MELISSA CRISTINA PEREIRA GRACIOSA

**Modelo de seguro para riscos hidrológicos com base em simulação hidráulico-
hidrológica como ferramenta de gestão do risco de inundações**

SÃO CARLOS – SP

2010

MELISSA CRISTINA PEREIRA GRACIOSA

Modelo de seguro para riscos hidrológicos com base em simulação hidráulico-hidrológica como ferramenta de gestão do risco de inundações

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Área de concentração: Hidráulica e Saneamento

Orientador: Prof. Dr. Eduardo Mario Mendiando

SÃO CARLOS - SP

2010

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

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

S731m Graciosa, Melissa Cristina Pereira
Modelo de seguro para riscos hidrológicos com base em
simulação hidráulico-hidrológica como ferramenta de
gestão do risco de inundações / Melissa Cristina Pereira
Graciosa ; orientador Eduardo Mario Menciondo. -- São
Carlos, 2010.

Tese (Doutorado-Programa de Pós-Graduação e Área de
Concentração em Engenharia Hidráulica e Saneamento) --
Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São
Paulo, 2010.

1. Hidrologia. 2. Seguro-enchente. 3. Gestão do risco
de inundações. 4. Mapas de risco de inundação. 5.
Simulação hidráulico-hidrológica. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato(a): Engenheira **MELISSA CRISTINA PEREIRA GRACIOSA**

Tese defendida e julgada em 23/02/2010 perante a Comissão Julgadora:

Prof. Dr. **EDUARDO MARIO MENDIONDO - (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

aprovado

Profª. Titular **LUISA FERNANDA RIBEIRO REIS**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

aprovado

Dr. **ALUISIO PARDO CANHOLI**
(Hidrostudo Engenharia)

Aprovado

Prof. Associado **ANTONIO MAROZZI RIGHETTO**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Aprovado

Prof. Titular **MARIO THADEU LEME DE BARROS**
(Escola Politécnica/USP)

Aprovado

Prof. Associado **MARCELO ZAIAT**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Hidráulica e Saneamento

Prof. Titular **GERALDO ROBERTO MARTINS DA COSTA**
Presidente da Comissão da Pós-Graduação da EESC

Dedico este trabalho ao meu marido Rafael, a quem dedico também minha vida.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pela minha vida e pelas bênçãos que todos os dias me concede.

Ao meu marido Rafael, pelo amor. E também pelo apoio, dedicação e paciência.

Ao meu pai, Paulo Roberto, pela formação moral, minha eterna gratidão.

Às minhas irmãs Aline e Terezinha, a toda a minha família e também à família de meu marido, pelo apoio e compreensão.

Ao professor Dr. Eduardo Mario Mendiondo, pela orientação, ensinamentos e incentivo.

Aos professores: Dra. Luiza Fernanda Ribeiro Reis, Dr. Ademir Pacelli Barbassa, Dr. Mario Thadeu Lemes de Barros e ao Dr. Aluisio Pardo Canholi, pelas importantes contribuições para a tese.

Ao professor Dr. Jackson Roehrig, pela excelente recepção no estágio de doutorado na Alemanha, pelos ensinamentos e contribuições para o trabalho.

Aos professores Dr. Swami Marcondes Vilela, Dr. Fazal Hussain Chaudhry e Dra. Ruth de Gouvêa Duarte, pelo exemplo e amizade.

Aos amigos José Rocha Cavalcanti Filho, Marly Serillo e Ana Flavia Zaghi, pelo apoio, carinho e, sobretudo, pela amizade.

Às amigas do SHS/EESC: Caroline de Andrade Gomes da Cunha, Flávia Bottino, Juliana Pontes Machado de Andrade, Heloísa Ceccato Mendes, Regina Mambeli Barros e Luciana da Silva Peixoto pela amizade e incentivo.

Às funcionárias do SHS/EESC: Maria Auxiliadora Altieri Pin, a Sá; Pavlovna Damião Rocha Bueno, a Pavi e Rosemeire Aparecida de Jesus, a Rose, pela dedicação e carinho com que sempre me acolheram.

A todos os colegas do Núcleo Integrado de Bacias Hidrográficas – NIBH, de ontem e de hoje, pelo companheirismo, incentivo e colaboração.

Aos colegas da Hidrostúdio Engenharia pelo apoio e colaboração.

Ao Departamento de Hidráulica e Saneamento - SHS da Escola de Engenharia de São Carlos – EESC, da Universidade de São Paulo – USP, pela estrutura disponibilizada para a elaboração da tese.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq pela bolsa de estudos concedida.

Ao Serviço Alemão de Intercâmbio Acadêmico – DAAD, pelo financiamento concedido para a realização do estágio de doutorado *sanduíche* na Alemanha.

Ao Instituto de Tecnologia para os Trópicos – ITT da Universidade de Ciências Aplicadas de Colônia, Alemanha – FHK, por disponibilizar suas instalações para o doutorado *sanduíche*. Ao Prof. Dr. Hartmut Gaese, diretor do instituto, e a todos os colegas pela excelente recepção.

À Bjoernsen Consultoria e Engenharia, em Koblenz, Alemanha; em especial: ao Dr. Kaj Lippert, pela viabilização do estágio para o desenvolvimento da simulação hidráulica; ao Eng. Thomas Jung, pelos ensinamentos sobre o software Kalypso; a todo o pessoal da empresa pela recepção e coleguismo.

A todos os amigos que fizeram a estadia na Alemanha mais agradável, em especial a Maria Börgel e Ivone Calhau.

A todos os cidadãos anônimos – contribuintes, que me possibilitaram concretizar esta tese com recursos públicos, mesmo que, muitas vezes, não tenham oportunidade de acesso aos mesmos recursos que eu tive – expresso minha gratidão e profundo desejo de retribuição.

“A defesa contra as enchentes é hoje uma necessidade urgente. Porém, a população deve estar consciente de que uma participação na arrecadação de recursos não representa ônus, e sim, se assemelha a um prêmio de seguro, que em relação ao valor dos bens segurados, é ridiculamente pequeno. O esforço é do interesse de todos.”

Edição do Blumenauer Zeitung (Jornal de Blumenau),
publicada após a inundação de 1927, que elevou em 12,3
metros o nível do rio Itajaí-Açu.

RESUMO

Graciosa, M.C.P. (2009). **Modelo de seguro para riscos hidrológicos com base em simulação hidráulico-hidrológica como ferramenta de gestão do risco de inundações**. Tese de doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP.

Recentes catástrofes provocadas por eventos hidrológicos extremos ocorridos nas cidades brasileiras revelaram a fragilidade das atuais políticas empregadas no tratamento do problema das inundações. Frequentemente, faltam recursos mesmo para as ações emergenciais, e as ações estruturais aplicadas muitas vezes consistem de medidas pontuais e paliativas que não promovem soluções definitivas no âmbito de bacia hidrográfica. O tratamento do problema de inundações de maneira orientada ao risco, em lugar da tradicional abordagem orientada a evento, é uma alternativa que propicia soluções mais eficientes e sustentáveis. A gestão do risco de desastres naturais compreende três níveis: antes, durante e após o evento extremo, com base em ações que visam à redução do risco por meio de suas três componentes: ameaça, vulnerabilidade e exposição. No contexto do desenvolvimento e fortalecimento econômico do Brasil, os seguros para desastres naturais têm papel importante como agentes de transferência do risco que possibilitam a recuperação econômica das áreas atingidas. Vencido o entrave inicial à implantação de seguros deste tipo no Brasil, que foi a abertura, em 2007, ao mercado ressegurador internacional, o desafio que se apresenta atualmente é o desenvolvimento de metodologias que possibilitem relacionar a magnitude do evento natural extremo com o prejuízo monetário correspondente e o prêmio de seguro que possibilite ressarcir as perdas contabilizadas, considerando cenários de longo prazo. O modelo de seguros proposto neste trabalho é baseado no princípio de seguro indexado, em que o pagamento de indenizações é vinculado a uma variável climática, no caso, a vazão máxima de cheia. Foram utilizadas ferramentas de modelagem e simulação hidráulico-hidrológica para gerar mapas de risco de inundação e quantificar os prejuízos correspondentes às cheias de diferentes probabilidades de ocorrência. Em seguida, foi simulado um modelo econômico de seguros para obter o prêmio ótimo capaz de ressarcir os prejuízos estimados, considerando diferentes cenários de longo prazo. Um estudo de caso ilustra a aplicação do método em uma bacia hidrográfica caracterizada por problemas recorrentes de inundação, dado o processo de expansão urbana que nela vem ocorrendo. Foram avaliadas faixas de cobertura em função dos períodos de retorno das cheias correspondentes. Os resultados mostraram que a metodologia é adequada à análise do comportamento do fundo de seguros. Resseguros podem ser requeridos para o tratamento de eventos de períodos de retorno muito extremos.

Palavras-chave: Seguro-enchente; Gestão do risco de inundações; Mapas de risco de inundação. Simulação hidráulico-hidrológica.

ABSTRACT

Graciosa, M.C.P. (2009). **Flood insurance model based on hydrological simulation as a flood risk management tool**. Doctorate thesis. São Carlos School of Engineering, University of São Paulo, São Carlos – SP.

Recent disasters caused by extreme hydrological events, occurred in Brazilian cities, have exposed how fragile the current policies are to manage such situation. Often, a lack of resources is observed even for emergency actions, while structural actions commonly consist of palliative and punctual measures that do not promote real solutions considering the watershed sphere. To face the problem based on a risk-oriented approach instead of the traditional event-oriented approach represents an alternative that provides more efficient and sustainable solutions. Disaster risk management comprehends three time-oriented phases: before, during and after the extreme event, each phase focusing on the three risk's components: hazard, vulnerability and exposition. As Brazil's economy grows stronger and more stable, natural disaster insurance plays an important role as a risk transfer mechanism, promoting economic resilience in damaged areas. After the opening of the reinsurance's market in 2007, Brazil's challenge is to develop methodologies relating extreme events hazard with its corresponding damage and an insurance premium, in a way that the losses can be refunded in long term sceneries. The insurance model proposed in this work is based on the indexed insurance, where the refunds are linked to a weather variable – the maximum discharge. Hydrologic and hydraulic simulations were developed in order to generate risk maps and to quantify the damage related to floods with different return periods. Afterwards, a flood insurance model was simulated in order to obtain the optimal insurance premium sufficient to refund the expected damage for long term sceneries. A case study illustrates the method in a watershed where flood events are frequent due to urban occupation. The insurance coverage associated to each flood return period was examined and the results have shown that the methodology is suitable for the analysis of the flood insurance's behavior. Reinsurance may be required to deal with extreme events with high return periods.

Key-words: Flood insurance; Flood risk management; Flood risk maps; Hydraulic-hydrological simulation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1 – Quadro-resumo do trabalho.....	5
Figura 3-1 – Triângulo do risco. Fonte: Crichton (1999), modificado.	6
Figura 3-2 – Redução da componente ameaça, p.ex: medidas hidráulicas na bacia hidrográfica, controle na fonte. Fonte: ANDRADE (2006), adaptado de Crichton (1999)	7
Figura 3-3 - Redução da componente exposição, p.ex: leis de zoneamento, preservação das várzeas. Fonte: ANDRADE (2006), adaptado de Crichton (1999).....	7
Figura 3-4 – Redução da componente vulnerabilidade, p.ex: sistemas de alerta antecipado, planos de evacuação e sistemas de proteção. Fonte: ANDRADE (2006), adaptado de Crichton (1999) .	7
Figura 3-5 – Etapas da gestão do risco de inundações. Fonte: Graciosa e Mendiondo (2007).....	9
Figura 3-6 – Enchente, alagamento e inundação. Fonte: Andrade (2006) (Adaptado de Goerl e Kobiyama, 2005 e Mendes, 2005).	10
Figura 3-7 Classificação dos danos em decorrência de inundações.	12
Figura 3-8 – Método da curva nível-prejuízo para a estimativa dos prejuízos por inundação. Fonte: Adaptado de US Army Corps of Engineers (1976).	15
Figura 3-9 – Curvas de prejuízo definidas para o setor residencial. Fonte: Machado et al (2005)	16
Figura 3-10 - Representação de um sistema real por meio de um modelo	33
Figura 3-11 – Classificação dos escoamentos em canais. Fonte: Porto (1998).	38
Figura 3-12 - Inundação de 18 janeiro de 1999. Fonte: Mendes (2005).....	55
Figura 3-13 – Inundação de 14 de fevereiro de 2002. Fonte: Mendes (2005)	55
Figura 3-14 – Alagamento, durante a chuva de 31 de janeiro de 2004. Fonte: Mendes (2005) ...	55
Figura 3-15 – morador amarra veículo ao poste para que não seja levado pela correnteza. Chuva de 31 de janeiro de 2004. Fonte: Mendes (2005)	56
Figura 3-16 – inundação de 3 de fevereiro de 2004. Fonte: Mendes (2005).	56
Figura 4-1 – Quadro metodológico do trabalho	61
Figura 4-2 – Mapa de bacia hidrográfica	63
Figura 4-3 – Planta de bacia com imagem aérea (Adaptado de Google Earth ®)	64
Figura 4-4 – Imagem aérea da parte média da bacia, entre a estação de monitoramento hidrometeorológico e o Mercado Municipal. Fonte: Google Earth.	65
Figura 4-5 – Estação de monitoramento hidrometeorológico no córrego do Gregório.....	66
Figura 4-6 – Esquema das seções transversais levantadas.....	67
Figura 4-7 – Localização em planta das seções levantadas em campo. Situação sem escala.	68
Figura 4-8 – Obtenção do hidrograma resultante de uma chuva de projeto pelo método do hidrograma unitário. Aplicação do princípio de proporcionalidade para obtenção do hidrograma referente a uma chuva P, a partir do hidrograma unitário (conhecido) de uma chuva de 10 mm, com mesma duração.....	73

Figura 4-9 – Convolução dos hidrogramas – aplicação do princípio da superposição para a composição do hidrograma resultante de uma chuva composta de vários blocos.....	74
Figura 4-10 – Ietogramas de projeto obtidos para a bacia do córrego do Gregório, para os períodos de retorno TR = 5, 10, 25, 50 e 100 anos.....	76
Figura 4-11 – Configuração da bacia hidrográfica para simulação hidrológica	78
Figura 4-12 – Subdivisão do perfil para a determinação do coeficiente de resistência $\square$. Fonte: Pasche (2002), Adaptado de DVWK (1991).....	92
Figura 4-13 – Sequência metodológica para obtenção do dano potencial na bacia hidrográfica. Fonte: BWK (2001), modificado.....	99
Figura 4-14 – estimativa do dano total com base nos danos parciais das diferentes zonas de uso e ocupação do solo. Fonte: Jung (2008).	100
Figura 4-15 – Curvas de prejuízo. SETOR 1 – RESIDENCIAL (Fonte: Machado, 2005 – Curva para residências classes A e B); SETOR 2: COMERCIAL/ALIMENTÍCIO (Fonte: Côrtes, 2009 – Curva para o setor comercial categorias 1 e 5); SETOR 3 – COMERCIAL/OUTROS (Fonte: Côrtes, 2009 – Curva para o setor comercial categorias 10 e 15); SETOR 4 – SERVIÇOS (Fonte: Côrtes, 2009 – Curva para o setor de serviços categorias 4, 5 e 6).	102
Figura 4-16 – Fluxograma do modelo de seguros.	106
Figura 5-1 – Comparação entre os hidrogramas obtidos com os parâmetros iniciais, com os parâmetros calibrados e os hidrogramas observados.	115
Figura 5-2 – Hidrograma simulado na seção do linígrafo para a condição atual.....	119
Figura 5-3 – Hidrograma simulado na seção do linígrafo para a condição futura	119
Figura 5-4 – Hidrograma simulado na seção do mercado municipal para a condição atual.....	119
Figura 5-5 – Hidrograma simulado na seção do mercado municipal para a condição futura.....	120
Figura 5-6 – Hidrograma simulado na foz do córrego Gregório para a condição atual	120
Figura 5-7 – Hidrograma simulado na foz do córrego Gregório para a condição futura.....	120
Figura 5-8 – Simulações hidráulicas – condição atual.....	123
Figura 5-9 – Simulações hidráulicas – condição futura.....	124
Figura 5-10 – modelo digital de terreno (MDT) da bacia do córrego do Gregório.....	125
Figura 5-11 – mancha de inundação para TR = 5 anos – condição atual	126
Figura 5-12 – mancha de inundação para TR = 5 anos – condição futura.....	126
Figura 5-13 – mancha de inundação para TR = 10 anos – condição atual	127
Figura 5-14 – mancha de inundação para TR = 10 anos – condição futura.....	127
Figura 5-15 – mancha de inundação para TR = 25 anos – condição atual	128
Figura 5-16 – mancha de inundação para TR = 25 anos – condição futura.....	128
Figura 5-17 – mancha de inundação para TR = 50 anos – condição atual	129
Figura 5-18 – mancha de inundação para TR = 50 anos – condição futura.....	129
Figura 5-19 – mancha de inundação para TR = 100 anos – condição atual.....	130
Figura 5-20 – mancha de inundação para TR = 100 anos – condição futura.....	130

Figura 5-21 – Mapa de risco para TR = 5 anos, condição atual.....	132
Figura 5-22 – Mapa de risco para TR = 5 anos, condição futura.	132
Figura 5-23 – Mapa de risco para TR = 10 anos, condição atual.....	133
Figura 5-24 – Mapa de risco para TR = 10 anos, condição futura.	133
Figura 5-25 – Mapa de risco para TR = 25 anos, condição atual.....	134
Figura 5-26 – Mapa de risco para TR = 25 anos, condição futura.	134
Figura 5-27 – Mapa de risco para TR = 50 anos, condição atual.....	135
Figura 5-28 – Mapa de risco para TR = 50 anos, condição futura.	135
Figura 5-29 – Mapa de risco para TR = 100 anos, condição atual.....	136
Figura 5-30 – Mapa de risco para TR = 100 anos, condição futura.	136
Figura 5-31 – Curva de prejuízo potencial obtida para a bacia do córrego do Gregório – condição atual.....	138
Figura 5-32 – Curva de prejuízo potencial obtida para a bacia do córrego do Gregório – condição futura	138
Figura 5-33 – Análise dos cenários para a cobertura TR = 10 anos. Valores em unidades monetárias.	140
Figura 5-34 – Análise dos cenários para a cobertura TR = 10 anos. Valores em unidades monetárias por m ² de área de risco.	141
Figura 5-35 – Análise dos cenários para a cobertura TR = 10 anos. Valores em unidades monetárias por km ² de bacia contribuinte.	141
Figura 5-36 – Análise dos cenários para a cobertura TR = 25 anos. Valores em unidades monetárias.	141
Figura 5-37 – Análise dos cenários para a cobertura TR = 25 anos. Valores em unidades monetárias por m ² de área de risco.	142
Figura 5-38 – Análise dos cenários para a cobertura TR = 25 anos. Valores em unidades monetárias por km ² de bacia contribuinte.	142
Figura 5-39 – Análise dos cenários para a cobertura TR = 50 anos. Valores em unidades monetárias.	142
Figura 5-40 – Análise dos cenários para a cobertura TR = 50 anos. Valores em unidades monetárias por m ² de área de risco.	143
Figura 5-41 – Análise dos cenários para a cobertura TR = 50 anos. Valores em unidades monetárias por km ² de bacia contribuinte.	143
Figura 5-42 – Análise dos cenários para a cobertura TR = 100 anos. Valores em unidades monetárias.	143
Figura 5-43 – Análise dos cenários para a cobertura TR = 100 anos. Valores em unidades monetárias por m ² de área de risco.	144
Figura 5-44 – Análise dos cenários para a cobertura TR = 100 anos. Valores em unidades monetárias por km ² de bacia contribuinte.	144

