,15	3,10	3,80	4,15
12	4,47	5,62	6,19	4,70	5,88	6,47
13	15,53	19,93	22,13	15,96	20,44	22,68
14	4,71	6,82	7,57	5,32	5,88	6,46
15	2,24	2,68	2,90	2,57	3,10	3,35
16	6,51	8,78	9,79	10,94	14,47	16,13
17	67,31	89,77	100,51	86,57	111,19	123,76
18	6,53	8,16	8,98	6,57	8,20	9,02
19	6,87	9,11	10,13	11,01	14,45	16,08
20	28,61	38,32	42,89	31,56	41,41	46,21
21	7,48	15,54	17,28	11,82	9,48	10,43
22	8,36	11,09	12,92	12,61	16,58	18,98
23	5,54	7,18	7,93	5,77	7,39	8,14
24	38,57	51,92	58,28	41,83	55,51	62,14
25	4,84	5,98	6,56	4,87	6,02	6,59
26	3,11	3,79	4,12	5,91	7,43	8,21
27	22,00	30,99	34,98	25,32	34,32	38,51
28	7,22	11,51	13,16	11,20	15,94	17,94
29	9,95	15,80	18,07	11,79	16,57	18,61
30	5,19	7,81	8,90	5,82	6,72	7,54
31	5,86	8,46	9,95	6,24	8,42	9,59
32	3,48	4,34	4,78	4,22	5,30	5,83
33	23,22	32,35	39,58	31,44	42,78	50,76
34	4,22	5,48	6,13	4,57	5,93	6,62
35	3,28	4,08	4,48	3,58	4,47	4,91

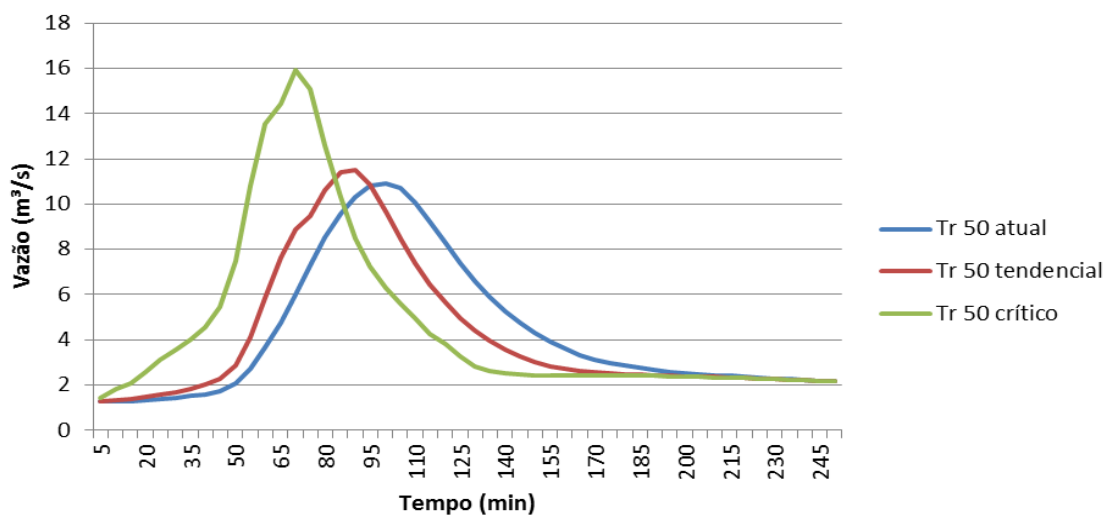
De forma geral, para o tempo de retorno de 10 anos há maior variação com relação ao cenário atual, sendo, em média, tal variação igual a 11% no cenário tendencial e 35% no cenário crítico, como pode ser observado no hidrograma da sub-bacia 20 para esse tempo de retorno (Figura 31). Desta forma, pode-se dizer que o impacto da urbanização é mais significativo para os escoamentos resultantes das precipitações de maior frequência, onde o efeito de infiltração é mais importante.

Figura 31 – Hidrograma da sub-bacia 20 com tempo de retorno de 10 anos, para os cenários atual, tendencial e crítico.



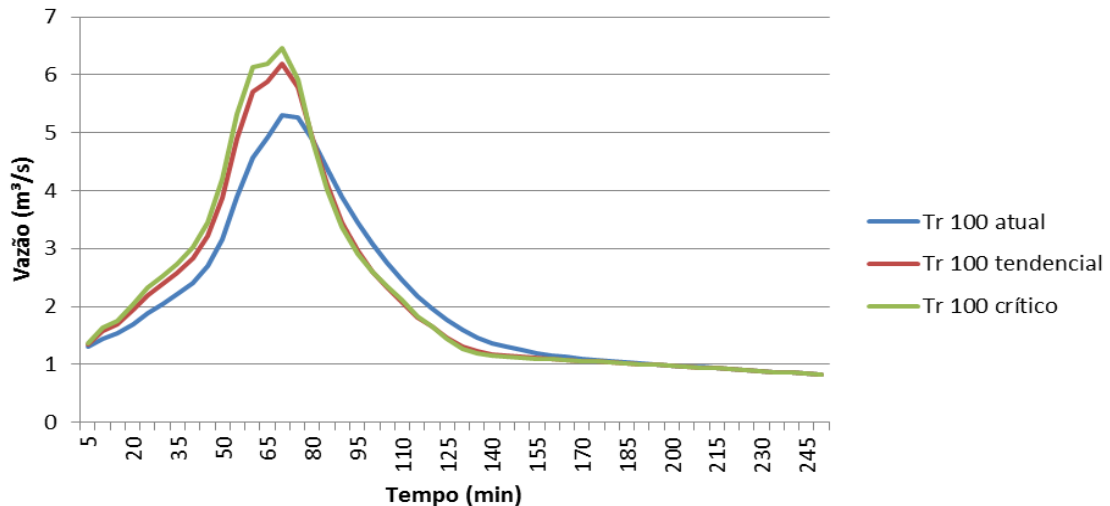
As vazões máximas para os tempos de retorno de 50 anos apresentaram variações, em relação ao cenário atual, em média de 11% para o cenário tendencial e 31% para o cenário crítico. A Figura 32, que mostra o hidrograma da sub-bacia 28 para esse tempo de retorno, ilustra esse comportamento.