Figura 5-45 – Forma de análise do modelo de seguros com base na solvência e eficiência do fundo.	145
Figura 5-46 – Curva de eficiência do modelo de seguros.	146

LISTA DE TABELAS

Tabela 4-1 – Posição relativa das seções levantadas em campo.	68
Tabela 4-2 – Ietogramas de projeto obtidos a partir das curvas idf.....	75
Tabela 4-3 – Valores de CN para condição de umidade antecedente II - áreas urbanas. Fonte: Tucci (1993)	79
Tabela 4-4 – Parâmetros das sub-bacias utilizados na simulação hidrológica para a condição atual.....	80
Tabela 4-5 – Parâmetros dos trechos utilizados na simulação hidrológica para a condição atual	80
Tabela 4-6 – Parâmetros das sub-bacias utilizados nas simulações hidrológicas para a condição futura	82
Tabela 4-7 – Parâmetros dos trechos utilizados nas simulações hidrológicas para a condição futura	82
Tabela 4-8 - Eventos chuva-vazão selecionados para calibração dos parâmetros hidrológicos ...	83
Tabela 4-9 – Valores de ks (rugosidade da areia equivalente) Fonte: Traduzido de BWK, 2000	94
Tabela 4-10 – Fator de forma dos pilares (Fonte: BWK – 2000).....	96
Tabela 4-11 – Parâmetros hidráulicos utilizados nas simulações.....	97
Tabela 4-12 – Principais alterações no modelo de seguros adotado, em relação ao modelo de seguros original, proposto por Righetto e Mendiondo (2007)	105
Tabela 4-13 – Série de eventos máximos anuais.....	109
Tabela 5-1 – Resultados da calibração dos eventos observados	114
Tabela 5-2 – Parâmetros do modelo hidrológico ajustados por calibração	114
Tabela 5-3 – Parâmetros de simulação ajustados após calibração	118
Tabela 5-4 – Vazões máximas simuladas nos nós.....	118
Tabela 5-5 – Resumo dos resultados das simulações hidráulicas para as condições atual e futura	122
Tabela 5-6 – Prejuízos potenciais por TR – condição atual.....	137
Tabela 5-7 – Prejuízos potenciais por TR – condição futura	137
Tabela 5-8 – Prêmios de seguro obtidos por otimização para cada faixa de cobertura avaliada	139
Tabela 5-9 – Prêmios de seguro obtidos por otimização para cada faixa de cobertura avaliada	145

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABIPEME	Associação Brasileira dos Institutos de Pesquisa de Mercado
BWK	Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau (Associação de Engenheiros de Recursos Hídricos, Gerenciamento de Resíduos Sólidos e Uso do Solo)
CABC	Análise de Bacias Complexas, software
C-LIV	Condutos Livres, software
CN	Curve Number, parâmetro do modelo SCS
CNAE	Classificação Nacional de Atividades Econômicas
CNPq	Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
CPRM	Serviço Geológico do Brasil
CS	Coeficiente de Solvência
CT-Hidro	Fundo Setorial de Recursos Hídricos
DAAD	Deutscher Akademischer Austausch Dienst (Serviço Alemão de Intercâmbio Acadêmico)
DAEE	Departamento de Águas e Energia Elétrica
DVWK	Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau (Associação Alemã para o Gerenciamento dos Recursos Hídricos e Cultivo do Solo)
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
EPA	Environmental Protection Agency (Agência de Proteção Ambiental)
F.O.	Função Objetivo
FCTH	Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica
FHK	Fachhochschule Köln (Faculdade de Ciências Aplicadas de Colônia)
FINEP	Financiadora de Estudos e Projetos
GIS	Geographic Information System (Sistema de Informações Geográficas)
HEC	Hydrologic Engineering Center (Centro de Engenharia Hidrológica), pacote de software
HMS	Hydrologic Modelling System (Sistema de Modelagem Hidrológica), módulo do pacote de software HEC
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IDF	Intensidade-Duração-Frequência, relação hidrológica também chamada equação de chuva
IE	Índice de Eficiência
IKSE	Internationalen Kommission zum Schutz der Elbe (Comissão Internacional

	para Proteção do Rio Elba)
IKSR	Internationalen Kommission zum Schutz des Rheins (Comissão Internacional para Proteção do Rio Reno)
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
IPH	Instituto de Pesquisas Hidráulicas
IRB	Instituto de Resseguros do Brasil
ITT	Institut für Tropfentechnologie (Instituto de Tecnologia para os Trópicos)
MDT	Modelo Digital de Terreno
NA	Nível d'Água
NFIP	Natural Flood Insurance Program (Programa Nacional de Seguros para Inundações)
NIBH	Núcleo Integrado de Bacias Hidrográficas
RAS	River Analysis System (Sistema de Análise de Rios), módulo do pacote de software HEC
SCS	Soil Conservation Service
SHS	Departamento de Hidráulica e Saneamento
SIG	Sistema de Informações Geográficas
SWMM	Storm Water Management Model (Modelo de Gerenciamento de Águas de Chuva), software
TIN	Triangulated Irregular Network (Rede Triangulada Irregular)
TR	Período de Retorno
UNESCO	Organização das Nações Unidas para a Educação, Ciência e Cultura
USP	Universidade de São Paulo
UTM	Universal Transversor Mercator, sistema de referências geográficas
VDP	Valor de Disponibilidade a Pagar
WSPM	Water Resources Profile Manager
CE	Coeficiente e Eficiência

LISTA DE SÍMBOLOS

α_g	Parâmetro de escala da função de distribuições de Gumbel
β_g	Parâmetro de posição da função de distribuições de Gumbel
Δh	Perda de energia
γ_g	Coefficiente de assimetria da função de distribuições de Gumbel
δ_Y	Fator de forma dos pilares
λ	Coefficiente de resistência da lei de escoamento de Darcy-Weisbach
Ω	Parâmetro do tipo de cobertura vegetal da lei de Darcy-Weisbach
$Var(Y)$	Variância da variável Y
A_m	Área molhada
B	Largura superficial
b_r	Largura da calha do rio
b_v	Largura da várzea
CN	Curve number
α	Coefficiente de correção da energia cinética (coeficiente de Coriolis)
β	Coefficiente de correção da quantidade de movimento (coeficiente de Boussinesq)
d_h	diâmetro hidráulico = $4 \cdot R_h$
D	Prejuízo
E	Empréstimo contraído
$E(Y)$	Valor esperado da variável Y
$F(Y)$	Função de distribuição de frequência acumulada da variável Y
Fr	Número de Froude
g	Aceleração da gravidade
h	Altura de escoamento
I	Indenização
i	Intensidade de precipitação
I_a	Perdas iniciais
I_f	Declividade da linha de energia
I_{NA}	Declividade da linha d'água
J	Juros incidentes sobre empréstimos
K_{st}	Coefficiente de Gauckler-Manning-Strickler
L	Comprimento de talvegue
n	Coefficiente de atrito de Manning
N	Comprimento da série sintética

NA	Nível d'água
P	Precipitação
P	Prêmio
P _E	Precipitação efetiva
P _m	Perímetro molhado
P _{ot}	Prêmio otimizado
Q	Vazão
Q _{max}	Vazão máxima de cheia anual
Rey	Número de Reynolds
Rh	Raio Hidráulico
S	Armazenamento potencial
SA	Saldo acumulado do fundo de seguros
SA _{max}	Saldo máximo acumulado do fundo de seguros
t	Tempo
t _c	Tempo de concentração
t _d	Tempo difuso
TR	Período de retorno
tx	Taxa de juros
u	Velocidade pontual
v	Velocidade média
VDP	Valor de disponibilidade a pagar
v	Viscosidade cinemática da água
X	Número de cenários
y	Altura de lâmina d'água
y _h	Profundidade hidráulica
z	Energia potencial

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
2. OBJETIVOS	3
2.1. Hipótese testada na tese	3
2.2. Objetivo central	3
2.3. Objetivos específicos	3
2.4. Contribuição acadêmica do trabalho	3
2.5. Quem são os beneficiados pelo presente trabalho?	4
2.6. Quadro resumo	5
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
3.1. Conceitos em gestão do risco de inundações	6
3.1.1. <i>Risco</i>	6
3.1.2. <i>Gestão do risco de inundações</i>	8
3.1.3. <i>Enchente, alagamento e inundação</i>	9
3.1.4. <i>Cheias rápidas e cheias lentas</i>	10
3.1.5. <i>Desastre, dano e prejuízo</i>	11
3.1.6. <i>Curvas de prejuízo de inundação</i>	12
3.1.7. <i>Mapas de inundação e mapas de risco</i>	19
3.1.8. <i>Políticas públicas de gerenciamento do risco de inundações em cidades brasileiras</i>	19
3.2. Seguros para inundações	23
3.2.1. <i>Função dos seguros no gerenciamento dos desastres naturais</i>	23
3.2.2. <i>O papel dos seguros frente às alterações no clima e no uso do solo</i>	24
3.2.3. <i>Agentes do sistema de seguros</i>	25
3.2.4. <i>Formas de aplicação do seguro para inundações</i>	26
3.2.5. <i>Elementos necessários para a implementação do seguro</i>	27

3.2.6. Participação do governo no programa de seguros para inundações	27
3.2.7. O programa de seguros para inundações dos Estados Unidos (NFIP).....	28
3.2.8. Obrigatoriedade do seguro.....	29
3.2.9. Seguro baseado em índices climáticos	30
3.2.10. A demanda por um modelo de seguros.....	31
3.2.11. Solvência do fundo de seguros	32
3.3. Modelagem hidráulico-hidrológica da macrodrenagem.....	33
3.3.1. Modelagem hidrológica.....	34
3.3.1.1. Modelo hidrológico do Soil Conservation Service – SCS (1976).....	35
3.3.2. Modelagem hidráulica.....	36
3.3.2.1. Classificação dos escoamentos	36
3.3.2.2. Modelos hidráulicos	39
3.4. Simulação dos modelos de escoamento – escolha do software	40
3.4.1. Softwares hidrológicos e hidráulicos	41
3.4.1.1. CABC	41
3.4.1.2. C-LIV	42
3.4.1.3. IPH-SI	43
3.4.1.4. PLATAFORMA HEC	45
3.4.1.5. HEC-HMS	45
3.4.1.6. HEC-RAS	46
3.4.1.7. SWMM	47
3.4.1.8. PLATAFORMA KALYPSO	50
3.5. O estudo de caso: bacia do córrego Gregório, São Carlos - SP	53
4. METODOLOGIA	61
4.1. Seleção dos modelos e obtenção dos dados.....	62
4.1.1. Descrição da bacia hidrográfica de estudo.....	62

4.1.1.1. <i>Dados monitorados na bacia do Gregório</i>	62
4.1.1.2. <i>Dados topográficos da bacia</i>	67
4.1.1.3. <i>Equação de chuva</i>	68
4.1.2. <i>Estruturação da modelagem</i>	69
4.2. <i>Modelagem hidrológica</i>	70
4.2.1. <i>Determinação da precipitação efetiva – método do “curve number” CN</i>	71
4.2.2. <i>Hidrogramas de projeto</i>	72
4.2.3. <i>Chuvas de projeto</i>	74
4.2.4. <i>Software hidrológico</i>	76
4.2.5. <i>Configuração da bacia hidrográfica para modelagem hidrológica</i>	77
4.2.6. <i>Parâmetros hidrológicos</i>	79
4.2.6.1. <i>curve number (CN)</i>	79
4.2.6.2. <i>tempo de concentração</i>	79
4.2.6.3. <i>Parâmetros adotados para simulação da bacia</i>	80
4.2.7. <i>Estimativa da condição futura da bacia hidrográfica</i>	80
4.2.8. <i>Calibração dos eventos observados</i>	82
4.2.8.1. <i>Seleção dos eventos</i>	83
4.2.8.2. <i>Calibração dos parâmetros</i>	84
4.3. <i>Modelagem hidráulica</i>	86
4.3.1. <i>Software hidráulico</i>	86
4.3.2. <i>Equacionamento do modelo hidráulico</i>	88
4.3.2.1. <i>Simulação utilizando a lei de escoamento de Gauckler-Manning-Strickler</i>	90
4.3.2.2. <i>Simulação utilizando a lei de escoamento de Darcy-Weisbach</i>	91
4.3.2.3. <i>Elementos da simulação hidráulica</i>	95
4.3.2.4. <i>Etapas da simulação hidráulica</i>	96
4.4. <i>Modelo Digital de Terreno (MDT)</i>	97

4.5. Mapa de inundação.....	97
4.6. Prejuízo potencial por inundações e mapas de risco	98
4.7. Modelo de seguros	103
4.7.1. <i>Estrutura do modelo de seguros</i>	104
4.7.2. <i>Geração de séries sintéticas de vazões máximas anuais</i>	106
4.7.3. <i>Função de otimização do valor do prêmio</i>	109
4.7.4. <i>Avaliação da solvência</i>	111
5. RESULTADOS	113
5.1. Resultados das simulações hidrológicas.....	113
5.1.1. <i>Calibração dos eventos observados</i>	113
5.1.2. <i>Simulações hidrológicas com chuvas de projeto</i>	117
5.2. Resultados das simulações hidráulicas.....	121
5.3. Modelo Digital de Elevação do Terreno – MDT	121
5.4. Mapas de inundação	126
5.5. Mapas de risco de inundação	131
5.6. Simulações do modelo de seguros	138
5.6.1. Análise dos resultados do modelo de seguros com base na solvência e eficiência.	144
6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	148
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	156

1. INTRODUÇÃO

A gestão de riscos naturais tem sido aprimorada à medida que as perdas associadas a desastres assumem proporções insustentáveis do ponto de vista sócio-econômico. As inundações são os desastres que mais provocam perdas materiais e humanas mundialmente. De acordo com *UNESCO (2005)* elas afetam cerca de 520 milhões de pessoas no mundo todo a cada ano, causando em média 25.000 mortes e prejuízos para a economia mundial da ordem de US\$ 60 bilhões. Na última década, 96% das mortes relacionadas com desastres naturais ocorreram nos chamados países em desenvolvimento. Dados da Munich RE (resseguradora internacional sediada na Alemanha) revelam que 31% dos prejuízos por desastres naturais na década passada foram originados por inundações, dos quais apenas 8% estavam seguros.

No Brasil, as perdas em virtude de inundações são agravadas, freqüentemente, pela carência de políticas de gerenciamento do risco e mitigação de danos. Segundo a Associação Contas Abertas (2009), o programa de prevenção e preparação para desastres teve um investimento, no ano de 2009, da ordem de 1% do total investido no programa de resposta aos desastres. Recentes catástrofes provocadas por eventos hidrológicos em vários estados da Federação revelaram a fragilidade das atuais políticas públicas para o tratamento do problema das inundações. A demanda por políticas orientadas ao risco, em lugar da tradicional abordagem orientada a evento, torna-se evidente.

Considerando a atual fase de desenvolvimento e fortalecimento econômico do Brasil, os seguros para desastres naturais, como mecanismos de transferência do risco que promovem a recuperação econômica das áreas atingidas, passam a desempenhar papel fundamental no gerenciamento do risco. Um importante passo foi dado a partir da Lei de Resseguros (Diário Oficial da União, 2007), que possibilitou a abertura do mercado ressegurador no país. O ressegurador é quem assume o risco de eventos extremos no lugar do segurador, pulverizando este risco em um sistema mais amplo, muitas vezes internacionalmente.

O desafio que se apresenta, no momento, é desenvolver metodologias que possibilitem relacionar: a probabilidade e magnitude do evento extremo com o prejuízo monetário correspondente e com o valor do prêmio de seguro que possibilite ressarcir as perdas, considerando cenários de longo prazo.

Neste trabalho, foram utilizadas ferramentas de simulação hidráulico-hidrológica para gerar mapas de risco de inundação e quantificar os prejuízos correspondentes a cheias de diferentes probabilidades de ocorrência. Em seguida, foi simulado um modelo econômico de seguros para obter o prêmio ótimo capaz de ressarcir os prejuízos para diferentes cenários de

longo prazo. Um estudo de caso ilustra a aplicação do método em uma bacia hidrográfica caracterizada por problemas recorrentes de inundação, dado o processo de expansão urbana que nela tem ocorrido.

2. OBJETIVOS

2.1. Hipótese testada na tese

A principal questão que o presente trabalho tem por proposta responder é:

Como implementar medidas compensatórias não-estruturais para o risco de inundações, a partir de fundos de seguros baseados em modelagem que integre fundamentos hidráulicos, hidrológicos e econômicos, de maneira a promover a recuperação econômica das áreas afetadas por inundação, dadas as condições de urbanização desordenada, com relativa escassez de dados nas bacias hidrográficas urbanas do Brasil?

2.2. Objetivo central

Avaliar a viabilidade de implantação de um fundo de seguros para inundações em uma bacia hidrográfica urbana, representativa das condições de inundações típicas de cidades brasileiras, por meio de modelagem hidráulico-hidrológica para a estimativa dos prejuízos, como subsídio à gestão do risco de inundações.

2.3. Objetivos específicos

2.3.1. Gerar manchas de inundação por simulação hidráulico-hidrológica e modelo de terreno, para diferentes períodos de retorno;

2.3.2. Gerar mapas de risco, com o uso das manchas de inundação, mapas de uso e ocupação do solo e curvas de prejuízo;

2.3.3. Estimar, com base em modelagem econômica, o valor de um prêmio de seguros ótimo que possibilite o ressarcimento dos prejuízos decorrentes de danos diretos provocados por inundações para cenários simulados de longo prazo.

2.4. Contribuição acadêmica do trabalho

O trabalho se propõe a apresentar uma metodologia de cálculo para um fundo de seguros que possibilite o ressarcimento de prejuízos em áreas atingidas por inundações, contemplando cenários probabilísticos de longo prazo com base em modelagem hidrológico-hidráulica e simulação do risco de inundação.

Algumas das ferramentas utilizadas representam inovação quanto à sua aplicação no Brasil, caso do pacote hidráulico-hidrológico e de modelagem do risco Kalypso, desenvolvido na Alemanha para o gerenciamento do risco de inundações, de licença gratuita e código aberto.

2.5. Quem são os beneficiados pelo presente trabalho?

O tema central deste trabalho, seguros para inundações urbanas, muitas vezes é abordado sob uma perspectiva de dúvida com relação aos reais beneficiados por sua elaboração. Não raro, avalia-se que o estudo de viabilidade de um sistema de seguros para inundações irá beneficiar prioritariamente instituições financeiras privadas, muitas vezes internacionais, que visam especular sobre situações de desastre e calamidades públicas. Esta é, no entanto, uma visão equivocada.

O presente trabalho, desenvolvido em uma instituição brasileira e pública de ensino e pesquisa, a USP, com financiamento de uma instituição também pública de fomento à pesquisa, o CNPq, tem por intuito estudar uma ferramenta de gestão do risco que poderá vir a beneficiar os cidadãos vítimas de inundações nas cidades do Brasil, inclusive aqueles que não podem pagar por uma apólice de seguro para inundações.

Em vários lugares do mundo, a constatação de um grande número de pessoas que vivem ou trabalham em áreas de risco de desastres naturais, como inundações, deslizamentos e terremotos, gerou grande discussão sobre as possíveis alternativas para o gerenciamento de tal problema. Os seguros mostraram ser uma possibilidade de promover a recuperação das áreas atingidas e a sustentabilidade econômica frente ao risco. No Brasil, embora não haja um número preciso de quantas pessoas vivem nas áreas de risco de inundações, sabe-se que este número é elevado, haja vista recentes acontecimentos envolvendo vítimas e prejuízos devidos às fortes chuvas e conseqüentes inundações. Quase sempre as soluções buscadas para tais problemas concentram-se no atendimento imediato e socorro às vítimas, pedidos de ajuda financeira à comunidade para custear parcialmente esta assistência e obras emergenciais pontuais. Estas medidas não costumam contemplar o gerenciamento do risco, o que tem revelado ser uma postura ineficaz para a solução do problema.

A finalidade primeira do fundo de seguros para inundações é viabilizar a recuperação pós-desastre, o que vem, ao mesmo tempo, promover políticas de mitigação na bacia hidrográfica, por requerer estudos de análise do risco para a sua implantação. O fundo de seguros pode ser gerido e operado por um grupo de usuários da bacia hidrográfica, por fundos governamentais ou por instituições privadas. Independentemente do método de implementação adotado, o objetivo final é disponibilizar uma ferramenta de transferência do risco e, com isso, reduzir os inúmeros prejuízos que afetam todos os anos as cidades brasileiras vítimas de inundações.

Além disso, durante os estudos de implementação de um fundo de seguros, são gerados subprodutos importantes para o gerenciamento do risco de inundações. Entre estes, destacam-se: as manchas de inundação por período de retorno, que possibilitam o escalonamento dos

prêmios de acordo com o risco e, como benefício adicional, fornecem subsídios para a implementação de leis de zoneamento, permitindo, por exemplo, planejar a instalação de equipamentos urbanos fora da zona de risco. Os mapas de risco de inundação, gerados para a quantificação dos prejuízos para as inundações de determinada magnitude, também servem de base para a análise custo-benefício de sistemas de drenagem.

Deste modo, o objetivo do estudo sobre seguro para inundações não é abrir um novo leque de opções para as seguradoras, mas sim, avaliar a possibilidade de utilizar este mecanismo de transferência do risco como medida de gerenciamento capaz de trazer sustentabilidade e resiliência econômica às áreas atingidas por inundações.

2.6. Quadro resumo

O quadro resumo dos objetivos, metodologias e resultados é apresentado na **Figura 2-1**.

Figura 2-1 – Quadro-resumo do trabalho

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo tem por objetivo contextualizar o presente trabalho no âmbito da gestão do risco de inundações urbanas. Primeiramente, são apresentados a terminologia e os conceitos adotados. A seguir, o tema central do trabalho – seguros para inundações – é apresentado e discutido à luz da bibliografia de referência sobre o assunto e das práticas e experiências realizadas internacionalmente na área.

3.1. Conceitos em gestão do risco de inundações

3.1.1. Risco

Na literatura há diversas definições de risco, as quais se aplicam às diferentes áreas do conhecimento. O conceito básico define o risco como um produto entre a probabilidade de ocorrência de um evento e o respectivo dano. O gerenciamento do risco de desastres naturais implica a aceitação de certo nível de convivência com o risco, uma vez que a desocupação total das áreas sujeitas aos desastres pode ser economicamente inviável. Deste modo, o tratamento do risco para o gerenciamento de desastres naturais requer que seja considerado, além da ameaça do evento, o nível de preparo do sistema para lidar com a sua ocorrência.

O conceito de “triângulo do risco” proposto por Crichton (1999) vem ao encontro da demanda por um modelo que contemple, na quantificação do risco, o nível de preparo do sistema para lidar com o evento extremo. Neste modelo, o risco é composto por três elementos: ameaça, vulnerabilidade e exposição (**Figura 3-1**): o primeiro, associado ao evento e os outros dois, ao sistema. O risco é estimado segundo a área de um triângulo cujos lados são representados por estes componentes.

Figura 3-1 – Triângulo do risco. Fonte: Crichton (1999), modificado.

Se um dos componentes do risco aumenta ou decresce, o risco aumenta ou decresce proporcionalmente (Crichton, 1999). Conforme salientaram Treby, Clark e Priest (2007), o risco é associado não somente à natureza física da ameaça, mas também à capacidade do sistema de interagir com o evento.

Ameaça é a probabilidade de ocorrência de um evento com determinada magnitude. A redução do risco por meio da ameaça é possível por meio de medidas na bacia hidrográfica visando à redução dos picos de cheias, como obras hidráulicas e medidas não-estruturais de retardamento e contenção de cheias (**Figura 3-2**).

A *Exposição* está relacionada à proximidade geográfica do sistema ao evento iminente. A redução do risco pela redução da exposição consiste em afastar as pessoas das áreas de risco, por meio, por exemplo, de leis de zoneamento e incentivos tributários (**Figura 3-3**).

A *Vulnerabilidade* é uma propriedade intrínseca do sistema que avalia sua susceptibilidade à ocorrência do evento e com qual dano potencial. A redução da vulnerabilidade é possível, por exemplo, por meio de sistemas de alerta e medidas de preparo ante a iminência do evento, seja pela evacuação e interdição de áreas, acionamento de sistemas de proteção móveis, etc. (**Figura 3-4**).

Andrade (2006) apresentou o conceito de risco e suas três componentes de forma bastante didática, por meio de ilustrações, as quais são reproduzidas nas **Figuras 3-2 a 3-4**.

Figura 3-2 – Redução da componente ameaça, p.ex: medidas hidráulicas na bacia hidrográfica, controle na fonte. Fonte: ANDRADE (2006), adaptado de Crichton (1999)

Figura 3-3 - Redução da componente exposição, p.ex: leis de zoneamento, preservação das várzeas. Fonte: ANDRADE (2006), adaptado de Crichton (1999)

Figura 3-4 – Redução da componente vulnerabilidade, p.ex: sistemas de alerta antecipado, planos de evacuação e sistemas de proteção. Fonte: ANDRADE (2006), adaptado de Crichton (1999)

Neste trabalho, a ameaça foi expressa pelo período de retorno de cada cheia de projeto avaliada, que corresponde ao inverso da probabilidade de ocorrência da cheia com aquela magnitude. A exposição foi baseada no mapa de uso e ocupação do solo na bacia, usado para a quantificação dos prejuízos correspondentes a cada inundação. A componente de vulnerabilidade é mais difícil de ser quantificada porque expressa análises subjetivas que devem levar em conta medidas na bacia e medidas descentralizadas de proteção, como comportas individuais nas residências, por exemplo. Na modelagem do fundo de seguros a vulnerabilidade pode ser expressa por meio da atribuição de diferentes pesos no cálculo do prêmio de seguros, de acordo com os equipamentos de proteção existentes na bacia e nas edificações.

3.1.2. Gestão do risco de inundações

A gestão do risco é o processo que visa mitigar os danos em decorrência de inundações por meio da redução da exposição, da vulnerabilidade e da ameaça, atuando em três fases distintas: preparo (antes do evento), resposta (durante o evento) e recuperação (após o evento). As três fases da gestão do risco são definidas a seguir:

1. *Preparo*: ações pré-evento, de prevenção e preparo da bacia ante a iminência de um evento de inundação. São exemplos de ações pré-evento: o acionamento do sistema de alerta e de sistemas de proteção, a interdição das áreas de risco, a remoção de bens e a evacuação de pessoas;

2. *Resposta*: ações durante o evento de inundação, como a operação e o monitoramento dos sistemas de proteção, bem como o socorro e atendimento às vítimas;

3. *Recuperação*: ações pós-evento, de recuperação das áreas afetadas, restabelecimento das condições de escoamento e reabilitação das atividades normais.

Deve-se ressaltar, no entanto, que este ciclo fechado de etapas (antes, durante e após do evento) tende a tornar-se cada vez mais custoso de ser completado se não forem adotadas medidas complementares para a redução dos danos. Alguns autores - Simonovic (2005), por exemplo – tratam a gestão do risco como um processo de quatro etapas em que a mitigação é uma delas. Atemporal em relação às demais fases, a mitigação consiste de medidas na bacia que visam proporcionar sustentabilidade ao processo de gestão. Na prática, a mitigação consiste de medidas na bacia hidrográfica ou em escala de lote para o tratamento dos problemas de inundação. Estas medidas podem ser estruturais, como obras de controle de inundações, ou não-estruturais, como sistemas de alerta antecipado, treinamento e aperfeiçoamento de equipes de defesa civil, técnicas compensatórias no lote, mapeamento de áreas de risco, recuperação de várzeas, leis de zoneamento e implementação de mecanismos

de transferência do risco – como fundos de seguros. A **Figura 3-5** ilustra as etapas do processo de gestão do risco de inundações.

Figura 3-5 – Etapas da gestão do risco de inundações. Fonte: Graciosa e Menciondo (2007).

Neste contexto, o gerenciamento da drenagem urbana é parte da gestão do risco de inundações, uma vez que visa ações de mitigação com base na alocação de espaços para as águas pluviais. O gerenciamento da drenagem tem sua principal abrangência na fase de mitigação com ênfase em ações antes do evento e voltadas principalmente para a redução da ameaça e vulnerabilidade (medidas de controle do escoamento na origem e obras hidráulicas de controle de cheias na micro e macrodrenagem).

Para o adequado tratamento dos conceitos, faz-se necessária uma terminologia com definições dos processos envolvidos no gerenciamento do risco, o que é feito a seguir.

3.1.3. *Enchente, alagamento e inundação*

Embora sejam coloquialmente usados como sinônimos, estes termos correspondem a fenômenos hidrológicos distintos e devem ser diferenciados quando utilizados em trabalhos acadêmicos e técnicos, pois as estratégias de gerenciamento do risco diferem entre os casos.

Cheia ou enchente é o aumento da vazão em decorrência de um aumento no escoamento superficial, geralmente provocado por precipitação (mas também pode ter outras causas como, por exemplo, o derretimento da neve acumulada em montanhas com a chegada das estações mais quentes). A cheia é um fenômeno hidrológico natural que pode ou não provocar inundação.

Inundação é o extravasamento do canal para as áreas marginais, de modo que o escoamento atinge o leito maior do canal (Goerl e Kobiyama, 2005).

Alagamento é o fenômeno caracterizado pelo extravasamento das galerias da rede de drenagem sem que tenha havido inundação no canal principal. O alagamento ocorre quando estas galerias não são capazes de veicular as vazões afluentes, resultando no extravasamento, ainda antes que o escoamento chegue ao canal principal (Canholi, 2005; Defesa Civil do Brasil, 2006). Os alagamentos são consequência do subdimensionamento da rede de drenagem, obstrução das galerias por lixo e entulho, ou ainda ligações irregulares de esgoto na rede de drenagem pluvial ocasionando vazão afluente superior à dimensionada em projeto.

Estes conceitos estão ilustrados na Figura 3-6.

Figura 3-6 – Enchente, alagamento e inundação. Fonte: Andrade (2006) (Adaptado de Goerl e Kobiyama, 2005 e Mendes, 2005).

3.1.4. Cheias rápidas e cheias lentas

Para o gerenciamento do risco de inundações é importante caracterizar o processo de formação de cheias da bacia hidrográfica, que é influenciado pelo regime de chuvas, topografia, tipo de solo e condições de uso e ocupação do solo na bacia. Uma classificação usual é aquela que avalia se a formação da cheia ocorre de forma brusca (cheia rápida) ou

gradual (cheia lenta). Esta diferenciação é importante para o tratamento do risco, uma vez que dela depende o tempo disponível de ação.

Nas cheias lentas – também chamadas aluviais – as águas elevam-se de forma gradual e previsível. O nível do canal mantém-se temporariamente elevado e, a seguir, escoar gradualmente. Normalmente essas cheias correspondem a períodos cíclicos de precipitação, facilmente identificados por sua sazonalidade e são causadas por chuvas de intensidade moderada, porém duradouras.

As cheias rápidas (*flash floods*) são também chamadas repentinas ou bruscas. A Defesa Civil do Brasil (2006) atribui sua ocorrência a fortes precipitações em curtos períodos sobre regiões de relevo acentuado. Conforme salientou Plate (2002), as cheias rápidas, embora tenham altas velocidades e forte poder de destruição, possuem campo de ação limitado, restringindo-se às vizinhanças mais próximas do rio. Já as inundações causadas por cheias lentas podem atingir amplas planícies de inundação, provocando grandes danos. Em áreas urbanizadas, em que os tempos de concentração são curtos, as cheias rápidas representam maior ameaça potencial.

Goerl e Kobiyama (2005) propõem a classificação da cheia em rápida ou lenta como função não apenas do tipo de chuva, da topografia e da superfície, mas também do preparo da bacia para lidar com sua ocorrência. Estes autores propuseram um índice de eficiência de operação (IE) definido como a relação entre o tempo de concentração (t_c) e o tempo operacional de resposta do sistema de proteção da bacia (t_a). Quando $IE > 1$, tem-se uma inundação lenta, e, quando $IE < 1$, tem-se uma inundação rápida, ou brusca.

3.1.5. Desastre, dano e prejuízo

São definidos:

Desastre: Resultado de evento adverso natural ou provocado pelo Homem sobre um sistema vulnerável, causando danos humanos, materiais e/ou ambientais, e conseqüentes prejuízos econômicos e sociais. A intensidade de um desastre depende da interação entre a magnitude do evento e a vulnerabilidade do sistema e é quantificada em termos de danos e prejuízos (Defesa Civil do Brasil, 2006).

Dano: Medida da intensidade ou severidade da lesão resultante de um evento adverso. Também é definido como a intensidade das perdas humanas, materiais ou ambientais que ocorrem como conseqüência de um desastre. (Defesa Civil do Brasil, 2006).

Os danos por inundação podem ser classificados em tangíveis ou intangíveis e em diretos ou indiretos (Department of Natural Resources and Mines, 2002). Danos tangíveis são

aqueles que permitem uma expressão monetária, ao passo que os danos intangíveis são aqueles cuja estimativa do prejuízo associado é muito difícil ou mesmo impossível.

Polido (2005) classifica os danos intangíveis como danos morais, caracterizados pela impossibilidade de mensurar e restituir o bem ao estado anterior. Os danos tangíveis podem ser classificados em diretos e indiretos. Os danos diretos são resultantes do contato das águas da inundação com os bens, e os danos indiretos são aqueles advindos em consequência da inundação, levando a reduções na atividade econômica, perdas por arrecadação tributária, etc. A **Figura 3-7** ilustra a classificação dos danos em decorrência de inundações.

Figura 3-7 Classificação dos danos em decorrência de inundações.
Fonte: Department of Natural Resources and Mines (2002), modificado.

Prejuízo: expressão monetária do dano. O prejuízo é mais facilmente estimado no caso de danos tangíveis diretos, como a perda de bens móveis e danos às edificações. Os prejuízos provocados por danos tangíveis indiretos podem ser estimados com base em lucros cessantes, custos de prestação de socorro, custos de limpeza e desvalorização de bens imóveis. Já os danos intangíveis, como perdas de vidas humanas, não podem ser expressos em termos de prejuízo monetário.

3.1.6. Curvas de prejuízo de inundação

A estimativa do prejuízo total referente a um evento de inundação é feita a partir de informações de uso e ocupação do solo, das manchas de inundação e de funções que relacionam, para cada categoria de uso do solo, o prejuízo com a profundidade de submersão

no interior das edificações. Estas funções são chamadas curvas de prejuízo e são fundamentais para a estimativa das indenizações e otimização do prêmio de um fundo de seguro.

As curvas de prejuízo referem-se aos danos diretos em decorrência de inundações, que são, basicamente, os danos às edificações e ao seu conteúdo, bem como o custo de reparo e limpeza após a inundação.

Machado *et al.* (2005) realizaram um trabalho visando o desenvolvimento de uma metodologia para a estimativa de prejuízos por inundações para diferentes categorias de uso do solo: residencial, serviços, comercial, industrial, infra-estrutura e serviços públicos. Os autores aplicaram a metodologia ao desenvolvimento de curvas para o setor habitacional. Mais tarde, Cortês (2009) aplicou a metodologia para o desenvolvimento de curvas para os setores comercial e de serviços, categorizados em sub-tipos.

Segundo Machado (2005) há três procedimentos de avaliação de impactos sócio econômicos de inundações, que são os métodos conceituais, os métodos deterministas e a análise de vulnerabilidade. Os métodos conceituais são baseados em técnicas de análise econômica chamadas hedônica ou contingente. A análise hedônica baseia-se na premissa de que o controle de inundações é um bem para o qual existe uma demanda e uma disposição a pagar. A análise hedônica busca a identificação desta disponibilidade a pagar por meio de valoração do mercado imobiliário, por exemplo, comparando valores de imóveis em diferentes áreas quanto ao risco de inundação. Estes diferentes valores, no entanto, podem ser fruto de outras razões que não o risco de inundação no local onde está situado o imóvel, razão pela qual a análise hedônica possui alto grau de incerteza. A análise contingente, por outro lado, aplica questionários junto aos moradores para avaliar a disposição a pagar por medidas de controle de inundações, o que é avaliado por meio de cenários hipotéticos de diferentes tipos de controle.

O método de análise contingente foi aplicado em 2004 na bacia do córrego do Gregório por Barro, R.M. (2005) e Righetto e Mendiondo (2004). As entrevistas foram feitas após a última inundação registrada no Gregório, em janeiro de 2004. Na ocasião, foram entrevistados 20 comerciantes da região central da cidade, freqüentemente afetada por inundações. Foram realizadas perguntas sobre o valor do estoque em mercadorias, o prejuízo relativo à última inundação e a disponibilidade a pagar por um seguro para inundações. Os resultados da pesquisa indicam que, para uma inundação em que o nível d'água atingiu cerca de 1 metro acima da calha do rio, na região do mercado municipal, o prejuízo declarado pelos comerciantes locais foi de R\$ 500.000,00. Todos os comerciantes entrevistados se mostraram dispostos a pagar por um prêmio de seguros que pudesse ressarcir os prejuízos por inundações; no entanto, o valor de disposição a pagar (VDP) mostrou-se muito baixo em

todos os casos, o que indica uma necessidade de avaliar um prêmio ótimo de seguro que fosse capaz de indenizar os prejuízos por inundações, sujeito à restrição de VDP. Outro resultado importante do trabalho diz respeito ao grau de incerteza nas respostas dos comerciantes com relação ao valor do prejuízo.