Figura 32 – Hidrograma da sub-bacia 28 com tempo de retorno de 50 anos, para os cenários atual, tendencial e crítico.



Para o tempo de retorno de 100 anos, as vazões máximas variaram na ordem de 10% e 30% de aumento nos cenários tendencial e crítico, respectivamente, em relação ao cenário atual. Para ilustrar este comportamento, apresenta-se na Figura 33 o hidrograma da sub-bacia 12 para esse tempo de retorno e considerando os três cenários analisados.

Figura 33 – Hidrograma da sub-bacia 12 com tempo de retorno de 100 anos, para os cenários atual, tendencial e crítico.



Todas as vazões máximas por sub-bacias nos cenários estudados e por tempo de retorno são apresentadas na Figura 34. As sub-bacias com áreas maiores do que 1 km² tiveram as maiores vazões máximas, a cima de 13 m³/s com tempo de retorno de 10 anos. Devido aos diferentes níveis de aumento da impermeabilização nas sub-bacias, não houve um aumento padrão das vazões máximas. Como exemplo, a sub-bacia 22 teve variação da vazão máxima próxima dos 2%, quando comparado o cenário tendencial com o atual, enquanto na sub-bacia 29 houve uma variação de 50% nos mesmos cenários.

Dessa forma, à medida que se aumenta o risco, ou seja, para tempos de retorno maiores, a diferença relativa entre as vazões máximas antes e depois do aumento de impermeabilização diminui.

Com relação aos tempos de pico das vazões máximas, observou-se que à medida que o cenário de urbanização é intensificado, o tempo necessário para que a vazão atinja seu valor máximo diminui. Na Tabela 7, ressalta-se a variação do tempo de pico (ΔT_p), em percentual, para os cenários futuros (tendencial e crítico), quando comparados ao cenário atual.

Figura 34 – Vazões máximas por sub-bacia nos cenários atual (azul), tendencial (vermelho) e crítico (verde), para eventos de tempo de retorno de 10 anos (a), 50 anos (b) e 100 anos (c).

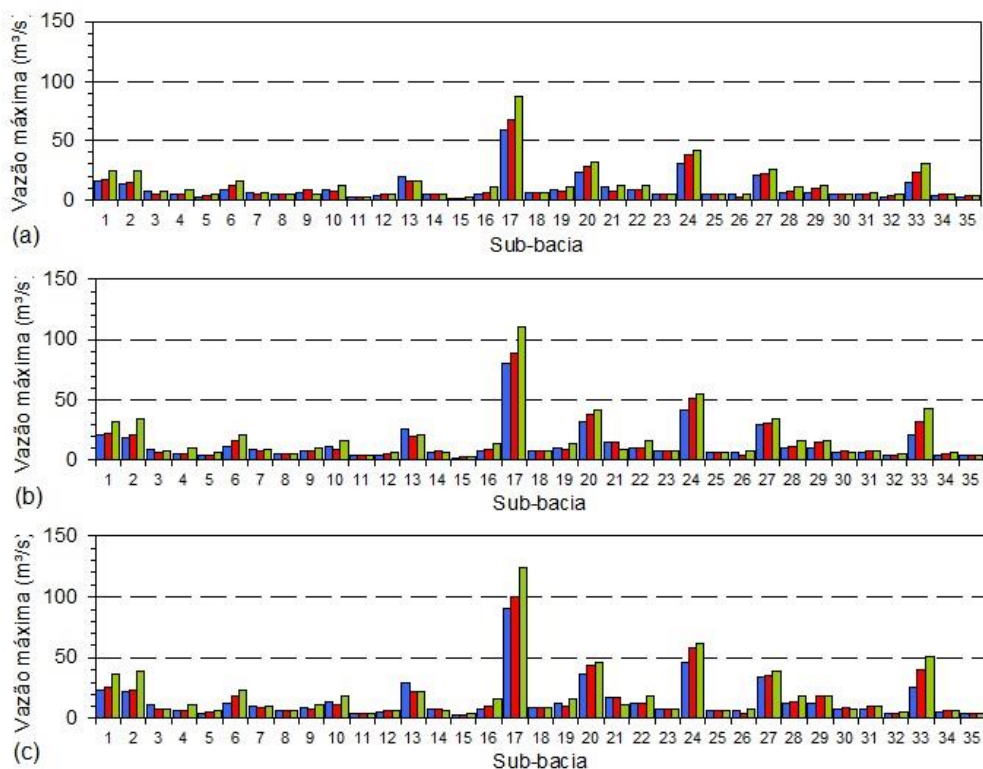
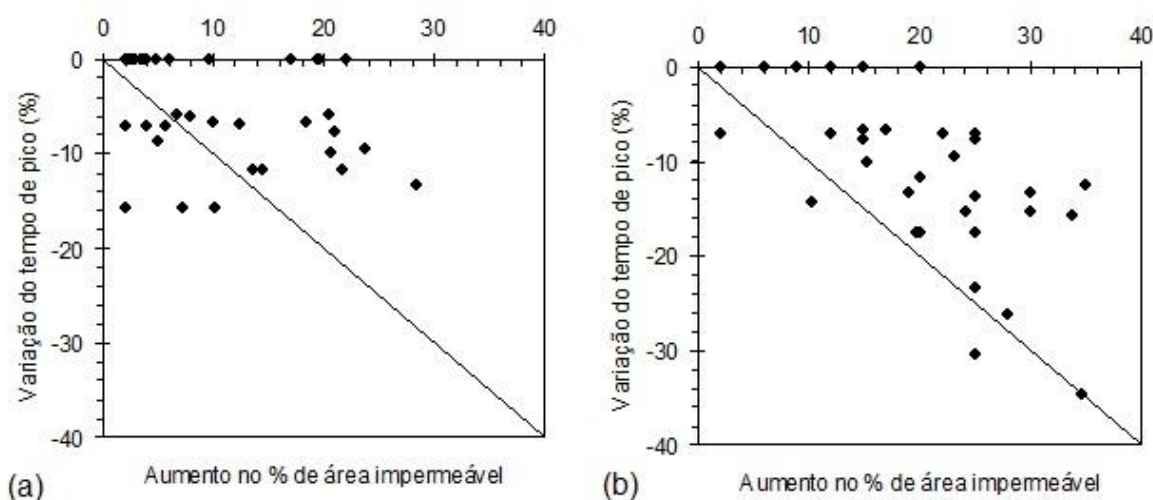


Tabela 7 – Variação do tempo de pico, em percentual, para os cenários tendencial e crítico, com relação ao cenário atual.