As entrevistas foram realizadas nos dias seguintes a uma inundação em que a água atingiu o nível de um metro no interior das lojas próximas ao canal e foram novamente feitas algumas semanas após o evento. Tanto os valores de prejuízo declarados, quanto o valor de disposição a pagar sofreram alteração na segunda entrevista. Este dado conduz a uma conclusão importante sobre a necessidade de aliar outras técnicas à análise do prejuízo, além da entrevista. Machado *et al.* (2005) corroboram esta conclusão, salientando que a avaliação contingente depende da memória de inundações passadas e da percepção do risco por parte da população, de modo que é preciso combinar a pesquisa a um estudo de percepção do risco para a validação de seus resultados.

Além dos métodos conceituais, como a avaliação hedônica e contingente, existem os métodos de avaliação direta. Estes métodos baseiam-se na realização do inventário de danos *a posteriori*, ou na construção de cenários para a realização de uma análise *a priori*, procurando-se estabelecer funções de prejuízo, que relacionem alguma variável hidráulica do escoamento, por exemplo, o nível d'água, ao prejuízo correspondente. Este é um método bastante empregado para a estimativa dos prejuízos causados por inundações, também chamado de método da curva nível x prejuízo, graficamente ilustrado na **Figura 3-8**.

Figura 3-8 – Método da curva nível-prejuízo para a estimativa dos prejuízos por inundação. Fonte: Adaptado de US Army Corps of Engineers (1976).

O método da curva nível prejuízo consiste em quatro etapas:

(1) determinação da curva que relaciona a vazão com a probabilidade de ocorrência (alguns autores utilizam o inverso desta curva, ou seja, a probabilidade de não-ocorrência). Esta curva pode ser estimada por simulação hidrológica.

(2) determinação da curva que relaciona a vazão com o nível de inundação correspondente. Esta curva é estimada por simulação hidráulica do nível de inundação.

(3) determinação da curva que relaciona o nível de inundação com o prejuízo correspondente. Canholi (2005) e Tucci (2007) salientaram que a determinação desta curva representa a maior dificuldade de aplicação deste método.

(4) determinação da curva que relaciona o prejuízo com a probabilidade de ocorrência da vazão correspondente, o que é o resultado da substituição das curvas (1) e (2) na curva (3).

De acordo com Tucci (2007), o uso do método da curva nível-prejuízo é aplicado por tipo de construção e deve ser feito uma avaliação prévia que permita relacionar, para cada tipo – p.ex. residencial, comercial, industrial – o prejuízo, em porcentagem do valor total dos bens, por nível de inundação da construção, a partir do nível do piso. Estas curvas, somadas ao mapa com a posição das construções no terreno (ou o mapa de uso do solo por tipo de ocupação) permitem avaliar o prejuízo total por nível de inundação na bacia hidrográfica.

Canholi (2005) apresentou outros métodos utilizados para a estimativa dos prejuízos, como o método da curva de prejuízo histórico (Eckestein, 1958, *apud* Canholi, 2005) e o método da equação do prejuízo agregado (James e Lee, 1971, *apud* Canholi, 2005). O primeiro aplica o método da curva nível prejuízo de maneira orientada a eventos, com base em dados históricos. Sua principal limitação de aplicabilidade é o levantamento destes dados em quantidade e qualidade suficientes que permitam a sua avaliação estatística. O método da equação do prejuízo agregado considera a variação linear do prejuízo com o nível de inundação.

Por fim, há o método da análise de vulnerabilidade, que busca estabelecer uma associação entre a aleatoriedade do evento hidrológico e os bens expostos, a fim de obter o dano potencial decorrente da ocorrência de um evento hidrológico de certa magnitude e os recursos disponíveis para fazer frente ao risco (Machado *et al.*, 2005). A vulnerabilidade é muitas vezes avaliada sob o enfoque econômico, partindo da premissa de que quanto maiores os prejuízos decorrentes de uma inundação, maior a vulnerabilidade do sistema àquele evento. Estudos mais recentes, no entanto, têm avaliado a vulnerabilidade em função da propensão do

sistema a sofrer dano em caso de um evento e qual sua capacidade de fazer frente ao evento, por meio do emprego de indicadores.

Machado *et al.* (2005) desenvolveram e avaliaram danos tangíveis diretos provocados por inundações, por meio de avaliação direta, estabelecendo curvas de prejuízo, com base em uma combinação dos métodos *a priori* e *a posteriori*. Primeiramente, os autores estabeleceram uma função empírica de dano e, posteriormente, por meio da aplicação de questionários, procuraram estimar os parâmetros desta função empírica para cada tipo de uso e ocupação do solo. A classificação das curvas foi feita com base no poder aquisitivo dos moradores, segundo o Critério Brasil definido pela ABIPEME – Associação Brasileira dos Institutos de Pesquisa de Mercado, que classifica as faixas de poder aquisitivo em classes sócio-econômicas decrescentes que variam de A a E. Os autores desenvolveram seu estudo para a cidade de Itajubá (MG), com base em um método de avaliação direta, por meio da aplicação de questionários, em que foram avaliados danos ao setor residencial, considerando o tipo de construção, estado de conservação, quantidade e qualidade dos bens móveis internos. Os autores obtiveram curvas de prejuízo para o setor residencial A, B, C e D, as quais são mostradas na **Figura 3-9**.

Figura 3-9 – Curvas de prejuízo definidas para o setor residencial. Fonte: Machado *et al.* (2005)

Posteriormente, Côrtes (2009) estendeu o estudo aos setores de comércio e serviços, avaliando quatro cidades brasileiras, a fim de estimar curvas de prejuízo. Foi proposta uma metodologia de estimativa dos danos às construções, considerando os diferentes padrões de edificação, bem como dos danos ao conteúdo das construções (móveis, equipamentos, estoque, etc.). Além disto, foram estimados danos à infra-estrutura urbana, com base em estudos realizados junto aos órgãos responsáveis por cada setor: abastecimento de água, fornecimento de energia elétrica, saneamento básico e serviços de transporte público.

As curvas de prejuízo para o setor industrial, mais do que para os setores de comércio e serviços, são muito dependentes do ramo de atividade e das instalações de cada indústria. Não existe, como no caso das residências, um critério de classificação em classes que permita

agrupar as indústrias por categorias e assumir uma condição de homogeneidade para as curvas de prejuízo. Booysen, Viljoen e Villiers (1999) salientaram este fato, e enfatizaram o método tradicional da curva de prejuízo não pode ser aplicado de maneira confiável a todos os setores da indústria. A principal razão para isto é a inexistência de dados históricos que permitam o ajuste de curvas, de modo que se faz necessário o ajuste orientado a evento; neste caso, nos métodos de análise direta, por meio de entrevistas feitas após um evento, tendem a ser considerados valores de substituição de bens ao invés do custo de depreciação dos bens, superestimando assim os prejuízos ao conteúdo das instalações. Outro método da análise do prejuízo industrial é feito com base no conhecimento da planta instalação industrial por parte dos administradores de cada indústria, que indicariam o prejuízo correspondente às diferentes profundidades de submersão. Quanto a este método, salientaram as incertezas inerentes à estimativa de prejuízos sem que tenha ocorrido o evento de inundação.

Deste modo, Booysen, Viljoen e Villiers (1999) sugeriram que seja feito o tratamento individualizado de cada instalação industrial. A estimativa dos prejuízos seria feita segundo uma metodologia que combina o uso da planta de instalação com os resultados de modelagem hidráulico-hidrológica e curvas individuais por categoria dos componentes industriais da planta. Além disto, seria incorporada ao método uma função de adaptação das funções de dano ao longo do tempo. Esta metodologia havia sido inicialmente proposta por Kates (1965, *apud* Booysen, Viljoen e Villiers, 1999) e foi aplicada pelos autores para a estimativa dos prejuízos diretos e indiretos em três diferentes complexos industriais na cidade de Vereeniging, África do Sul. As curvas de prejuízo industrial foram obtidas em função do número de dias de atividades cessantes multiplicado pelo valor de produção diário de cada indústria, somados aos prejuízos referentes às perdas físicas de material, estoque e equipamentos e aos danos às estruturas.

O Departamento de Minas e Recursos Naturais de Quennsland, Austrália (Department of Natural Resources and Mines, 2002) faz uma consideração com respeito à variabilidade dos danos em função não apenas da altura de submersão, mas também da velocidade do escoamento. Segundo os autores, para cheias de períodos de retorno muito altos, em torno de 100 anos, ocorrem velocidades capazes de demolir uma estrutura e provocar sua perda total. O tratamento dos prejuízos referentes às cheias de períodos de retorno muito altos com base em curvas de prejuízo fica, deste modo, comprometido.

Dutta, Herath e Musiake (2003) classificaram os tipos de curva de prejuízo com relação à sua adequação aos diferentes propósitos. Segundo os autores, existem duas situações distintas que requerem a avaliação de prejuízos por inundação: uma delas é a alocação de recursos para a reconstrução de áreas após um determinado evento; esta situação requer uma

metodologia de estimativa dos prejuízos decorrentes de um evento especificamente, com base na natureza física do evento. A outra situação ocorre quando se almeja avaliar dano potencial na bacia hidrográfica, para fins de planejamento ou gerenciamento de longo prazo de inundações. Neste caso, são necessários métodos de estimativa do potencial de prejuízo por bacia hidrográfica com base em dados históricos de prejuízos por inundação. Os autores desenvolveram um método de avaliação do prejuízo por inundação que considera a distribuição de diferentes categorias de uso e ocupação do solo na bacia e utiliza modelagem hidráulico-hidrológica para avaliação dos prejuízos por período de retorno. Os prejuízos são computados por meio de curvas de prejuízo unitárias por categoria de uso e ocupação do solo. Este método é semelhante ao que foi empregado no presente trabalho, conforme será apresentado mais adiante, na metodologia.

Um fato que merece atenção quando se estuda a literatura internacional sobre o tema é que os governos dos países estudados (p.ex. Austrália, Estados Unidos, Alemanha e Inglaterra) realizaram estudos intensivos e disponibilizam curvas de prejuízo válidas para a realidade de cada país, as quais podem ser utilizadas para a estimativa dos prejuízos por inundação para fins de gerenciamento do risco.

A Universidade Nacional da Austrália, por meio do Centro de Recursos e Estudos Ambientais (Center for Resource and Environmental Studies – CRES), desenvolveu a metodologia ANUFLOOD para a avaliação dos prejuízos por inundações. O estudo incluiu a determinação de curvas de prejuízo para os setores comercial e residencial e o desenvolvimento de um pacote computacional para o planejamento e gerenciamento do risco de inundações.

Nos Estados Unidos, o Corpo de Engenheiros do Exército, por intermédio do Centro de Engenharia Hidrológica (U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center – HEC) desenvolveu o método FDA para estimativa dos prejuízos por inundações (Flood Damage Analysis), o qual foi posteriormente integrado à plataforma de simulação hidráulico-hidrológica HEC para a simulação dos prejuízos por período de retorno.

A Universidade Politécnica de Middlesex desenvolveu uma metodologia chamada ESTDAM para a padronização dos cálculos de prejuízo por inundações no Reino Unido, baseado na metodologia de Chatterton e Penying-Roswell (1981, *apud* Dutta, Herath e Musiake, 2003)

Na Alemanha, há estudos desenvolvidos por bacia hidrográfica, como a Comissão Internacional para Proteção do Rio Reno (Internationalen Kommission zum Schutz des Rheins (IKSR)) e a Comissão Internacional para Proteção do Rio Elba (Internationalen Kommission zum Schutz der Elbe (IKSE)). Estes trabalhos produziram curvas de prejuízo que

são aplicadas nos programas governamentais de gerenciamento dos riscos nas diferentes regiões do país.

No Japão, o Ministério de Construção desenvolveu curvas de prejuízo padrão, que computam os danos às estruturas e ao seu conteúdo. Estas curvas foram elaboradas com base em dados históricos de prejuízos por inundação registrados desde 1954 são utilizadas para o gerenciamento do risco de inundações em todo o país (Dutta, Herath e Musiake, 2003).

O levantamento de curvas de prejuízo generalizadas, feito em âmbito institucional, constitui um passo importante no gerenciamento do risco, o qual deve ser buscado como meta de gestão do risco de desastres naturais.

3.1.7. Mapas de inundação e mapas de risco

Os mapas de inundação e os mapas de risco de inundação têm importância fundamental nas três fases da gestão do risco de inundações. Deles dependem as ações que serão tomadas, como o planejamento das leis de zoneamento e dos sistemas de proteção, quais áreas interditar em caso de evento iminente, para quem emitir o alerta de inundação, quais sistemas de proteção acionar, quantas pessoas evacuar e para onde, como remanejar os serviços de transporte, entre outras.

Mapa de inundação é diferente de mapa de risco de inundação, segundo definição proposta pela *Comissão das Comunidades Européias (2006)*. Mapas de inundação são plantas que mostram a área inundada e a profundidade de submersão para diferentes períodos de retorno. Para sua elaboração, são necessários os dados topográficos da bacia e os níveis de inundação simulados por período de retorno. Já os mapas de risco de inundação mostram os danos potenciais causados por inundações, expressos em termos de prejuízos econômicos. Podem ainda possuir informações sobre população afetada e danos ao meio ambiente. Para sua elaboração são necessários os mapas de inundação e de uso e ocupação do solo, bem como as curvas de prejuízo por categoria de uso e ocupação do solo.

3.1.8. Políticas públicas de gerenciamento do risco de inundações em cidades brasileiras

Ao longo das últimas décadas o tratamento da drenagem urbana tem evoluído no sentido de reformular conceitos e práticas para o gerenciamento das águas pluviais. No Brasil, no caso das bacias hidrográficas situadas em regiões urbanas, são observadas algumas características que delineiam as tendências para a gestão do risco de inundações. O que antes era considerado apenas uma questão de transferir as águas de chuva rapidamente para jusante tornou-se um complexo problema de alocação de espaços para o armazenamento e

encaminhamento da cheia excedente em condições condizentes com a capacidade de veiculação de vazões da bacia (Tucci e Genz, 1995; Canholi, 2005).

Nas cidades brasileiras, a integração entre gerenciamento da drenagem e gerenciamento do risco de inundações, entretanto, ainda não é bem estabelecida na realidade da administração pública. Esta relação torna-se ainda mais confusa com a falta de estruturas de planejamento integrado nos quatro níveis de ação (Mendiondo, 2006). Conforme salientou Vieira (2005), embora haja uma tendência crescente no uso da análise do risco como instrumento de gestão, este processo é ainda pouco aplicado por parte dos tomadores de decisão. Crichton (2008) ressaltou a importância da aceitação e tratamento do risco no lugar da não-ocupação das várzeas, o que seria extremamente caro e inviável. O gerenciamento ideal de inundações, segundo o autor, é aquele que proporciona resiliência econômica ao sistema afetado, trabalhando juntamente com e não contra o ambiente. A gestão do risco de inundações requer adequações para as condições das bacias urbanas brasileiras. Para isto, faz-se necessária uma revisão dos princípios que norteiam atualmente as políticas de drenagem urbana.

Um desafio a ser superado diz respeito à unidade de gerenciamento dos problemas de inundação, que, conforme salientaram Canholi (2005) e Barros (2005), é atualmente realizado segundo uma divisão territorial administrativa totalmente dissociada da bacia hidrográfica. Isto, segundo Barros (2005), acaba por provocar uma série de problemas com relação às propostas de medidas estruturais e não estruturais de controle de inundações. As estatísticas do IBGE (2002) confirmam esta informação, uma vez que em 99,8% dos municípios brasileiros o serviço de drenagem urbana é prestado pelas prefeituras municipais, sendo que em 73,2% não há instrumentos reguladores da drenagem, como planos diretores e leis de zoneamento.

O tratamento pontual e localizado dos problemas de inundação ainda persiste em algumas cidades, quase sempre com foco em medidas estruturais somente, e sem planejamento efetivo para mitigação dos danos e alocação de recursos em gestão do risco. As medidas estruturais de controle de inundações são necessárias e constituem parte importante do gerenciamento do risco. No entanto sua aplicação deve estar condicionada ao seu potencial de redução do risco agindo na componente ameaça. Restam ainda duas componentes – exposição e vulnerabilidade – que também têm que ser tratadas quando se almeja um gerenciamento efetivo do risco de inundações.

O que se observa comumente é uma tendência, por parte da população e do poder público, de considerar as obras hidráulicas como única alternativa para o problema de inundações urbanas. É comum observar medidas que resolvem a situação em um ponto

específico e complicam ainda mais o problema em vários outros (Barros, 2005). Muitas vezes ainda se pratica o conceito higienista na concepção de sistemas de águas urbanas, conceito este que advém do século XIX, quando se considerava medida de saúde pública a evacuação rápida e eficiente da água precipitada sobre a cidade (Silveira, 1998; Tucci e Genz, 2005). Crichton (2008) salientou que essas políticas têm sido concentradas em lidar com os efeitos das inundações, e não com as suas causas e, desta forma, as soluções encontradas concentram-se em medidas estruturais, as quais, por sua vez, são aplicadas quase sempre na macrodrenagem. Segundo Treby, Clark e Priest (2007), esta visão tem sido substituída em todo o mundo pelo questionamento da sustentabilidade de longo termo de uma estratégia de gerenciamento do risco baseada unicamente em estruturas hidráulicas.

Vale ressaltar, no entanto, que a implementação de tecnologias alternativas e compensatórias na bacia, como parques lineares e recuperação das várzeas, muitas vezes apontada como solução definitiva para todos os problemas de águas urbanas, é fortemente comprometida pela presença de lixo e poluição difusa no escoamento superficial. As cidades brasileiras têm muita carga de lixo transportada juntamente com as águas de chuva, o que dificulta o gerenciamento da macrodrenagem. Além do lixo, a quantidade de sedimentos provenientes dos processos construtivos, bem como o material sólido particulado e metais pesados provenientes da deposição da poluição, que são transportados com as águas de chuva, acarretam processos de colmatção, entupimento e acúmulo de lodo nos sistemas de drenagem pluvial. Sob este aspecto, as soluções requerem necessariamente uma integração com o gerenciamento dos resíduos sólidos.

Além do lixo, também o esgoto – doméstico e industrial, muitas vezes é transportado juntamente com as águas pluviais no sistema de drenagem. Isso não ocorre de forma planejada, como no sistema combinado, uma vez que os sistemas de drenagem pluvial e esgotamento sanitário na maioria das cidades brasileiras são separados – em média 83% das cidades têm redes separadoras, segundo o IBGE (2002). O que ocorre é que, na prática, o que se tem são sistemas mistos, devido às ligações irregulares entre as redes de drenagem e esgoto. Segundo Tucci (2007), isto dificulta uma solução sustentável para o conjunto do sistema pluvial e cloacal.

O baixo nível de envolvimento da comunidade também é um problema a ser superado pelos gestores no tratamento dos problemas de inundação. Isto porque as áreas mais atingidas por inundações, freqüentemente, são as regiões mais carentes da cidade e as que possuem maior nível de ocupação irregular. Nestas áreas, o trabalho de envolvimento da comunidade nos assuntos relacionados às inundações é dificultado pela urgência de outras carências sociais, como moradia, saúde, segurança, transporte, alimentação e trabalho. Segundo Barros

(2005), muitas vezes torna-se inviável propor ações de caráter técnico/ambiental sem levar em consideração a existência de uma população marginalizada, que vive sem o mínimo de dignidade humana. Isto prejudica o entrosamento comunitário na implantação de soluções de drenagem de águas pluviais na bacia, que requerem certo nível de conhecimento e participação dos moradores (Ribeiro e Mendiondo, 2005a e 2005b). Este tema já havia sido tratado por Plate (2002) quando considerou que o êxito de planos de gestão do risco depende fundamentalmente do sistema de valores sociais vigente, ou seja, qual prioridade a população confere às ações e qual o nível de participação a que se propõe.

A falta de integração entre as diversas áreas envolvidas no tratamento das águas urbanas prejudica a busca por soluções para os problemas de drenagem, que muitas vezes concentram-se nos aspectos políticos e econômicos, faltando abordagem social, ecossistêmica, urbanística e até técnica. O diálogo entre profissionais das diversas áreas é ainda incipiente, sem o grau de entrosamento necessário para formular propostas que contemplem soluções de longo prazo. *Barros (2005)* salientou, com base no exemplo da cidade de São Paulo, que, freqüentemente, ocorrem, projetos conflituosos com relação aos seus objetivos, em uma mesma bacia.

Um passo importante que já tem sido aplicado com pioneirismo em algumas bacias urbanas brasileiras é o Plano de bacia urbana – um estudo completo e integrado de uma bacia do ponto de vista dos aspectos relacionados aos problemas de inundações em áreas urbanas, sejam eles estruturais, legais ou de gestão. Este estudo, conforme salientou Barros (2005), tem o objetivo de promover tratamento dos problemas relativos à água urbana, levando em consideração os impactos ambientais gerados na bacia hidrográfica pelo processo de urbanização. O trabalho consiste na caracterização completa da bacia hidrográfica, com um inventário do uso e ocupação do solo, geologia, avaliação sócio-econômica, infra-estrutura urbana, aspectos quantitativos e qualitativos das águas urbanas, com implementação de monitoramento e instrumentos de planejamento e operação existentes e projeção futura do desenvolvimento urbano na bacia. Este tipo de estudo representa um grande avanço, do ponto de vista de técnico e de gestão, para permitir o gerenciamento do risco de inundações com estimativa das componentes do risco atualmente e projetadas em médio e longo prazo.

A carência de dados hidrológicos ainda é uma etapa a ser superada para dar amparo à gestão do risco de inundações. A maioria das sub-bacias não dispõe de séries históricas de precipitação e vazão suficientemente longas, ininterruptas e confiáveis, para calibrar os parâmetros dos modelos hidrológicos possibilitando, assim, a quantificação dos riscos. Os postos pluviométricos são mais comuns que os fluviométricos, mas, não raro, eles apresentam lacunas nos dados que comprometem a obtenção de parâmetros estatísticos confiáveis.

Algumas cidades possuem monitoramento de vazão nos canais principais, mas não nos canais de drenagem das micro-bacias urbanas, nas quais tem origem grande parte dos problemas de inundações.

Além dos dados de vazão e precipitação, são necessárias cartas topográficas atualizadas e em escala adequada à geração de manchas de inundação, bem como cadastros atualizados das redes de drenagem, para a modelagem e simulação dos processos de alagamento e inundação. O levantamento destes dados é usualmente feito mediante a demanda de projetos específicos e não existe uma base única e acessível que permita sua aplicação em larga escala.

Quanto aos sistemas de previsão de cheias, algumas cidades brasileiras de maior porte contam com sistemas de previsão de precipitação baseado em radar meteorológico, mas, devido à carência de monitoramento de vazões, não dispõem de ferramentas calibradas para converter os dados de precipitação em vazão. Por sua vez, as cidades de pequeno e médio porte, em sua maioria, não possuem sequer sistemas de previsão de precipitação.

Além disso, o tipo de inundação comumente observado nas bacias hidrográficas localizadas em áreas urbanas no Brasil ocorre em decorrência de cheias rápidas, o que carrega em maior incerteza nas previsões e, conseqüentemente, maior dificuldade de implantação de sistemas de alerta. Por ocorrerem de forma brusca, as cheias rápidas (do inglês flash floods) geralmente atingem rapidamente as áreas suscetíveis, sem que haja tempo hábil para os moradores tomarem os devidos procedimentos, seja para se proteger ou salvar seus bens (Goerl e Kobiyama, 2005).

3.2. Seguros para inundações

Em todo o mundo, os seguros contra inundações são cada vez mais comuns e têm sido tema de estudo de diversos autores (Blanchard-Boehm *et al.*, 2001; Burby, 2001; Crichton, 2005a; Crichton, 2005b; Pynn e Ljung, 1999; Thielen *et al.*, 2006; Treby, Clark e Priest, 2007). A implantação de fundos de seguros depende fundamentalmente da quantificação dos riscos, o que é uma tarefa relativamente complexa, pois envolve a valoração de bens não diretamente quantificáveis, e a determinação de curvas de prejuízo. No entanto este investimento se justifica dada a importante participação que os seguros podem assumir no gerenciamento do risco de inundações e outros desastres naturais.

3.2.1. Função dos seguros no gerenciamento dos desastres naturais

Os seguros para inundações são mecanismos de transferência do risco, que permitem viabilizar a recuperação de áreas atingidas por inundações e também a mitigação gradual do risco, por meio de investimento em redução da ameaça, vulnerabilidade e exposição na bacia

hidrográfica. Eles desempenham um papel ao mesmo tempo social e tecnológico no gerenciamento do risco de inundações, uma vez que requerem e possibilitam políticas de mitigação das componentes do risco de inundações (ameaça, vulnerabilidade e exposição). Segundo Ward *et. al* (2008), uma das principais formas pelas quais a população pode lidar com o risco de eventos naturais extremos (ou desastres naturais), é por meio de seguros. Segundo estes autores, os seguros servem de base para a atividade econômica sustentável, por compartilhar e pulverizar o risco e também por reduzir a extensão dos danos provocados por desastres naturais.

Os seguros para inundações proporcionam a chamada resiliência econômica, ou seja, a capacidade do sistema se equilibrar economicamente outra vez, após a ocorrência do desastre. Segundo Treby, Clark e Priest (2007), os seguros são capazes de garantir a sustentabilidade de longo termo da gestão do risco de inundações. Para a sua implantação, é necessário o conhecimento do risco, o que representa uma importante medida de mitigação. Por exemplo, no caso dos Estados Unidos, o país tem o mapeamento de todas as construções, residenciais ou não, situadas dentro da área de risco da cheia de período de retorno de 100 anos. Isto proporciona o conhecimento do risco por parte dos moradores, e o incentivo à realocação das instalações mais vulneráveis, como hospitais, escolas e áreas públicas.

Considerações sobre seguros para inundações apontam a possibilidade de que eles funcionariam como barreiras às estratégias de mitigação do risco, por proporcionar à população um relaxamento com a segurança uma vez que esteja segurada. Isto poderia ser compensado com medidas de fiscalização e constante revisão dos valores dos prêmios com base na segurança da bacia e das edificações. Treby, Clark e Priest (2007) defendem o seguro como elemento catalisador e uma ferramenta para aumentar o nível de conhecimento e preparo dos agentes de gerenciamento, incluindo a população e o poder público, possibilitando maiores condições de lidar com o risco.

3.2.2. O papel dos seguros frente às alterações no clima e no uso do solo

Segundo Ward *et al.* (2008), uma das principais formas pelas quais, atualmente, as populações podem lidar com os riscos relacionados a eventos extremos é através de seguros. Esta constatação se torna evidente quando avaliamos as condições – especialmente nos chamados países em desenvolvimento – em que ocorrem as fases durante e após os desastres, em que faltam recursos até mesmo para o socorro às vítimas e ainda mais para a recuperação pós-desastre.

O cenário atual de mudanças climáticas globais contribui para a crescente frequência e magnitude dos desastres naturais. Este fato, juntamente com o aumento da ocupação das áreas

de risco, tem acarretado em perdas humanas e materiais. De acordo com Michel-Kerjan & Morlaye (2008), o setor privado e, particularmente, as instituições financeiras estão crescentemente envolvidos nas mudanças que têm ocorrido. O papel desempenhado pelos seguros frente às mudanças climáticas é, segundo Crichton (2008), importante na medida em que possibilita incentivos econômicos aos indivíduos para a realocação para áreas seguras, ao mesmo tempo em que propicia condições para a rápida recuperação pós-desastre.

No entanto, é preciso considerar que as mudanças climáticas não são as únicas responsáveis pelo aumento dos danos em decorrência de desastres naturais, segundo salientaram Ward *et al.* (2008), mas também o crescente número de pessoas que ocupam as áreas de risco. As alterações no uso e ocupação do solo em uma bacia hidrográfica aumentam consideravelmente o dano conseqüente de inundações. Pode-se citar, por exemplo, o caso da inundação de Paris, de 1910 (Crichton, 2008), quando a cidade sofreu uma das maiores inundações de que se tem notícia na Europa, em decorrência de uma cheia de 100 anos de período de retorno que provocou o aumento do nível do rio Sena em oito metros. A mesma cheia, nos dias atuais, provocaria danos consideravelmente maiores uma vez que, desde então, nas áreas de risco, foram instalados escolas, hospitais, estacionamentos subterrâneos e metrô.

3.2.3. *Agentes do sistema de seguros*

Os seguros para inundações têm diferentes formas de aplicação nos países em que são adotados. A adequação da forma que melhor se aplica às condições brasileiras deve ser fruto de um estudo sobre as condições do gerenciamento do risco e também das relações entre os atores do processo de seguro, quais sejam:

Segurador: é a entidade que se compromete a ressarcir os prejuízos provocados pelo evento extremo (sinistro) para o qual o seguro foi contratado, recebendo para isso um valor (mensal ou anual) chamado prêmio, calculado com base no custo do dano ou prejuízo associado ao evento;

Segurado: é a pessoa (ou grupo de pessoas) que receberá do segurador o ressarcimento parcial ou total pelos prejuízos sofridos em caso de sinistro. O segurado pode assumir integralmente a responsabilidade pelo pagamento do prêmio ou ser beneficiado por uma política de subsídios, parcial ou integralmente, como no caso de populações carentes que não têm como arcar com os custos da contratação de seguros. Neste caso, ocorre uma parceria entre o governo (local ou federal) e a entidade seguradora, na qual a seguradora assume os custos do seguro para ter a garantia de recuperação das áreas atingidas, quando os fundos públicos não têm condições de ressarcir imediatamente a população atingida e reconstruir as áreas atingidas.

Ressegurador: componente importante dos seguros para desastres naturais, a entidade resseguradora faz o seguro do segurador, ou seja, é responsável por diluir, ou pulverizar os riscos de desastre natural ao longo de uma área e de um número de pessoas maior do que a abrangência do segurador. De modo geral, o ressegurador atua internacionalmente, e permite ao segurador cobrar prêmios mais baixos, viabilizando uma maior penetração de mercado, uma vez que, por possuir maior área de abrangência tem mais capacidade de absorção de riscos. Em alguns países, como na Bélgica, França, Itália e Espanha (conforme Crichton, 2008), o governo é quem assume a função de ressegurador. No Brasil, a política de resseguros foi reformulada a partir de 2007 com a publicação da nova lei de resseguros (Diário Oficial da União, Lei de Resseguros nº 126 de 15 de janeiro de 2007), o que representou um importante passo para viabilizar a implementação de seguros para desastres naturais no Brasil, por possibilitar a atuação de resseguradoras internacionais..

Regulador: o papel da entidade reguladora é importante para a sustentabilidade do sistema de seguros. Ela dispõe sobre os termos da aplicação do seguro, estabelecendo limites de prêmios, políticas de investimento do segurador em mitigação dos danos, políticas de subsídio parcial ou total, conforme o caso, obrigatoriedade do seguro e abrangência da cobertura. Esta função pode ser exercida, por exemplo, pelo governo (federal ou local).

3.2.4. Formas de aplicação do seguro para inundações

O seguro para inundações pode ser aplicado de duas formas (Crichton, 2008):

Seguro específico – o segurador disponibiliza uma modalidade específica para inundações. Este é o sistema aplicado na Bélgica, Alemanha e Itália, por exemplo. Esta modalidade tem a vantagem de possibilitar o tratamento do risco específico para o caso de inundações e, portanto, o cálculo do prêmio é feito de forma relativamente precisa. No entanto, Crichton (2008) citou como principal desvantagem o chamado efeito de seleção adversa, o que significa que os seguradores tendem a disponibilizar esta modalidade principalmente nas áreas de menor risco, ao passo que os segurados tendem a contratar o seguro somente nas áreas onde o risco é alto. O resultado é que o valor do prêmio torna-se excessivo e o seguro tem baixa penetração de mercado. De acordo com Charpentier (2008), a seleção adversa é um dos principais problemas da implementação de seguros, que só pode ser contornado por meio da pulverização do risco em um grande número de segurados, de modo a tornar o risco homogêneo.

Seguro em pacote – nesta modalidade, o seguro para inundações somente é disponibilizado pelo segurador em um pacote de seguros para diversos desastres naturais, como incêndio, tempestade e terremoto. Este modelo é utilizado no Reino Unido, Japão,

Israel, Portugal e Espanha, por exemplo. Segundo Crichton (2008), este tipo de seguro apresenta a desvantagem de que o prêmio pode se tornar alto por incluir vários tipos de desastres naturais, porém, esta tendência ao aumento excessivo do prêmio tende a ser superada pelo fato de que o risco é diluído não apenas no tempo, mas entre vários tipos de desastre natural e entre várias áreas. Isto porque os segurados de uma região que não sofre com o problema de inundações, mas que tem risco de tempestades e raios e que contratam seguro para este fim, são forçados a contratar o seguro também de inundações, ajudando a pulverizar o risco com os usuários de áreas afetadas por inundações, e vice-versa. Segundo Crichton (2008), este sistema tem muito maior penetração de mercado e evita o efeito de seleção adversa.

3.2.5. Elementos necessários para a implementação do seguro

Blanchard-Boehm, Berry & Showalter (2001) relacionaram alguns pré-requisitos aos quais estaria condicionada a implementação de seguros para inundações:

- Avaliação precisa e re-avaliação contínua dos riscos;
- Possibilidade de algum nível de subsídio (possivelmente governamental);
- Incentivos aos tomadores de decisão e governos locais para o gerenciamento do risco e investimentos na bacia com vistas à redução do risco.

Uma condição importante para seguros hidrológicos, do ponto de vista da entidade seguradora, é a possibilidade de diversificação de alternativas por meio de um portfólio que permita compensações de prejuízos. Por exemplo, a implantação de um fundo de seguros regional, que possibilite compensar os prejuízos de uma determinada bacia hidrográfica que tenha sofrido inundação por outra que, no mesmo período, não tenha registrado danos por inundação. Segundo o autor, este princípio é baseado nas proposições do professor de finanças Harry Markowitz, que sugeriu que o valor da segurança para um investidor pode ser melhor avaliado pela média e desvio padrão e sua correlação com outros seguros no portfólio. Deste modo, a eficiência é avaliada estatisticamente no portfólio e não apenas em um único fundo.

3.2.6. Participação do governo no programa de seguros para inundações

A penetração e a eficiência do seguro para inundações também depende do tipo de envolvimento do poder público no processo de seguro. O governo (local ou federal) pode atuar como entidade reguladora, conforme descrito anteriormente, estabelecendo os termos das relações entre segurados, seguradores e resseguradores.

Além disso, para a aplicação do seguro em locais ocupados por população de baixa renda (situação típica das cidades do Brasil), é fundamental haver uma política de subsídios

(parcial ou total) para pagamento dos prêmios. O custo deste sistema de subsídios deve ser entendido – por parte do governo – como um investimento cujo retorno ocorre nas ocasiões pós-desastre, quando os fundos públicos não dispõem de recursos para o ressarcimento dos danos e reconstrução das áreas atingidas. Neste caso, a parceria com entidades seguradoras permite viabilizar esta que é a chamada fase 3 do gerenciamento do risco de inundações, ou seja, fase de recuperação.

A forma de participação do governo na recuperação de desastres naturais – variável nos diferentes países do mundo – vai desde a não participação no processo de seguro, neste caso, assumindo os custos de reconstrução e recuperação de áreas atingidas, até a participação como regulador ou ressegurador. Neste último caso, algumas críticas recaem sobre o sistema porque – devido às complexas relações entre os segurados, seguradores, o governo federal no papel de ressegurador e as autoridades estaduais e locais – muitas vezes ocorre confusão e inércia na tomada de decisões.

3.2.7. O programa de seguros para inundações dos Estados Unidos (NFIP)

O mais abrangente programa de seguros para inundações no mundo está em vigor nos Estados Unidos da América desde 1968, e é chamado Programa Nacional de Seguro para Inundações (NFIP – National Flood Insurance Program). Os Estados Unidos possuem seis milhões de construções dentro da zona de risco das inundações de período de retorno de 100 anos, das quais quase 90% sofreram inundação nos últimos 50 anos (Burby, 2001). O mapeamento destas áreas representou o primeiro passo para a implementação do programa.

Para lidar com este problema, o governo federal, formulou e implementou o NFIP, e atua em parceria com os governos estaduais e locais, bem como com seguradoras privadas, sendo responsável pelo mapeamento das áreas de risco e estabelecimento de critérios para a construção nestas áreas. Os governos locais e estaduais são responsáveis por autorizar e regular a construção em planícies de inundação. As seguradoras particulares disponibilizam o serviço de seguros somente quando os governos locais adotam as práticas de construção segundo o NFIP.

A cobertura dos prejuízos para os locais onde não há delimitação das áreas de risco é possível, porém é cerca de cinco vezes menor do que nas áreas que possuem este mapeamento, o que proporciona maior disciplina por parte dos governos locais em realizar este levantamento e estabelecer leis de zoneamento e construção. A cobertura para construções pré-existentes nas áreas de risco, anteriores ao mapeamento destas áreas, também é possível, com algumas restrições.