Sub-bacia	ΔTp (%)		Sub-bacia	ΔTp (%)	
	Tendencial	Crítico		Tendencial	Crítico
1	-5,88	-17,65	19	0,00	-13,33
2	-8,70	-30,43	20	-10,00	-10,00
3	-7,69	-7,69	21	0,00	0,00
4	0,00	-7,69	22	0,00	-6,67
5	-7,14	-7,14	23	0,00	0,00
6	-7,14	-7,14	24	-9,52	-14,29
7	-5,88	-17,65	25	0,00	0,00
8	0,00	0,00	26	0,00	-15,38
9	-13,33	-13,33	27	0,00	-9,52
10	-6,67	-13,33	28	-15,89	-34,58
11	0,00	0,00	29	-15,79	-15,79
12	0,00	0,00	30	-11,76	-17,65
13	-6,67	-6,67	31	-15,79	-26,32
14	-6,25	-12,50	32	-7,14	-7,14
15	0,00	-15,38	33	-11,76	-11,76
16	-11,76	-23,53	34	0,00	0,00
17	-6,90	-13,79	35	-7,14	-7,14
18	0,00	0,00			

De acordo com a Tabela 7, observa-se que, para o cenário tendencial, o tempo de pico diminuiu em 5% em relação ao cenário atual. O cenário crítico, por sua vez, apresentou, em média, tempos de pico 10% inferior aos do cenário atual. Ou seja, o aumento da impermeabilização é relacionado com a diminuição dos tempos de pico. A Figura 35 apresenta a relação entre o aumento no percentual da área impermeável em cada sub-bacia e a correspondente redução no tempo de pico relativamente ao cenário atual.

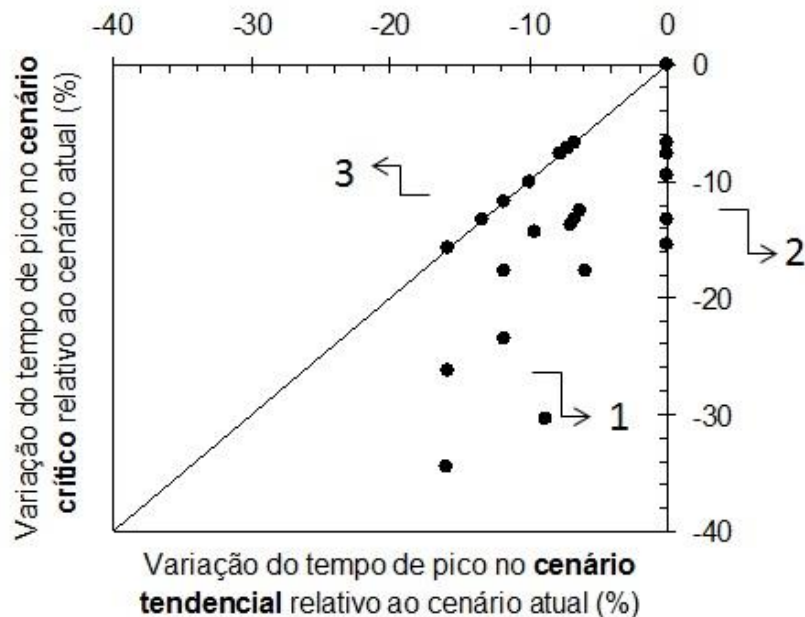
Figura 35 – Relação entre o aumento no percentual da área impermeável em cada sub-bacia e a correspondente redução no tempo de pico relativamente ao cenário atual, determinados para o (a) cenário tendencial e (b) cenário crítico (a linha representa a relação 1:1).



As sub-bacias que tinham menos de 10% de área impermeável no cenário atual, e que tiveram pequena variação dessa característica tenderam a ter as menores variações de tempo de pico, em função da pequena variação da área, como também pelo fato dessas sub-bacias terem seus tempos de concentração calculados pela fórmula de Carter (Eq.6), a qual não considera as áreas impermeáveis nos seus cálculos. De forma geral, para o cenário tendencial, o aumento de mais de 11% de área impermeável resultou em diminuição de cerca de 6% do tempo de pico. Enquanto para o cenário crítico, para haver diminuição do tempo de pico proporcional, foi necessário um aumento de cerca de 20% de área impermeável.

Ao plotar em um mesmo gráfico as variações do tempo de pico de cada cenário futuro em relação ao cenário atual, percebe-se a existência de três comportamentos (setas 1, 2 e 3 indicadas na Figura 36): 1) sub-bacias em que o tempo de pico variou em ambas as mudanças de cenário (atual para tendencial e atual para crítico), tendo maior variação para o cenário crítico; 2) sub-bacias em que o tempo de pico variou em apenas uma das mudanças de cenário, no caso, cenário atual para crítico; e 3) sub-bacias em que a variação do tempo de pico resultante foi considerada idêntica em ambas as mudanças de cenário.

Figura 36 – Variação do tempo de pico nos cenários tendencial e crítico relativamente ao cenário atual para as 35 sub-bacias simuladas (cada ponto é uma sub-bacia; a linha 1:1 é mostrada também).



Na primeira situação (1), encontram-se as sub-bacias que tinham considerável percentual de área impermeável no cenário atual, os quais aumentaram à medida em que se alterou o cenário. Dessa forma, as vazões geradas nos cenários futuros aumentaram, justificando, consequentemente, a diminuição do tempo de pico ao longo das mudanças de cenário. Tal diminuição foi mais intensa ao passar para o cenário crítico do que para o cenário tendencial, em função da maior impermeabilização do solo naquele cenário. No segundo caso (2), estão as sub-bacias onde a impermeabilização era tão baixa que não apresentou diminuição de tempo de pico ao mudar do cenário atual para o tendencial. Entretanto, na mudança para o cenário crítico, com aumento significativo da área impermeável, houve uma diminuição considerável do tempo de pico. As sub-bacias pertencentes à situação 3 são aquelas que tiveram os seus tempos de concentração calculados pelo método de Carter. Como esse método não considera o parâmetro de área impermeável, os tempos de concentração não foram distintos entre os cenários futuros.

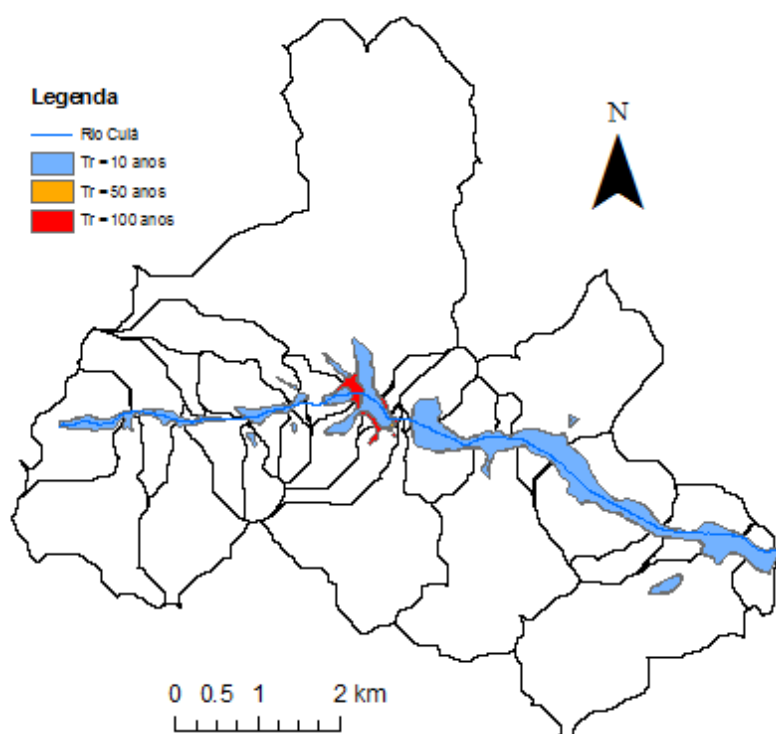
4.4 SIMULAÇÃO DAS INUNDAÇÕES

As simulações geradas pelo modelo HEC-RAS foram realizadas considerando o regime de escoamento não permanente. A distribuição das vazões ao longo do rio Cuiá foi realizada de maneira pontual, resultante das vazões obtidas pelo modelo IPH II para as sub-bacias delimitadas. As simulações ocorreram com intervalo de tempo de 5 minutos.

Os mapas de inundação foram gerados a partir da sobreposição dos níveis de água simulados no HEC-RAS com o MDE, processo auxiliado pela extensão HEC-GeoRAS. Foram gerados três mapas de áreas inundáveis, um para cada cenário, referente aos eventos chuvosos de tempos de retorno de 10, 50 e 100 anos.

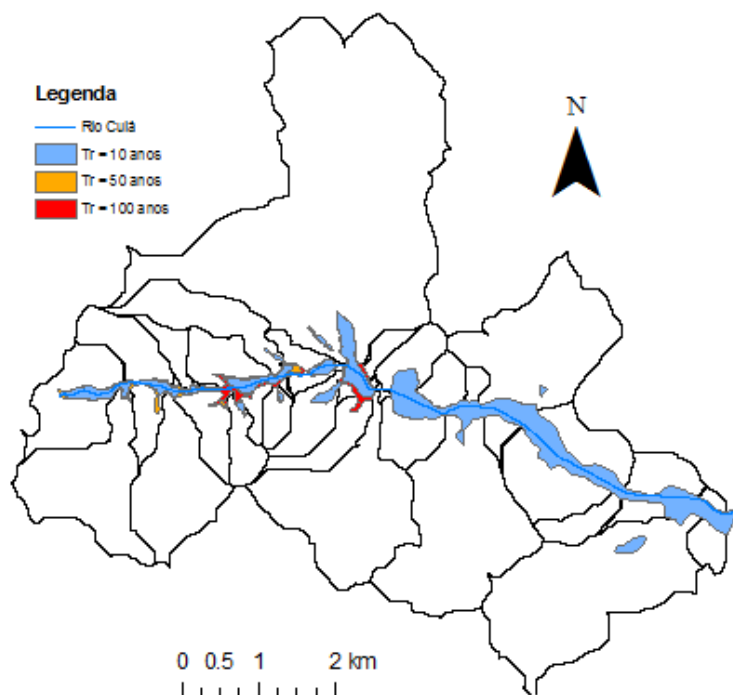
No cenário atual, a mancha de inundação para as chuvas de tempo de retorno de 10 anos foi de 1,93 km². Com tempo de retorno de 50 anos, a mancha de inundação variou 5,2% quando comparado com o $Tr = 10$ anos. Para um tempo de retorno de 100 anos, a variação da mancha de inundação foi de 14,05% quando comparado com o $Tr = 10$ anos (Figura 37).

Figura 37 – Manchas de inundação para o cenário atual.