O NFIP oferece três níveis de incentivo para as ações de mitigação do risco nas regiões seguradas, dois no nível governamental e um no nível individual, os quais foram apresentados no trabalho de Burby (2001). O primeiro consiste em uma classificação das bacias hidrográficas em uma escala de 1 a 10 quanto aos esforços governamentais na mitigação do risco, em que 1 é a melhor nota. São aplicados descontos progressivos que podem chegar a até 45% no valor do prêmio para as localidades que comprovarem melhorias no seu sistema de gerenciamento do risco. O segundo incentivo é a disponibilização de fundos governamentais para financiar projetos de gerenciamento, bem como o programa de subsídios para os prêmios. O terceiro é a possibilidade de cobertura extra para residências reconstruídas de acordo com os padrões do NFIP.

O programa ainda faz distinção entre áreas de risco de inundação e outros desastres decorrentes de chuvas, como alagamentos, deslizamentos de encostas e rompimento de barragens, os quais não fazem parte da cobertura do programa.

Segundo Crichton (2008), no NFIP as seguradoras repassam o prêmio ao governo e recebem deste os custos com indenizações. O sistema está sob revisão após o furacão Katrina, que extrapolou a estimativa máxima anual de custos com indenizações de 2 para 23 bilhões de dólares. Isto revela a importância de ser pensado um fundo de seguros que faça frente às mudanças climáticas, seja para a implementação de novos fundos onde ainda não são aplicados, seja para a reformulação dos sistemas atualmente em vigor.

3.2.8. Obrigatoriedade do seguro

A discussão sobre a obrigatoriedade do seguro varia de acordo com as condições locais. O seguro para inundações é um tipo muito particular de seguro, segundo Blanchard-Boehm, Berry & Showalter (2001), uma vez que muitos moradores que contratariam, sem hesitação, seguros para roubo ou incêndio apresentam resistência a este tipo de seguro. Os motivos que levam a isto, segundo os autores, estão relacionadas a mecanismos psicológicos do tipo “não vai acontecer comigo”, à baixa percepção do risco e a razões econômicas.

No caso do Brasil, a carência de trabalhos específicos sobre seguros para inundações e outros desastres naturais é fator que prejudica a análise da questão com base em estudos anteriores. No estudo de “Seguros para riscos ambientais”, Polido (2005) faz uma análise do ponto de vista jurídico sobre a aplicabilidade de seguros ambientais no Brasil, com foco em atividades industriais que representam risco ambiental. Embora não seja o mesmo tema deste trabalho, que trata dos riscos de desastres vinculados não com atividades industriais, mas com eventos extremos naturais somados à ocupação das áreas de risco (entre os quais o Brasil está mais propenso a inundações e deslizamentos), o autor apresenta considerações do Instituto de

Resseguros no Brasil (IRB) contrárias à obrigatoriedade do seguro para riscos ambientais, algumas das quais podem ser estendidas aos seguros para inundação.

- A obrigatoriedade pode incentivar a negligência com medidas de prevenção e, com isso, aumentar o risco;
- A criação de outro seguro obrigatório no Brasil vai de encontro às políticas de livre mercado adotadas que se deseja alcançar;
- Somadas a natureza do risco e a rigidez das regras praticadas em seguros obrigatórios, pode haver desinteresse, por parte das seguradoras, na aceitação do risco.

Segundo Polido (2005), o mercado segurador poderia se posicionar de maneira conservadora, criando coberturas extremamente reduzidas ou até mesmo simbólicas, de forma a atender somente a exigência legal. O autor pondera, ainda, que, conhecidas as características do mercado segurador brasileiro, a obrigatoriedade não contribuiria para a melhoria na tecnologia necessária a este tipo de seguro, citando, como exemplo, o DPVAT que, segundo o autor, tornou-se um tributo extra aos brasileiros, com coberturas pouco abrangentes, sem atingir a finalidade social à qual se propõe.

Os Estados Unidos parecem ter encontrado uma solução viável, a qual, ao mesmo tempo em que preserva o livre comércio, incentiva fortemente a disponibilização de opções de seguro para as áreas de risco, incentivando também a contratação desses seguros, por parte dos proprietários. O Programa NFIP passou por vários níveis de adequação até chegar ao modelo atual e, embora o seguro não seja obrigatório, são utilizados critérios que forcem os proprietários de imóveis situados em áreas de risco a adquiri-lo, sob pena de não possuir auxílio governamental em caso de prejuízos por inundações ou de não serem autorizados ou liberados empréstimos para reformas e ampliações em construções não seguradas.

Isso porque, nos primeiros anos de implantação do sistema, muitos governos locais e proprietários de construções nas áreas de risco não viram o seguro como forma adequada para o gerenciamento do risco de inundação nestas áreas (Burby, 2001) e apenas um pequeno número de cidadãos decidiu pela contratação do seguro (Blanchard-Boehm, Berry & Showalter, 2001). Ou seja, os Estados Unidos adotaram a política de não obrigar, porém forçar os moradores das áreas de risco a contratar seguros e, atualmente, estima-se que cerca de três milhões e meio de apólices de seguro para inundações foram contratadas nestas circunstâncias (Blanchard-Boehm, Berry & Showalter, 2001).

3.2.9. Seguro baseado em índices climáticos

Uma modalidade de seguros para riscos hidrológicos que tem sido aplicada com sucesso em vários países é o chamado seguro indexado, ou seguro baseado em índices climáticos.

Nesta modalidade, o contrato de seguros é feito em função de um índice climático e o pagamento de indenizações é vinculado à variável climática ao qual o seguro está indexado. No caso de seguros para secas, a variável indexada pode ser a precipitação; no caso de seguros para inundações, pode-se utilizar a vazão. Variantes deste modelo são aplicadas para seguros contra terremotos e furacões e metodologias de regionalização podem ser aplicadas em localidades com escassez de dados. Este tipo de seguro é aplicável em casos nos quais o prejuízo a ser indenizado é diretamente relacionado à ocorrência de determinado evento climático extremo – por exemplo, a perda de safra em caso da seca, que possa ser medido – por exemplo, precipitação ou temperatura, e que disponha de série histórica de registros que permita a inferência de parâmetros estatísticos.

A principal vantagem do seguro indexado a variáveis climáticas é a sua aplicabilidade a situações de sinistros em que a quantificação das perdas por evento é difícil, dispendiosa ou muito sujeita a incertezas devidas à manipulação de informações (Khalil *et al.*, 2007).

As principais desvantagens consistem na falta de dados, que pode ser fruto da escassez espacial de medidas ou do curto comprimento das séries, bem como na confiabilidade dos dados, que, devido à natureza da relação entre segurado e segurador, devem de ser obtidos por uma fonte imparcial a ambos.

Outra desvantagem, citada por Skees *et al.* (2005) e por Khalil *et al.* (2007), consiste no chamado “risco básico”, que ocorre quando a indenização paga pelo segurador é insuficiente para ressarcir os prejuízos correspondentes à perda sofrida pelo segurado ou, em contrapartida, quando o segurador paga ao segurado uma indenização superior ao dano sofrido. Este é um risco real em seguros indexados, pois o prejuízo não é avaliado por sinistro, mas pré-estimado de acordo com uma série de eventos possíveis, e a magnitude do evento ocorrido é que é levada em conta para o cálculo da indenização. Quanto maior a precisão da relação entre os danos sofridos e o evento ocorrido e, entre este e o índice indexador, menor o risco básico.

Atualmente o seguro indexado é aplicado principalmente em bacias rurais, para o ressarcimento da perda de safra em casos de seca ou inundação. O modelo de seguros apresentado neste trabalho é uma vertente do seguro indexado, uma vez que é formulado em função da previsão estatística de ocorrência de inundação. Ou seja, é feita uma pré-avaliação do prejuízo por evento e o pagamento de indenizações é vinculado à magnitude do evento ocorrido.

3.2.10. A demanda por um modelo de seguros

Para a sua eficiência, o fundo de seguros deve fazer frente à real natureza dos riscos, considerando as condições da bacia hidrográfica onde é aplicado. Treby *et al.* (2007) salientaram que a primeira questão a ser tratada para a implementação de um fundo sustentável de seguros é que os prêmios sejam função do risco de inundações, o que, segundo os autores, ainda é muito incipiente neste ramo do mercado segurador.

A abordagem do prêmio baseado no risco permite melhor gerenciamento do ponto de vista econômico, possibilitando maior nível de resiliência e maior segurabilidade às áreas de risco. Assim, o desenvolvimento de uma metodologia capaz de prever danos em função da previsão estatística de ocorrência de eventos naturais extremos configura-se uma ferramenta de fundamental importância para a implementação de um fundo de seguros para riscos hidrológicos.

O modelo de seguros apresentado neste trabalho tem origem no modelo proposto por Pilar, Menciondo e Lanna (2001), para bacias rurais, adaptado por Righetto (2005) e Righetto e Menciondo (2007) para bacias urbanas. Em continuidade a estes trabalhos, o presente estudo procura fornecer maior subsídio hidráulico-hidrológico ao modelo para reduzir o risco básico inerente ao fundo de seguros, bem como propor adequações e alterações na estrutura do modelo, o que será discutido adiante, na metodologia.

3.2.11. Solvência do fundo de seguros

A solvência é a capacidade do fundo de seguros de honrar os seus compromissos financeiros futuros (Westenberger, 1995). Ela é um indicativo da saúde financeira de um fundo de seguros e sua estimativa é importante para avaliar a sustentabilidade do fundo. Avaliar a solvência de um fundo significa diagnosticar a possibilidade de, ao final do horizonte de planejamento, o saldo acumulado ser não-negativo (Westenberger, 1995).

A avaliação da solvência é tarefa complexa que envolve variáveis subjetivas, entre as quais Westenberger (1995) destaca: o volume de negócios, a proteção por resseguro, a qualidade da gestão do fundo, a liquidez, a flutuação dos sinistros e a adequação das reservas. Segundo o autor, o critério legal de avaliação da solvência utilizado no Brasil é baseado em um indicador contábil chamado margem de solvência mínima, que é um valor mínimo definido empiricamente para o patrimônio líquido, o qual, segundo a legislação vigente, deverá ser: maior que 20% dos prêmios retidos pelo fundo nos últimos três anos e maior que 33,3 % dos prejuízos referentes aos sinistros ocorridos nos últimos 5 anos.

Este critério, adotado no Brasil e em alguns outros países, do ponto de vista atuarial, é limitado, por negligenciar os demais fatores de avaliação da solvência listados anteriormente, privilegiando somente o limite mínimo da margem de solvência (Westenberger, 1995). Tem,

no entanto, a vantagem de apresentar uma quantificação numérica para a solvência. No presente trabalho, este critério é adotado como restrição na função objetivo de otimização do prêmio do fundo de seguros, conforme explicado mais adiante, na metodologia.

3.3. Modelagem hidráulico-hidrológica da macrodrenagem

O gerenciamento do risco de inundações é um processo fundamentalmente decisório, que requer ferramentas adequadas à tomada de decisões. Uma das principais ferramentas de que os gestores dispõem é a simulação do processo de formação de cheias na bacia hidrográfica e nos canais da macrodrenagem. Isto é feito por meio de modelos que representam os processos hidrológicos e hidráulicos pelos quais ocorre a formação das cheias.

Modelo é uma representação física ou matemática da realidade. Ele busca reproduzir o comportamento de um sistema, com o objetivo de prever a resposta do sistema dada uma entrada e o seu estado inicial. Os modelos permitem analisar cenários e estudar alternativas para o gerenciamento de processos. Os modelos físicos são aqueles que procuram reproduzir fisicamente o sistema analisado em escala menor, que permita manipulação e análise dos processos, por exemplo, modelos hidráulicos reduzidos. Os modelos matemáticos, por sua vez, tentam representar o sistema por meio de equações que reproduzam os seus processos, como, por exemplo, equações de chuva e equações de infiltração. A **Figura 3-10** ilustra o processo pelo qual o modelo representa o sistema real.

Figura 3-10 - Representação de um sistema real por meio de um modelo

Em drenagem urbana o sistema em estudo é a bacia hidrográfica. São utilizados modelos matemáticos hidrológicos e hidráulicos, com o objetivo de prever vazões e níveis de cheia, dadas uma determinada chuva e as condições iniciais da bacia hidrográfica. Os modelos

hidrológicos buscam representar os processos na bacia hidrográfica. No caso da hidrologia urbana, os modelos utilizados são os chamados *chuva-vazão*. Eles possibilitam estudar o processo de formação do escoamento superficial e das vazões de cheia nos canais de drenagem para uma dada chuva.

Os modelos hidráulicos buscam representar os processos de formação da onda de cheia nos rios e canais da macrodrenagem. Eles possibilitam avaliar, para uma dada vazão, como será o desenvolvimento dos níveis de cheia em diferentes pontos da rede de drenagem e, assim, identificar possíveis áreas de inundação na bacia hidrográfica.

3.3.1. Modelagem hidrológica

Os modelos chuva-vazão têm por objetivo representar o processo pelo qual o volume de chuva precipitado escoar e atinge os canais da macrodrenagem, em função das características físicas da bacia e das condições de escoamento e infiltração da água no solo. Fatores como compactidade e saturação do solo, grau de impermeabilização das superfícies e tipo de cobertura vegetal interferem diretamente na quantidade de chuva que irá infiltrar, bem como na parcela que irá chegar aos rios e em quanto tempo. Quanto mais impermeabilizada for a bacia – devido à urbanização e coberturas de concreto e asfalto – maior será o volume de chuva escoado na superfície e menor o tempo de escoamento.

Os modelos hidrológicos são classificados com relação a diferentes aspectos. Em função da variabilidade espacial dos processos hidrológicos na bacia hidrográfica, os modelos podem ser concentrados ou distribuídos. Eles são concentrados se as funções que representam os processos forem consideradas espacialmente homogêneas para toda a bacia hidrográfica, de modo que a variável independente seja apenas o tempo. Por outro lado, os modelos são chamados distribuídos se os processos forem variáveis não apenas no tempo, mas também no espaço. Quanto maior a área da bacia hidrográfica, maior a necessidade de usar modelos distribuídos para representar os seus processos, pois a variabilidade espacial hidrológica constitui influência significativa nos mesmos. O uso de modelos distribuídos requer maior complexidade de informações, de modo que deve ser feito com cautela e especialmente evitado para bacias de menor área, porque a incerteza na estimativa dos parâmetros e variáveis pode representar maior erro que a precisão dos resultados fornecidos. Para sistemas de pequenas sub-bacias hidrográficas urbanas, que têm menor efeito de variabilidade espacial das variáveis e processos envolvidos, normalmente são usados modelos concentrados, porque possuem maior simplicidade de parâmetros e fornecem respostas adequadas para projetos hidráulicos e planejamento de drenagem urbana.

Os modelos hidrológicos podem ser classificados também como contínuos ou discretos no tempo. Os sistemas contínuos no tempo são aqueles que envolvem processos também contínuos, ao passo que, nos sistemas discretos, as mudanças de estado ocorrem em intervalos discretos no tempo. Naghettini e Pinto (2007) classificaram como discretos os sistemas descritos por variáveis expressas por números inteiros e contínuos aqueles cujas variáveis são expressas por números reais. Segundo Tucci (2005) a maioria dos sistemas hidrológicos é contínua no tempo, porém representado por um modelo discreto.

O fator probabilístico determina se o modelo é estocástico ou determinístico. Modelos estocásticos são aqueles que consideram a probabilidade de ocorrência das variáveis em sua formulação. Ao contrário, quando existem leis definidas para o modelo e a lei das probabilidades não é considerada, o modelo é chamado determinístico.

Por fim, os modelos podem ser conceituais, quando os processos físicos são base para a formulação de suas funções, ou empíricos, quando o ajuste matemático das variáveis de entrada e de saída calculadas e observadas fundamenta a formulação das funções do modelo, de maneira desassociada dos processos físicos envolvidos. Os modelos empíricos são, por esta razão, também chamados de modelos “caixa-preta” (Tucci, 2005).

Existem na literatura diversos modelos para a simulação do processo de transformação chuva-vazão. A escolha do mais adequado para cada caso depende de fatores como o tamanho da bacia, a variabilidade espacial dos processos hidrológicos e os dados disponíveis. É muito importante utilizar modelos cujos parâmetros de entrada sejam condizentes com as informações disponíveis para a bacia hidrográfica de estudo.

3.3.1.1. Modelo hidrológico do Soil Conservation Service – SCS (1976)

Um modelo hidrológico comumente utilizado em pequenas bacias urbanas é o SCS, desenvolvido pelo Natural Resources Conservation Service (1976), e amplamente aceito em virtude de sua simplicidade de parâmetros e facilidade de aplicação. Neste modelo, a retenção de parte da chuva nas depressões do solo e a infiltração são os principais fatores que afetam a relação chuva-vazão e que determinam a quantidade de chuva que se transforma em escoamento superficial, chamada precipitação efetiva (P_E). A estimativa da precipitação efetiva considera três variáveis: a precipitação no intervalo de tempo, a umidade anterior do solo e as características hidrológicas do solo. Na formulação está implícita uma retenção inicial de 20% da capacidade de infiltração do solo, conforme expresso a seguir:

$$P_E = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \quad \text{(Equação 3-1)}$$

$$I_a = 0,2 \cdot S \quad (\text{Equação 3-2})$$

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (\text{Equação 3-3})$$

Em que: P_E = precipitação efetiva [mm]; P = precipitação total [mm]; I_a = perdas iniciais por retenção na bacia; S = máximo potencial de retenção da bacia após o início do escoamento superficial e CN = parâmetro curve number.

O parâmetro CN é um indicativo do potencial de infiltração do solo e varia de 0 a 100. Quanto menor o potencial de infiltração do solo, maior o CN . O CN é função da permeabilidade do solo, da cobertura vegetal, do tipo de superfície e da umidade anterior do solo. A partir da precipitação total em cada intervalo do ietograma, a precipitação excedente P_E é calculada e, então, convertida em escoamento direto.

Os principais fatores determinantes do CN são o grupo hidrológico do solo (A, B, C ou D), o tipo de cobertura do solo e a condição de umidade anterior do solo (Natural Resources Conservation Service, 1986). Valores estimados de CN são fornecidos em tabelas classificadas por tipo de cobertura do solo, para cada grupo hidrológico e condição anterior de umidade.

3.3.2. Modelagem hidráulica

O planejamento de sistemas de drenagem urbana requer a avaliação da capacidade de veiculação de vazão dos canais existentes e a identificação de pontos de estrangulamento nos mesmos (Canholi, 2005). Normalmente os canais existentes possuem diferentes seções, com diversos revestimentos ao longo dos trechos, que resultam em diferentes tipos de escoamento, gradual ou bruscamente variado. Para o estudo dos processos hidráulicos e avaliação das capacidades dos canais são utilizados modelos hidráulicos. A formulação destes modelos varia conforme o tipo de escoamento e, por esta razão, a identificação do regime de escoamento é o primeiro passo da modelagem.

3.3.2.1. Classificação dos escoamentos

Os escoamentos são classificados de acordo com a sua variabilidade no tempo e no espaço, a qual é avaliada por meio das características do escoamento e das características geométricas das seções do trecho.