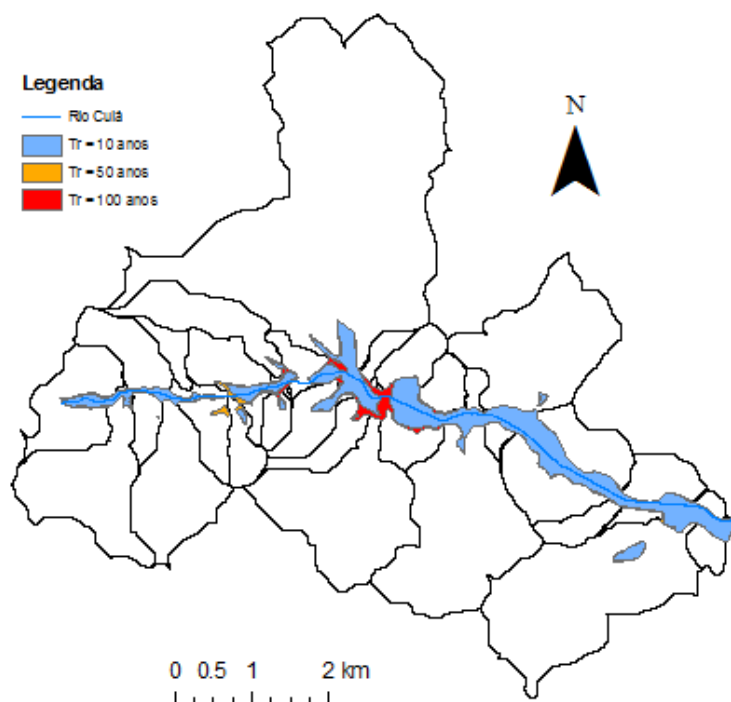
No cenário tendencial, a mancha de inundação para as chuvas de tempo de retorno de 10 anos foi de 1,99 km². Com tempo de retorno de 50 anos, a mancha de inundação variou 3,6% quando comparado com o $Tr = 10$ anos. Para um tempo de retorno de 100 anos, a variação da mancha de inundação foi de 12,05% quando comparado com o $Tr = 10$ anos (Figura 38).

Figura 38 – Manchas de inundação para o cenário tendencial.



No cenário crítico, a mancha de inundação para as chuvas de tempo de retorno de 10 anos foi de 2,22 km². Com tempo de retorno de 50 anos, a mancha de inundação variou 4,95% quando comparado com o Tr = 10 anos. Para um tempo de retorno de 100 anos, a variação da mancha de inundação foi de 10,33% quando comparado com o Tr = 10 anos (Figura 38).

Figura 39 – Manchas de inundação para o cenário crítico.



Ao analisar os mapas de inundação, verifica-se um padrão nas áreas mais sujeitas à inundação. Isto acontece por causa da atual distribuição das áreas urbanizadas que foram consideradas para os cenários futuros. Desta forma, a região mais urbanizada da bacia, ao norte, nos cenários futuros se tornou mais impermeável, tendendo a representar as áreas mais propensas à inundação.

Na tabela 8, são informadas as áreas de inundação geradas para os três cenários para cada tempo de retorno. O aumento das áreas inundáveis quando comparados os cenários futuros com o atual, mostram que chuvas de menor frequência são mais impactantes. Do cenário atual para o crítico, a variação média das áreas inundáveis foi de um aumento de 13,53%, enquanto que do cenário atual para o tendencial, a variação ficou próxima a um aumento de 2%.

Tabela 8 – Áreas inundáveis para os três cenários e para cada tempo de retorno (10, 50 e 100 anos).

CENÁRIO	Área inundável (km²)		
	Tr10	Tr50	Tr100
Atual	1,93	2,03	2,21
Tendencial	1,99	2,06	2,23
Crítico	2,22	2,33	2,45

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Os problemas relacionados às inundações urbanas no Brasil vêm aumentando a cada ano, devido ao desenvolvimento sem planejamento urbano. Existe a necessidade de se conhecer os processos hidrológicos e a capacidade de gerir de forma integrada todos os aspectos envolvidos nessas situações.

Neste estudo, propôs-se analisar os impactos da urbanização sobre as inundações na bacia hidrográfica do rio Cuiá, por meio de análise das vazões máximas geradas, dos tempos de pico das bacias e das áreas inundáveis, considerando diferentes precipitações de projeto para três cenários de urbanização.

Pelo fato de não haver dados observados de vazão e de parâmetros da região ao longo do rio Cuiá, este trabalho possui um caráter comparativo entre os cenários estudados, com o objetivo de estimar respostas da bacia aos eventos simulados. Em função disso, utilizaram-se modelos matemáticos com credibilidade, possibilitando a adoção de valores de parâmetros sugeridos na literatura.

A utilização de diferentes métodos para o cálculo do tempo de concentração das sub-bacias apresentou diferenças significativas ao considerar os cenários futuros. Isso aconteceu devido o método de Carter não considerar o percentual de área impermeável na sua formulação e, dessa forma, não representar o avanço da urbanização nos cenários tendencial e crítico, influenciando nos cálculos das vazões geradas e nos tempos de pico. Entretanto, a adoção do método de Carter só aconteceu devido à inconsistência do método de Desbordes quando aplicado a sub-bacias com menos de 1 km² de área com baixos valores de percentual de impermeabilidade.

Para a definição das vazões de projeto, utilizou-se o modelo IPH II, bastante difundido e de fácil uso. A ausência de dados observados foi suprida com base em dados da região e de valores sugeridos na literatura. Os hidrogramas gerados foram considerados satisfatórios, tendo o modelo representado coerentemente o impacto da urbanização sobre a geração de escoamento superficial.

Para a definição dos níveis de inundação, utilizou-se o modelo HEC-RAS, na condição de regime não permanente. O fato do modelo digital de elevação não ser mais detalhado dificultou a extração de informações por meio das seções transversais criadas pela extensão HEC-GeoRAS. Dessa forma, a determinação das calhas do rio em estudo foi prejudicada. Os parâmetros exigidos foram baseados em dados da literatura, verificando as condições da área para maior similaridade.

As simulações apresentaram instabilidade numérica, provavelmente devido à determinação de um número insuficiente de seções transversais ao longo do rio, e da definição imprecisa das calhas do rio Cuiá. O delineamento das manchas de inundação considerou apenas as informações ao longo do principal rio da bacia hidrográfica, o que pode apresentar uma realidade diferente do que ocorre na região. O processo de definição das manchas de inundação foi relativamente simples, devido à extensão HEC-GeoRAS, que compatibiliza as informações provenientes do modelo hidrodinâmico com os dados georreferenciados da área.

Por ser uma região que tem apresentado eventos de inundações e alagamentos todos os anos, é necessário que se faça estudos que levem em consideração diferentes tipos de intervenção na drenagem urbana, para que se possa avaliar a eficiência de medidas de controle sobre os impactos das inundações.

Recomenda-se, ainda:

- Definir um método de cálculo de tempo de concentração que seja coerente para um cenário atual e futuro;
- Coletar mais informações ao longo do rio Cuiá para representação no modelo hidrodinâmico, principalmente o detalhamento das seções transversais;
- Calibrar os modelos hidrológicos com dados observados;
- Elaborar mapas de inundação de forma mais detalhada, permitindo que se tenha a noção de pontes e ruas, por exemplo;
- Elaborar estudos que abordem a adoção de medidas de controle na fonte do escoamento superficial, como as técnicas de LID, e seus impactos nessa região;
- Avaliar os prejuízos causados pelas inundações na área, com vistas ao estabelecimento de uma relação custo/benefício para as medidas de controle.

REFERÊNCIAS

BARBOSA, F.A.R. **Medidas de proteção e controle de inundações urbanas na bacia do rio Mamanguape/PB**. 2006. 116 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana) – Universidade Federal da Paraíba, Paraíba, João Pessoa, 2006.

BRASIL. Fundação Nacional de Saúde. **Manual de saneamento**. 3 ed. Brasília: Fundação Nacional de Saúde, 2006. 408p.

BRASIL. Lei nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007. Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico; altera as Leis nºs 6.766, de 19 de dezembro de 1979, 8.036, de 11 de maio de 1990, 8.666, de 21 de junho de 1993, 8.987, de 13 de fevereiro de 1995; revoga a Lei nº 6.528, de 11 de maio de 1978; e dá outras providências. **Diário Oficial da República Federativa do Brasil**. Brasília, 2007.

BRAVO, J.M.; COLLISCHONN, W.; TUCCI, C.E.M. Verificação da eficiência e eficácia de um algoritmo evolucionário multi-objetivo na calibração automática do modelo hidrológico IPH II. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos – RBRH**, v. 14, n. 3, p. 37-50, jul/set. 2009.

BRAVO, J.M. et al. **WIN_IPH2 - Modelo IPH2 para Windows: Manual de conceitos**. UFRGS/ IPH: Porto Alegre, RS, 2006.

BRUNNER, G.W. **HEC-RAS, River Analysis System, Hydraulic Reference Manual**, Version. 4.1, 2010. 417 p.

BUARQUE, D.C. et al. Comparação de métodos para definir direções de escoamento a partir de modelos digitais de elevação. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos — RBRH**, v. 14, n. 2, p. 91-103, abr/jun. 2009.

BUARQUE, D.C.; PAZ, A.R.; COLLISCHONN, W. Extração automática de parâmetros físicos de bacias hidrográficas a partir do MNT para utilização em modelos hidrológicos. In: SIMPÓSIO DE RECURSOS HÍDRICOS DO SUL-SUDESTE, 2., 2008, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABRH, 2008.

BUCHELE, B. et al. Flood-risk mapping: contributions towards an enhanced assessment of extreme events and associated risks. **Natural Hazards and Earth System Sciences**, v. 6, p. 485-503, jun. 2006.

CALLOW, J.N.; VAN NIEL, K.P.; BOGGS, G.S. How does modifying a DEM to reflect known hydrology affect subsequent terrain analysis?. **Journal of Hydrology**, v. 332, n. 1-2, p. 30-39, jan. 2007.

CAMPANA, N.; TUCCI, C.E.M. Predicting floods from urban development scenarios: Case study of the Dilúvio basin, Porto Alegre, Brazil. **Urban Water**, v. 3, n. 1-2, p. 113-124, mar/jun. 2001.

CANÇADO, V.L.; NASCIMENTO, N.O.; CABRAL, J.R. Cobrança pela drenagem urbana de águas pluviais: bases conceituais. **Revista de Gestão da Água da América Latina**, v.2, n.1, p.5-21, jan/jun. 2005.

CANHOLI, A.P. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2005. 301 p.

CARVALHO, R.S.R. **Estudo da propagação de ondas de cheias no Ribeirão José Pereira, em Itajubá, utilizando HEC-RAS**. 2012. 106 f. Dissertação (Mestrado em Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Instituto de Recurso Naturais, Universidade Federal de Itajubá, 2012.

CHAPLOT, V. et al. Accuracy of interpolation techniques for the derivation of digital elevation models in relation to landform types and data density. **Geomorphology**, 77, n. 1-2, p.126-141, jul. 2006.

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

COLLISCHONN, W.; TUCCI, C.E.M. Ajuste multiobjetivo dos parâmetros de um modelo hidrológico. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos – RBRH**, v. 8, n. 3, p. 27-39, jul/set. 2003.

COOK, A.; MERWADE, V. Effect of topographic data, geometric configuration and modeling approach on flood inundation mapping. **Journal of Hydrology**, v. 377, n. 1-2, p. 131-142, out. 2009.

CORREIA, E.F.G. **Modelagem hidrológica da bacia hidrográfica do rio Bengala, Nova Friburgo, RJ, utilizando o potencial de geotecnologias na definição de áreas de risco de inundação**. 2011. 293 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Computação) – Universidade Estadual do Rio de Janeiro, 2011.

CRED – CENTER OF RESEARCH ON EPIDEMIOLOGY OF DISASTERS. **Annual Disaster Statistical Review 2011 – The number and trends**. Brussels: Univeristé Catholique de Louvain, 2012.

CUNGE, J.A.; HOLLY, F.M.; VERWEY, A. **Practical aspects of computational river hydraulics**. Pitman Publishing. Boston, EUA, 420 p. 1981.

DECINA, T.G.T. **Análise de medidas de controle de inundações a partir da avaliação de cenários de uso e ocupação do solo na bacia hidrográfica do Córrego do Gregório, São Carlos-SP**. 2012. Dissertação de Mestrado (Programa de Pós Graduação em Engenharia Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Paulo, São Carlos, 2012.