As características geométricas e hidráulicas da seção de escoamento são:

- área molhada A_m = área da seção ocupada pelo líquido, com unidade $[L^2]$;

- perímetro molhado, Pm = perímetro correspondente à área molhada, com unidade [L];
- raio hidráulico $Rh = Am / Pm$, com unidade [L];
- altura de escoamento, h = distância entre o fundo do canal, medida perpendicularmente a este, e a superfície livre, com unidade [L]
- altura da lâmina d'água y = distância vertical entre o fundo do canal e a superfície livre, com unidade [L];
- largura superficial B = largura da superfície em contato com a atmosfera, com unidade [L];
- profundidade hidráulica $y_h = Am / B$, com unidade [L];
- declividade longitudinal do fundo do canal, I_o , com unidade [L/L] ou %;
- velocidade média na seção de escoamento, v , com unidade [L/T];
- vazão Q , com unidade [L³/T];
- declividade da linha d'água, I_{NA} , com unidade [L/L] ou %;
- declividade da linha de energia, I_f , com unidade [L/L] ou %;

A variabilidade das características do escoamento no tempo define sua classificação temporal: permanente, quando todas as características hidráulicas permanecem constantes no tempo, em cada seção, ou não-permanente (também chamado transitório) quando as características hidráulicas são variáveis no tempo em cada seção.

Com relação à variabilidade espacial das características hidráulicas, o escoamento pode ser uniforme, quando estas permanecem constantes ao longo do trecho, com linhas de trajetória paralelas e linha d'água paralela ao fundo, ou não-uniforme (também chamado variado), quando os elementos característicos variam de uma seção para outra. O escoamento não-uniforme pode ser gradual ou bruscamente variado.

Para a classificação do regime de escoamento são utilizados dois adimensionais: número de Reynolds (Rey), que expressa a relação entre a força de inércia e a força de viscosidade, e número de Froude (Fr), que expressa a relação entre a força de inércia e a força de gravidade.

O número de Reynolds é expresso por:

$$Rey = \frac{v \cdot Rh}{\nu} \quad \text{(Equação 3-4)}$$

Em que v = velocidade média na seção (m/s), Rh = raio hidráulico (m) e ν = viscosidade cinemática da água (m²/s)

A classificação do escoamento quanto à viscosidade, a partir do número de Reynolds, é dada por:

$Rey < 500 \rightarrow$ escoamento laminar

$500 < Rey < 2000 \rightarrow$ escoamento de transição

$Rey > 2000 \rightarrow$ escoamento turbulento

A caracterização do regime de escoamento com relação à energia é feita por meio do número de Froude, também adimensional, dado por:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y_h}} \quad (\text{Equação 3-5})$$

Em que v = velocidade média na seção (m/s), g = aceleração da gravidade (m/s^2) e y_h = profundidade hidráulica, razão entre a área molhada e a largura superficial (m)

A classificação do escoamento pelo número de Froude é dada por:

$Fr < 1 \rightarrow$ regime subcrítico ou fluvial

$Fr = 1 \rightarrow$ regime crítico

$Fr > 1 \rightarrow$ regime supercrítico ou torrencial

Quando predominam no escoamento as forças gravitacionais, tem-se $Fr < 1$ e o regime de escoamento é fluvial. Quando predominam as forças de inércia tem-se $Fr > 1$ e o escoamento é torrencial. Quando ambas as forças têm igual participação, tem-se o chamado regime crítico de escoamento.

A **Figura 3-11** resume a classificação dos escoamentos em canais.

Figura 3-11 – Classificação dos escoamentos em canais. Fonte: Porto (1998).

Segundo Canholi (2005) no campo da drenagem urbana, o escoamento permanente uniforme é freqüentemente considerado no dimensionamento e na verificação da capacidade de vazão dos canais, em razão da maior simplicidade matemática. A aplicação de modelos hidráulicos é, muitas vezes, condicionada aos dados disponíveis, de modo que simplificações podem se fazer necessárias para adequação dos parâmetros do modelo adotado às informações que estão disponíveis sobre sistema.

3.3.2.2. Modelos hidráulicos

Existem basicamente dois tipos de modelos hidráulicos utilizados em drenagem urbana: os modelos de remanso e os hidrodinâmicos. Os modelos de remanso são baseados nos princípios da conservação de energia (equação de Bernoulli) e conservação da massa (equação de continuidade). Eles podem ser aplicados quando for admitida a hipótese de distribuição hidrostática de pressões, em que não há componente de aceleração do escoamento e o atrito seja o fator determinante do escoamento.

A quantificação do atrito no escoamento é feita, normalmente, por meio das equações de Chézy e Manning. Este é o caso do escoamento permanente uniforme, que pode ser estendido ao estudo dos escoamentos permanentes gradualmente variados, nos quais a geometria, a declividade, a lâmina d'água e a velocidade são constantes no tempo em cada seção transversal.

O estudo do escoamento em canais onde ocorrem variações bruscas das características hidráulicas, causadas por obstáculos diversos como mudança brusca de seção transversal, é feito com base nas equações de conservação da quantidade de movimento e equilíbrio de forças, como é o caso do ressalto hidráulico.

Os modelos de remanso possibilitam obter a altura da lâmina d'água, uma vez conhecidas: a vazão de projeto nas seções de interesse, a geometria do canal (transversal e longitudinal), a rugosidade do canal e das várzeas (expressa em termos de coeficientes hidráulicos estimados de acordo com o modelo utilizado), as condições iniciais de vazão e nível d'água na seção inicial e as condições de contorno, que são as variações de nível d'água em função da vazão na seção inicial e final do trecho considerado.

Os modelos hidrodinâmicos buscam representar o regime de escoamento não-permanente, no qual as características do escoamento variam no tempo em cada seção. Estes modelos possibilitam o estudo da passagem de uma onda de cheia pelo canal e diferem dos modelos hidrológicos de propagação de cheias em canais por incorporarem ao balanço de massa a equação de quantidade de movimento.

A formulação dos modelos hidrodinâmicos de propagação do escoamento em canais baseia-se em duas leis: a primeira é a lei de conservação de quantidade de movimento (ou segunda lei de Newton), a qual estabelece que a variação temporal da quantidade de movimento em um sistema é igual à resultante das forças aplicadas ao sistema (Baptista, Coelho e Cirilo, 2001); a segunda é a lei de conservação de massa, representada pela equação de continuidade. Juntas, estas equações formam um sistema conhecido por Equações de Saint-Venant. As variáveis dependentes nestas equações são a vazão – $Q(x,y,z,t)$ – e a altura de escoamento – $h(x,y,z,t)$. O tratamento unidimensional é aplicado em muitos casos a fim de

simplificar o equacionamento. Nestes casos, as variáveis dependentes – $Q(x,t)$ e $h(x,t)$ – são computadas em termos dos seus valores médios na seção transversal.

Os modelos hidrodinâmicos completos consideram todos os termos da equação dinâmica: o atrito, a gravidade, a pressão e a aceleração, o que resulta em um sistema de derivadas parciais de primeira ordem, não linear, para o qual não existe solução analítica. A solução do sistema de equações de Saint Venant requer, portanto, procedimentos numéricos para o tratamento das equações diferenciais, por métodos de discretização por diferenças finitas, que podem ser implícitos ou explícitos.

Para a solução do sistema de equações do modelo hidrodinâmico faz-se necessário especificar as condições iniciais e de contorno nas seções limite de montante e de jusante do volume de controle estudado. Entretanto, conforme salientaram Baptista, Coelho e Cirilo (2001), a propagação de ondas de enchente em tempo real ou em curto prazo pressupõe que nada é conhecido na seção limite de jusante, uma vez que o fluxo ainda não atingiu esta condição limite. O processo de solução numérica por iterações determina os valores das variáveis dependentes na seção de jusante, uma vez ajustados parâmetros com base em hidrogramas de eventos observados. É possível utilizar a curva-chave da seção de jusante como condição de contorno e, desta forma, fornecer ao modelo as equações necessárias para a solução matemática. No entanto, este procedimento introduz no modelo as incertezas relativas à determinação da curva-chave no regime transitório.

A literatura sobre modelos hidráulicos é ampla no Brasil e no mundo, tanto em publicações recentes (p.ex. Porto, 1995; Baptista, Coelho e Cirilo, 2001; Chanson, 2004; Canholi, 2005) quanto em publicações mais antigas (p.ex. Chow, 1973; French, 1985; Azevedo Neto e Martiniano, 1954). As diferentes publicações abordam o tema sob os diferentes enfoques, que são a descrição dos processos físicos e modelagem numérica, os métodos de solução das equações e as aplicações práticas na hidráulica de canais.

3.4. Simulação dos modelos de escoamento – escolha do software

O processo de aplicação do modelo é chamado simulação. Na simulação, são fornecidas as variáveis de entrada e os parâmetros para obter as variáveis de saída que se deseja avaliar. A simulação de modelos matemáticos requer a solução de complexos sistemas de equações, que demandam a utilização de ferramentas computacionais para o processamento dos cálculos. Deste modo, são desenvolvidos softwares para a simulação dos modelos hidrológicos e hidráulicos.

A modelagem e simulação da bacia hidrográfica e canais de macrodrenagem são imprescindíveis para a tomada de decisão em gerenciamento do risco de inundação, pois permitem avaliar cenários para fazer o planejamento do sistema. As etapas envolvidas são:

- escolha dos modelos,
- determinação das variáveis de entrada e estimativa dos parâmetros dos modelos,
- escolha das ferramentas de software para a aplicação dos modelos,
- ajuste de parâmetros,
- simulação e
- interpretação dos resultados.

3.4.1. *Softwares hidrológicos e hidráulicos*

Existem diversos softwares disponíveis para a simulação hidráulico-hidrológica em drenagem urbana, sobre os quais é feita uma breve discussão a seguir.

3.4.1.1. *CABC*

O *CABC – Análise de Bacias Complexas* é um software de simulação de cheias desenvolvido pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica – FCTH, vinculado à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – USP e ao Departamento de Águas e Energia Elétrica – DAEE. O software tem incorporado um modelo matemático hidrológico para a simulação de cheias em sistemas de sub-bacias hidrográficas interligadas.

As principais características do software e dos modelos por ele utilizados são listadas a seguir.

- Opções de modelagem no CABC:
 - Precipitação: composição de uma chuva de projeto a partir das equações de chuva para os estados do Brasil, disponibilizadas pelo software.
 - Separação do escoamento: método SCS (curve number);
 - Escoamento superficial: hidrograma triangular do SCS;
 - Amortecimento em canais: Método de Muskingum;
 - Amortecimento em reservatórios: baseado na equação da continuidade para a relação entre entrada e saída do reservatório, tendo como dados iniciais a relação cota-volume e cota-vazão.
- Características do software CABC:
 - Sistema operacional: WINDOWS;
 - Instalação: o pacote CABC é desenvolvido e distribuído comercialmente pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica – FCTH.

- Manual de usuário e manual de fundamentos dos modelos: fornecidos com o software.
- Projetos modelo: fornecidos com o software;
- Idioma: Português;
- Interface gráfica para traçado de bacias e sub-bacias, importação de mapa de fundo (formato DXF do AutoCAD), construção de redes com trechos de canal, nós e reservatórios, seleção de modelos, inserção de dados e visualização de resultados;
- Resultados: a exibição dos resultados é feita na interface do software e em tabelas que podem ser copiadas e coladas em outros aplicativos, como EXCEL.

3.4.1.2. C-LIV

O software *C-LIV – Condutos Livres* foi elaborado pelos mesmos desenvolvedores do CABC, constituindo com este um pacote hidrológico-hidráulico para o gerenciamento da drenagem urbana. Ele possibilita o cálculo do escoamento unidimensional, nos regimes permanente e não permanente.

As principais características do software e dos modelos por ele utilizados são listadas a seguir.

- Opções de modelagem no C-LIV:
 - Modelagem unidimensional em regime permanente (remanso)
 - Modelagem unidimensional em regime não permanente (hidrodinâmica)
 - Escoamento permanente: a base da formulação do modelo são as equações de energia unidimensional e de conservação da massa; a perda de energia por atrito é calculada pela fórmula de Chézy; a solução do sistema de equações é feita por método iterativo e discretização por diferenças finitas; a identificação do regime de escoamento é feita com base na comparação entre a altura d'água normal y_N e crítica y_C , calculadas em cada trecho. O programa fornece os valores de y em cada seção em função do valor na seção anterior. Como dados de entrada devem ser fornecidas as seções transversais, as vazões em cada seção e o nível d'água inicial. O cálculo é feito de jusante para montante no regime fluvial e de montante para jusante no regime torrencial.
 - Escoamento não permanente: incorporação das parcelas de contribuição lateral e quantidade de movimento na formulação; as perdas por atrito são estimadas pela fórmula de Chézy; a solução do sistema de equações hidrodinâmicas é feita por discretização por diferenças finitas por meio do algoritmo explícito de *Preissmann*, mais adequado para o regime fluvial, ou pelo esquema implícito de *MacCormack*, mais adequado para o regime torrencial. Ambos os métodos são descritos em detalhes no manual que acompanha o

software. Como dados de entrada devem ser fornecidas as seções transversais e os hidrogramas nas seções de jusante e montante.

- Características do Software *C-LIV*:
 - Sistema operacional: WINDOWS;
 - O pacote *C-LIV* é desenvolvido e distribuído comercialmente pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica – FCTH.
 - Manual de usuário e manual de fundamentos dos modelos: fornecidos com o software.
 - Projetos modelo: fornecidos com o software;
 - Idioma: Português;
 - Interface gráfica para traçado da rede, importação de mapa de fundo (formato DXF do AutoCAD), construção de redes com trechos de canal, nós e reservatórios, seleção de modelos, inserção de dados e visualização de resultados;
 - Opção de geração automática de seções a partir de arquivo DXF com informações de altitude, por meio de curvas de nível.
 - Afluências, derivações e contribuições laterais: podem ser consideradas no traçado da rede, por meio de hidrogramas nos pontos, no caso do regime transitório, ou valores fixos de vazão, no caso do regime permanente.
 - Representação de rugosidade variável por meio de curvas cota x rugosidade;
 - Geração automática de manchas de inundação com base nas curvas de nível fornecidas e nos níveis d'água calculados.
 - Resultados: a exibição dos resultados é feita na interface do software e podem ser exportados em tabelas em formato CSV.

3.4.1.3. *IPH-S1*

O IPH-S1 é um software hidrológico desenvolvido pelo Instituto de Pesquisas Hidráulicas – IPH, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, em parceria com a Faculdade de Engenharia Agrícola – FEA, da Universidade Federal de Pelotas – UFPel, e com o Departamento de Física – DFIS da Universidade Federal do Rio Grande – FURG, sob coordenação do professor Dr. Carlos Eduardo Morelli Tucci.

O software IPH-S1 possibilita a obtenção do hidrograma de projeto com base na seleção de modelos para a simulação parcial de cada fase da transformação chuva-vazão, sendo subdividido nos módulos bacia e rio. No módulo bacia há opções de modelos de precipitação, separação do escoamento, escoamento superficial e subterrâneo. No módulo rio, os modelos

disponíveis possibilitam simular o escoamento no rio, nos reservatórios e a derivação de vazões (IPH-UFRGS, 2004).

As principais características do software e dos modelos por ele utilizados são listadas a seguir.

- Opções de modelagem no IPH-S1:
 - Precipitação: duas opções para inserção da precipitação: a) ietogramas fornecidos pelo usuário, com função para estimativa das áreas de influência dos postos de precipitação, pelo método de Thiessen, ou b) seleção de uma chuva de projeto a partir das equações de chuva para os estados do Brasil, disponibilizadas pelo software.
 - Separação do escoamento: modelo de Horton modificado, modelo exponencial do HEC, método SCS (curve number), índice ϕ ou modelo de Holtan;
 - Escoamento superficial: modelo de Clark, modelo de Nash modificado, hidrograma triangular do SCS, hidrograma unitário;
 - Amortecimento em canais: Método de Muskingum, em suas diferentes variações: clássico, Muskingum-Cunge, Muskingum-Cunge com planície de inundação, Muskingum-Cunge adaptado para condutos fechados;
 - Amortecimento em reservatórios: baseado na equação da continuidade para a relação entre entrada e saída do reservatório, tendo como dados iniciais a relação cota-volume e as características das estruturas de saída (coeficientes da equação do descarregador de fundo e da equação do vertedor);
 - Derivação de vazões: podem ser inseridas diretamente pelo usuário ou estimadas pelo programa a partir das características físicas da rede.
- Características do Software IPH-S1:
 - Sistema operacional: WINDOWS;
 - Instalação: gratuita a partir de arquivo executável disponibilizado na página do IPH na internet. Na data de elaboração da presente tese, o arquivo de instalação pode ser acessado em: <http://www.iph.ufrgs.br/iphs1/downloads.htm>
 - Manual de usuário e manual de fundamentos dos modelos: ambos disponíveis para download gratuito;
 - Projetos modelo: disponíveis para download
 - Idioma: Português;
 - Interface gráfica para traçado de bacias e sub-bacias, construção de redes com trechos de canal, nós e reservatórios, seleção de modelos, inserção de dados e visualização de resultados;

○ Resultados: a exibição dos resultados é feita na interface do software e em tabelas que podem ser copiadas e coladas em outros aplicativos, como EXCEL.

3.4.1.4.PLATAFORMA HEC

3.4.1.5.HEC-HMS

A plataforma HEC (Hydrologic Engineering Center) é desenvolvida pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers) e disponibilizada gratuitamente. O pacote dispõe de módulos hidrológicos e hidráulicos de simulação, entre os quais os mais conhecidos são o módulo HEC-RAS – hidráulico e o módulo HEC-HMS – hidrológico (United States Army Corps of Engineers, 2002; 2008).

O módulo HMS (Hydrologic Modeling System) simula o processo de transformação chuva-vazão em sistemas de bacias e sub-bacias hidrográficas. Ele possibilita a estimativa do escoamento superficial por meio dos modelos tradicionalmente utilizados em hidrologia, com vistas ao planejamento de drenagem urbana.

O programa disponibiliza, para alguns modelos, a opção de modelagem semi-distribuída na bacia. Isto é especialmente vantajoso para a simulação de bacias de maior porte em que o efeito de variabilidade espacial é significativo.

▪ Opções de modelagem no HEC-HMS:

- Precipitação: ietogramas fornecidos pelo usuário.
- Separação do escoamento: modelo de Green and Ampt, modelo SCS (curve number) concentrado ou semi-distribuído, Smith Parlange (baseado na condutividade hidráulica do solo), método do déficit constante, método do cálculo da umidade do solo, método de infiltração inicial e taxa de infiltração constante (Horton).
- Escoamento superficial: modelo do hidrograma unitário de Clark, concentrado ou semi-distribuído, modelo de onda cinemática, modelo do hidrograma unitário de Snyder, hidrograma triangular do SCS, concentrado ou semi-distribuído, hidrograma unitário fornecido pelo usuário;
- Amortecimento em canais: Método de Muskingum, Muskingum-Cunge, onda cinemática, modelo de Straddle-Stragger.
- Recessão do escoamento: é possível selecionar um modelo para a fase de recessão do hidrograma, ente as opções: taxas mensais de recessão, vazões mensais médias de recessão, método do reservatório linear, método não-linear de Boussinesq (modelo exponencial), ou o método da constante de recessão.
- Amortecimento em reservatórios: baseado na equação da continuidade para a relação entre entrada e saída do reservatório, tendo como dados iniciais a relação cota x

volume do reservatório. O cálculo das vazões de saída pode ser feito de duas formas: por meio de curvas cota x vazão ou por meio de equações das estruturas de saída.