DINGMAN, S.L. **Physical Hydrology**. Long Grove, Illinois: Waveland Press Inc., 2002.

DU, J. et al. Assessing the effects of urbanization on annual runoff and flood events using an integrated hydrological modeling system for Qinhuai River basin, China. **Journal of Hydrology**, v. 464-465, p. 127-139, set. 2012.

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

ENOMOTO, C.F. **Método para elaboração de mapas de inundação: estudo de caso na bacia do rio Palmital, Paraná**. 2004. 122 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental) – Universidade Federal do Paraná, Paraná, Curitiba, 2004.

FERNANDES, C. **Microdrenagem**. Campina Grande: CARFERMED, 2004. 213 p.

FISHER, P. Improved modeling of elevation error with geostatistics. **GeoInformatica**, v. 2, n. 3, p. 215-233, jun. 1998.

FONTES, A.R.M.; BARBASSA, A.P. Diagnóstico e prognóstico da ocupação e da impermeabilização urbanas. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 8, n. 2, p. 137-147, abr/jun. 2003.

FRAGOSO JR, C.R. Regionalização da vazão máxima instantânea com base na precipitação de projeto. **Revista Eletrônica de Recursos Hídricos**, v. 1, n. 1, p. 5-13, jul/dez. 2004.

GARCIA, J.I.B.; PAIVA, E.M.C.D. Monitoramento hidrológico e modelagem da drenagem urbana da Bacia do Arroio Cancela – RS. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos - RBRH**, v. 11, n. 4, p. 99-108, out/dez. 2006.

GERMANO, A.; TUCCI, C.E.M.; SILVEIRA, A.L.L. Estimativa dos parâmetros do modelo IPH II para algumas bacias urbanas brasileiras. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 3, n. 4, p. 103-120, out/dez. 1998.

GILROY, K.L.; McCUEN, R.H. Spation-temporal effects of low impact development practices. **Journal of Hydrology**, v. 367, p. 228-236, 2009.

GOLDENFUM, J.A. et al. Challenges for the sustainable Urban stormwater management in developing countries: from basic education to technical and institutional issues. In: NOVATECH 2007 - INTERNATIONAL CONFERENCE ON SUSTAINABLE TECHNIQUES AND STRATEGIES IN URBAN WATER MANAGEMENT, 7., 2007, Lyon, France. **Anais...** Lyon: Unesco, 2007. p. 24-28.

GUERRA, A.J.T.; CUNHA, S.B. (Orgs). **Impactos ambientais urbanos no Brasil**. 4 ed. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, 2006. 415 p.

HUTCHINSON, M.F. A new procedure for gridding elevation and stream line data with automatic removal of spurious pits. **Journal of Hydrology**, v. 106, p. 211-232, 1989.

IPH. **Plano diretor de drenagem urbana de Porto Alegre – Manual de drenagem urbana**. Porto Alegre: IPH/UFRGS, 2005.

JHA, A.K.; BLOCH, R.; LAMOND, J. (orgs). **Cidades e Inundações: um guia para a gestão integrada do risco de inundação urbana para o século XXI**. Washinton-DC: Banco Mundial, 2012.

JIA, H. et al. Planning of LID-BMPs for urban runoff control: The case of Beijin Olympic Village. **Tecnology for Sustainable Water Environment**, v. 84, p. 112-119, 2012.

KENNY, F.; MATTHEWS, B. A methodology for aligning raster flow direction data with photogrammetrically mapped hydrology. **Computers & Geoscience**, v. 31, n. 6, p. 768-779, jul. 2005.

MANFREDA, S.; LEO, M.Di.; SOLE, A. Detection of flood prone areas using digital elevation models. **Journal of Hydrological Engineering**, dez. 2010.

MAZIERO, E. **Histograma tempo/área geoprocessado: uso em modelo chuva-vazão concentrado**. 2010. 11 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul, 2010.

MENEZES FILHO, F.C.M.; TUCCI, C.E.M. Alteração na relação entre densidade habitacional x área permeável: Porto Alegre – RS. **Revista de Gestão de Água na América Latina – REGA**, v. 9, n. 1, p. 49-55, jan/jun. 2012.

MERWADE, V.; COOK, A.; COONROD J. GIS techniques for creating river terrain models for hydrodynamic modeling flood inundation mapping. **Environmental Modelling & Software**, v. 23, n. 10-11, p. 1300-1311, out/nov. 2008.

MERWADE, V. et al. Uncertainty in flood inundation mapping: current issues and future directions. **Journal of Hydrology Engineering**, v.13, n.8, p. 608-620, jul/ago. 2008.

MORAIS, L.M.F.A. **Expansão urbana e qualidade ambiental no litoral de João Pessoa - PB**. 2009. 156 f. Dissertação (Mestrado em Geografia) – Universidade Federal da Paraíba, Paraíba, João Pessoa, 2009.

MOTA, S. **Urbanização e meio ambiente**. Rio de Janeiro. Fortaleza: ABES, 2011. 380 p.

MOTA JR, J.C; TUCCI, C.E.M. Simulation of the urbanization effect in flow. **Hydrological Sciences Journal**, v. 29, n. 2, p. 131-147, jun. 1984.

NASCIMENTO, V.M.L.C. **Cartografia das áreas favoráveis à ocupação urbana do município de João Pessoa/PB utilizando Sistemas de Informações Geográficas**. 2008. 126 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana) – Universidade Federal da Paraíba, Paraíba, João Pessoa, 2008.

PAIVA, R.C.D. de. **Modelagem hidrológica e hidrodinâmica de grandes bacias - Estudo de Caso: Bacia do Rio Solimões**. 2009. 168 f. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

PAZ, A.R. **Simulação hidrológica de rios com grandes planícies de inundação**. 2010. 235 f. Tese (Doutorado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

PAZ, A.R. et al. Errors in river lengths derived from raster digital elevation models. **Computers & Geosciences**, v. 34, n. 11, p. 1584-1596, nov. 2008.

PAZ, A.R.; COLLISCHONN, W. River reach length and slope estimates for large-scale hydrological models based on a relatively high-resolution digital elevation model. **Journal of Hydrology**, v. 343, n. 3-4, p. 127-139, set. 2007.

PHILIPPI JR, A. (Ed). **Saneamento, saúde e ambiente: fundamentos para um desenvolvimento sustentável**. Barueri, SP: Manole, 2005. 841 p.

PIRES, J.M. et al. Análise de exatidão de diferentes métodos de interpolação para geração de modelos digitais de elevação e obtenção de características morfométricas em bacias hidrográficas. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v.10, n.2, p.39-47, abr/jun. 2005.

PONTES, P.R.M. **Comparação de modelos hidrodinâmicos simplificados de propagação de vazão em rios e canais**. 2011. 144 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

REIS, A.L. Q. **Índice de sustentabilidade aplicado à bacia do rio Cuiá – João Pessoa (PB)**. 2010. 137 f. Dissertação (Mestrado em Desenvolvimento e Meio Ambiente – PRODEMA) – Universidade Federal da Paraíba, Paraíba, João Pessoa, 2010.

REIS, J.T.; PEREIRA FILHO, W.; SILVEIRA, A.L.L. Estimativa entre densidade habitacional e áreas impermeáveis na região urbana da sub-bacia hidrográfica do arroio Cadena em Santa Maria, RS. **Ciência e Natura**, v. 33, n. 1, p. 145-160. 2011.

RIGHETTO, A.M. (Org). **Manejo de águas pluviais urbanas**. Rio de Janeiro: ABES, 2009.

SAITO, N.S. **Modelos digitais de elevação na sub-bacia hidrográfica do Córrego Horizonte, Alegre – Espírito Santo**. 2011. 120 f. Dissertação (Mestrado em Ciências Florestais) – Universidade Federal do Espírito Santo, Espírito Santo, Jerônimo Monteiro, 2011.

SEMARH. **Plano Diretor da Bacia Hidrográfica do Rio Gramame**. Convênio SEMARH/SCIENTEC. Volumes 1, 2, 3 e 4. 2000.

SEPLAN. Prefeitura Municipal de João Pessoa. **Plano Diretor da Cidade de João Pessoa**. João Pessoa, 1994.

SILVA, L.P. **Modelagem e geoprocessamento na identificação de áreas de risco de inundação e erosão na bacia do rio Cuiá**. 2007. 114 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana) – Universidade Federal da Paraíba, Paraíba, João Pessoa, 2007.

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, jan/mar. 2005.

SOBREIRA, L.C. **Expansão urbana e variações mesoclimáticas em João Pessoa – PB**. 2010. 69 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana e Ambiental) – Universidade Federal da Paraíba, Paraíba, João Pessoa, 2010.

SOUZA, C.F.; CRUZ, M.A.S.; TUCCI, C.E.M. Desenvolvimento urbano de baixo impacto: planejamento e tecnologias verdes para a sustentabilidade das águas urbanas. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 17, n. 2, p. 9-18, abr/jun. 2012.

SOUZA, C.F. **Mecanismos técnico-institucionais para sustentabilidade da drenagem urbana**. 2005. 174 f. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

SOUZA FILHO, R.B. **Construção de cenários urbanos através de técnicas de geoprocessamento como auxílio para o ordenamento do território: a Bacia Hidrográfica do rio Cuiá, João Pessoa-PB**. 2010. 101 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana e Ambiental) – Universidade Federal da Paraíba, Paraíba, João Pessoa, 2010.

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

TAMIOSSO, M.F. **Avaliação do método Silveira com uso de dois modelos chuva-vazão para estimativa de disponibilidade hídrica em pequenas bacias com pequena amostragem de vazão**. 2012. 97 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil, Área de Concentração em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul, 2012.

TOMINAGA, L.K.; SANTORO, J.; AMARAL, R. (orgs). **Desastres naturais: conhecer para prevenir**. São Paulo: Instituto Geológico, 2009.

TUCCI, C.E.M. Águas urbanas. **Estudos avançados**, v. 22, n. 63, p. 97-112, 2008.

_____. **Gestão de águas pluviais urbanas**. Brasília: Ministério das Cidades/Unesco, 2005a.

_____. **Modelos hidrológicos**. Editora da UFRGS, 2 ed., Porto Alegre (RS), 2005b. 678 p.

_____. Gerenciamento da drenagem urbana. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v.7, n. 1, p. 5-27, jan/mar. 2002.

_____. (Org). **Hidrologia: ciência e aplicação**. 2 ed. Porto Alegre: Editora da Universidade/ABRH, 1997. 943 p.

TUCCI, C.E.M; BERTONI, J.C. (Org). **Inundações urbanas na América do Sul**. Porto Alegre: ABRH, 2003.

TUCCI, C.E.M; PORTO, R.L.; BARROS, M.T. (Org). **Drenagem urbana**. Porto Alegre: ABRH / Editora da Universidade/ UFRGS, 1995. 428 p.

TUCCI, C.E.M.; VILLANUEVA, A.O.N. Flood control measure in União da Vitória and Porto União: structural vs. non-structural measures. **Urban Water**, v.1, n. p. 177-182, 1999.

UNITED NATIONS. Department of Economic and Social Affairs, Population Division. **World Population Prospects: The 2012 Revision, Key Findings and Advance Tables**. New York, 2013.

U.S ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. **Black river restoration master plan.** Ohio, 2009.

_____. **Low Impact Development (LID): a literature review.** Washington D.C., 2000.

_____. **Stream Corridor Restoration – principles, processes and practices.** Washington D.C, 1998.

WISE, S.M. Effect of differing DEM creation methods on the results from a hydrological model. **Computers & Geoscience**, v. 33, n. 10, p.1351-1365, out. 2007.

ZEILHOFER, P. Modelação de relevo e obtenção de parâmetros fisiográficos na bacia do rio Cuiabá. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v.6, n.3, p.95-109, jul/set. 2001.