- Derivação de vazões: estão disponíveis como elementos de simulação, assim como sub-bacias, trechos de canal e reservatórios. A saída de vazão é fornecida diretamente, por meio de vazão constante, ou por séries de eventos observados.

- Calibração de parâmetros: o HEC-HMS possui a opção de calibrar os parâmetros dos modelos selecionados, por meio da comparação e ajuste de valores simulados e observados. São disponibilizados diversos métodos de calibração e de função objetivo, que permitem o melhor ajuste de vazões de pico, tempo de pico ou volume escoado. Esta ferramenta é especialmente importante para a estimativa dos parâmetros hidrológicos da bacia hidrográfica.

- Características do Software HEC-HMS:

- Sistemas operacionais compatíveis: WINDOWS, SOLARIS e LINUX;
- Instalação: gratuita a partir de arquivo executável disponibilizado na página do U.S. Army Corps of Engineers na internet. Na data de elaboração da presente tese, o arquivo de instalação pode ser acessado em: <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/download.html>

- Manual de usuário e manual de fundamentos dos modelos: ambos disponíveis para download gratuito.

- Projetos modelo: disponíveis para download
- Idioma: Inglês;
- Interface gráfica para traçado de bacias e sub-bacias, construção de redes com trechos de canal, nós e reservatórios, seleção de modelos, inserção de dados, visualização e edição de resultados;

- Resultados: a exibição dos resultados é feita na interface do software e em tabelas que podem ser copiadas e coladas em outros aplicativos, como EXCEL.

3.4.1.6. HEC-RAS

O módulo RAS (River Analysis System) é um software de simulação hidráulica pertencente à plataforma HEC (Hydrologic Engineering Center). Ele possibilita a simulação unidimensional do escoamento em canais abertos, sob o regime permanente e não-permanente e também na condição de fundo móvel (transporte de sedimentos).

A interface gráfica permite a construção de projetos com um único trecho ou com uma rede de canais. São utilizadas informações topográficas das seções para descrever a geometria do canal.

- Opções de modelagem no HEC-RAS:

- Tipos de escoamento simulados: permanente uniforme, permanente gradualmente variado e não-permanente.

- Modelagem do fluxo permanente uniforme e gradualmente variado: equação básica do modelo: equação de energia na forma unidimensional; perdas de energia por atrito calculadas por meio do modelo de Manning com consideração de seções compostas; perdas localizadas calculadas por meio de coeficientes de contração e expansão das seções; solução numérica das equações de fluxo por meio do método iterativo *standard step*; cálculo em regime sub-crítico, crítico e supercrítico; modelagem do regime não-uniforme bruscamente variado com incorporação das equações de conservação do momento; cálculo de ressalto, consideração de pontes e confluências (junções).

- Modelagem do fluxo não-permanente: utilização de um sistema de equações hidrodinâmicas, composto pela equação da continuidade e equação da conservação dos momentos; perdas de energia por atrito calculadas por meio das equações de Chézy e Manning; solução das equações por meio de método numérico de discretização por diferenças finitas em um esquema implícito. condições de contorno requeridas na seção de montante: série temporal (hidrogramas); condições de contorno requeridas na seção de jusante: quatro possibilidades: série temporal de vazão (hidrograma), série temporal de nível, curva chave ou função de profundidade normal estimada por Manning.

- Características do Software HEC-RAS:

- Sistemas operacionais compatíveis: WINDOWS;
 - Instalação: gratuita a partir de arquivo executável disponibilizado na página do U.S. Army Corps of Engineers na internet. Na data de elaboração da presente tese, o arquivo de instalação pode ser acessado em: <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>

- Manual de usuário e manual de fundamentos dos modelos: ambos disponíveis para download gratuito.

- Projetos modelo: disponíveis para download

- Idioma: Inglês;

- Interface gráfica para traçado de trechos de canal, redes de canais, junções e seções transversais; seleção de modelos, inserção de dados, visualização e edição de resultados;

- Resultados: visualização dos resultados em 3D ou gráficos editáveis conforme as informações desejadas pelo usuário.

3.4.1.7. SWMM

A plataforma SWMM (*Storm Water Management Model*) é um software hidrológico-hidráulico desenvolvido pela Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (U.S. Environmental Protection Agency – EPA) para a modelagem e simulação do escoamento superficial, em áreas urbanas. (United States Environmental Protection Agency – EPA, 2009a; 2009b; 2006)

Ao contrário dos modelos usuais em hidrologia urbana, que são normalmente modelos concentrados, que consideram a condição de homogeneidade espacial na sub-bacia, o SWMM utiliza uma abordagem distribuída para o cálculo detalhado das vazões em cada ponto da rede de drenagem, integrando a modelagem da micro e macrodrenagem. Este diferencial possibilita a simulação de alagamentos, que são fenômenos hidráulicos muito comuns em bacias urbanas, muitas vezes tratados genericamente pelo termo “enchente”. Os alagamentos são consequência de uma sobrecarga nas galerias e bueiros de drenagem, ocasionando o transbordamento das mesmas e o aumento do nível d’água nas ruas sem que necessariamente tenha havido transbordamento dos córregos e canais principais. Ou seja, as águas de chuva nem sequer chegam ao rio, transbordando antes, ainda nas galerias, em consequência do sub-dimensionamento destas ou do seu entupimento por lixo e entulho, que é um problema bastante comum nas cidades. A simulação de alagamentos é possível quando se tem um modelo distribuído integrado de escoamento na bacia hidrográfica, na macro e micro drenagem, e é isto que o modelo SWMM faz.

O SWMM é um pacote livre, gratuitamente disponibilizado, que possui um modelo hidráulico de escoamento sob pressão em conjunto com os modelos de simulação do escoamento superficial. As sub-bacias são tratadas como reservatórios não-lineares, por meio das equações de Manning e da continuidade. A solução do sistema de equações não-linear é feita pelo método iterativo de Newton-Raphson. Para a propagação do escoamento são utilizadas equações hidrodinâmicas completas. A solução do sistema de equações de Saint Venant é obtida por meio de um processo explícito de discretização numérica das equações diferenciais.

- Opções de modelagem no SWMM:

- Representação da bacia: sistemas de nós conectados por diferentes elementos da bacia hidrográfica e da rede de drenagem. As sub-bacias são descritas pela área, % de área impermeável, % de área impermeável não conectada, coeficientes n de Manning para ambas as áreas, armazenamento potencial das áreas, largura do retângulo equivalente da sub-bacia, e declividade.

- Representação dos condutos: os condutos são utilizados para representar as galerias, sarjetas, canais artificiais ou naturais, os quais são caracterizados pelo comprimento, rugosidade, declividade, seção transversal, vazão de base e offset de saída.
- Precipitação: ietogramas fornecidos pelo usuário.
- Separação do escoamento: modelos de Green and Ampt, modelo SCS (curve number), e Horton;
- Calibração de eventos observados: o software possibilita a inserção de eventos observados para calibração dos parâmetros do modelo.
- Modelo de escoamento superficial: feito no módulo *runoff* do programa. As sub-bacias são representadas por reservatórios não-lineares e são utilizadas as equações de Manning e da continuidade para o cálculo da vazão.
- Modelo de propagação do escoamento na rede de drenagem: as vazões simuladas entram como contribuição nos nós da rede de drenagem. O modelo de propagação é baseado nas equações da continuidade e de conservação dos momentos (modelo hidrodinâmico), sendo o atrito calculado pela fórmula de Manning. Uma relação de continuidade adicional é incorporada às equações hidrodinâmicas para os nós que conectam duas ou mais galerias, a qual é baseada na continuidade do nível d'água entre os condutos e o nó. A vazão nos condutos, quando não há sobrecarga, é limitada à condição de escoamento normal em que vale a equação de Manning.
- A situação de sobrecarga em uma junção é identificada quando o escoamento atinge o nível máximo da seção de um dos condutos ligados ao nó. Para estas situações, o programa assume a condição de que a o somatório das vazões de entrada e saída na junção é igual a zero, considerando que a variação de pressão corresponde a um ajuste do nível d'água no nó que tem que ocorrer para garantir a condição de continuidade. A vazão nos condutos é então recalculada considerando esta condição na junção e o cálculo das características hidráulicas do escoamento é refeito, e novamente a variação no nó é calculada. O processo se repete até que seja atingida a convergência definida pelo usuário.
- O software possui também a opção de calibração dos parâmetros para ajuste das variáveis simuladas a valores observados previamente fornecidos pelo usuário.
- O modelo pode também calcular o escoamento considerando outros componentes do balanço hidrológico, tais como: evaporação, percolação da água no solo, propagação em reservatórios, integração entre o fluxo de água subterrâneo e superficial e acúmulo/derretimento de neve. É possível modelar redes complexas com reservatórios, bombas, vertedores e orifícios de fundo. O pacote possui também módulos para modelagem da qualidade, incluindo simulações de poluição difusa. O SWMM compõe, deste modo, um

modelo completo hidrológico-hidráulico que deve ser adequado a cada situação em particular de acordo com as necessidades de cada projeto, definidas pelo usuário.

- Características do Software SWMM:

- Sistema operacional: WINDOWS
- Instalação: gratuita a partir de arquivo executável disponibilizado na página da U.S. Environmental Protection Agency – EPA na internet. Na data de elaboração da presente tese, o arquivo de instalação pode ser acessado em: <http://www.epa.gov/ednnrmrl/models/swmm/index.htm#Downloads>
- Manual de usuário e manual de fundamentos dos modelos: ambos disponíveis para download gratuito.
- Projetos modelo: disponíveis para download
- Idioma: Inglês;
- Interface gráfica para traçado de trechos de canal, redes de canais, junções e seções transversais; seleção de modelos, inserção de dados, visualização e edição de resultados.

3.4.1.8. PLATAFORMA KALYPSO

O Kalypso é um pacote de ferramentas para o gerenciamento de inundações. Trata-se de uma plataforma de simulação hidráulico-hidrológica e do risco, que foi desenvolvido na Alemanha, em uma parceria entre a Universidade Técnica de Hamburgo e a empresa de Engenharia e Consultoria em Recursos Hídricos e desenvolvimento de softwares Björsen, sendo o seu principal desenvolvedor, o professor Erik Pasche. O modelo foi desenvolvido pelo Instituto de Engenharia Hidráulica da Universidade Técnica de Hamburg-Harburg (Alemanha), O Programa computacional foi feito e vem sendo aperfeiçoado em uma parceria entre este instituto e a empresa Bjoernsen Consultoria e Engenharia Ltda. (Pasche, 2002; 2007; DVWK, 1991; Bjoernsen e TUHH, 2005; BWK, 2000).

Este pacote é atualmente amplamente utilizado na Alemanha pelos órgãos gestores de drenagem urbana, como a Central de Previsão de Inundações da Alemanha – HW-Vorhersagezentrale Sachsen-Anhalt e o Centro Saxônico de Inundações – Landeshochwasserzentrum Sachsen. O pacote possui ampla base documental para instalação gratuita, além de possuir código-fonte aberto permitindo maior conhecimento dos processos matemáticos e a possibilidade de customização do software.

O pacote disponibiliza módulos para a simulação hidrológica, simulação hidráulica de remanso, simulação hidrodinâmica uni e bidimensional, plataforma de integração com sistemas de informações geográficas para o processamento de modelos digitais de elevação do

terreno e elaboração de manchas de inundação, plataforma de cálculo do risco, com base em curvas de prejuízo e mapas de uso e ocupação do solo e geração de mapas de risco.

O módulo WSPM (Water Surface Profile Modeler) contém um modelo hidráulico de remanso (Pasche, 2002) baseado na equação do balanço de energia e na equação de continuidade para uma seção de um curso d'água natural.

As principais características do Kalypso WSPM são:

- Simulação de nível d'água em regime permanente não-uniforme. Equacionamento básico: equação de energia e de continuidade. Solução numérica por método de discretização explícito e algoritmo *standard step*;
- Perdas por atrito calculadas pelos modelos de Darcy-Weisbach ou Gauckler-Manning-Strickler. É considerada a variabilidade da rugosidade na seção transversal (seções compostas);
- Perdas localizadas podem ser consideradas por meio de inserção de parâmetros;
- Consideração da interferência de pontes, simples ou com pilares;
- Interface gráfica para a construção do modelo, inserção de parâmetros, exibição e edição dos resultados.
- Possibilidade de construção de diferentes cenários de simulação, com armazenamento do histórico de resultados em um banco de dados para cada cenário;
- A leitura de dados topográficos em formato raster, shapefile, e ASCII-Grid da ESRI e possibilidade de integração com *Web-Map-service*.
- Integração com um sistema de informações geográficas para a entrada e saída dos dados em formatos compatíveis com o padrão do consórcio de software livre.
- Exportação dos resultados em arquivos de saída em diferentes possibilidades de formato.

Demais módulos da plataforma Kalypso:

- Kalypso Hydrology, para simulação hidrológica;
- Kalypso 1D/2D, para simulação hidráulica em regime transitório (modelo hidrodinâmico);
- Kalypso FLOOD, integrado com SIG para o processamento de modelos digitais de elevação do terreno, para geração de manchas de inundação;
- Kalypso RISK, para o processamento do cálculo do prejuízo por inundação, com base em curvas de risco, modelo digital de elevação do terreno e mapa de uso e ocupação do solo.

- Características do Software Kalypso:
 - Sistemas operacionais compatíveis: WINDOWS, SOLARIS e LINUX;
 - Código fonte aberto, elaborado em conformidade com os padrões estabelecidos pelo consórcio Open-GIS (www.opengeospatial.org);
 - Instalação gratuita a partir de arquivo executável disponibilizado na página da Björnson Consultoria e Engenharia. Na data de elaboração da presente tese, o arquivo de instalação pode ser acessado em: <http://ibpm.bjoernsen.de/kalypso/index.php?id=210&L=5>
 - Manual de usuário e manual de fundamentos dos modelos: ambos disponíveis para download gratuito.
 - Treinamento e suporte: sem custo para fins acadêmicos
 - Projetos modelo: disponíveis para download
 - Idioma: Alemão, com partes dos menus em inglês e português;
 - Interface gráfica completa.
 - Resultados: a exibição dos resultados é feita na interface do software e em tabelas que podem ser copiadas e coladas em outros aplicativos, como EXCEL.

A escolha da ferramenta mais adequada envolve fatores como:

Aplicabilidade: os softwares que disponibilizam variadas opções de modelos para a simulação dos processos hidrológico-hidráulicos permitem maior flexibilidade de escolha na modelagem. Quanto mais universal for o software, possibilitando maior flexibilidade na escolha de parâmetros e variáveis de entrada, maior a sua aplicabilidade em larga escala.

Funcionalidades: algumas ferramentas disponibilizam maior número de possibilidades que outras, como por exemplo, ferramentas de calibração que permitem ajustar automaticamente os parâmetros que melhor reproduzem, na simulação, eventos observados.

Interface: a qualidade da interface com o usuário é muito importante para a utilização do software. Telas de trabalho ergonomicamente bem projetadas, com janelas, menus, e barras de ferramentas intuitivas contribuem para a boa comunicação com o usuário e sucesso do projeto. Outro fator importante é a disponibilidade de opções de pausa e interrupção sem necessidade de reiniciar o processo de simulação. Mensagens claras de status dos processos e erros de simulação com informações diretas e precisas também são fundamentais para a eficiência do processo de simulação.

Visualização e apresentação dos resultados: a forma de apresentação dos resultados deve ser considerada na escolha do software. Tanto a apresentação gráfica dos resultados, quanto a compatibilidade de formato dos arquivos de saída para uso em outros softwares são fatores que contribuem para a fluência de informações e boa comunicação no projeto.

Integração com SIG: cada vez mais os softwares hidrológicos e hidráulicos possibilitam integração com sistemas de informações geográficas. Esta funcionalidade permite não apenas a visualização dos resultados no mapa, mas também a elaboração de manchas de inundação e mapas de risco de inundação, importantes ferramentas de gerenciamento de águas pluviais urbanas.

Custo do software: existem softwares desenvolvidos comercialmente e customizados por cliente/projeto. Estes softwares têm normalmente alto custo de investimento. Por outro lado, existem pacotes de software desenvolvidos por grupos de pesquisa sem fins lucrativos, como universidades e centros tecnológicos, que são disponibilizados gratuitamente. Os pacotes gratuitos, também chamados livres, são disponibilizados para instalação, sem custo, a partir das páginas de internet de seus desenvolvedores e, em alguns casos, também seu código fonte disponível para edição, constituindo ferramentas “*open source*”.

Documentação: preferencialmente devem ser priorizados, na escolha, softwares que possuem boa documentação, o que inclui: descrição completa e detalhada dos modelos utilizados pelo software e dos processos matemáticos de solução dos sistemas de equações; manual completo contendo explicações sobre todas as funcionalidades disponíveis no pacote; projetos de exemplo, que permitem ao usuário maior facilidade de visualização de um projeto completo para melhor compreensão dos comandos, métodos e apresentação de resultados.

Manutenção e suporte: neste aspecto dois problemas podem comprometer a utilização de um pacote de software:

- falta de suporte ao usuário, quando não se tem a quem recorrer em situações de erro (*bugs*), problemas na instalação, dúvidas de processamento ou mesmo treinamento para usuários iniciantes e
- falta de manutenção: quando o software não dispõe de manutenção contínua do código fonte, ele tende a se tornar incompatível com as novas versões de sistemas operacionais e processadores, inviabilizando a continuidade de sua utilização.

É fundamental na escolha do software considerar o fator manutenção e suporte, pois o uso de softwares que não dispõem destes recursos pode implicar em mudanças futuras com alto custo de recursos de tempo e humanos para a adequação do projeto a outra plataforma.

3.5. O estudo de caso: bacia do córrego Gregório, São Carlos - SP

A exemplo das grandes cidades, o crescimento das áreas urbanizadas nos municípios de pequeno e médio porte tem ocorrido sem que as questões de drenagem urbana sejam consideradas com a abordagem orientada ao risco que requerem. Com esta postura, os

problemas de inundações tendem a tornar-se progressivamente maiores, dadas as alterações significativas que ocorrem nos processos de formação do escoamento superficial pela impermeabilização das áreas contribuintes e ocupação desordenada das várzeas.

Como estudo de caso deste trabalho, com vistas à implementação de um mecanismo de transferência do risco de inundações, foi escolhida uma bacia hidrográfica que está, no momento, em processo de urbanização, situada na área urbana de um município de médio porte no Brasil – a bacia do córrego do Gregório na cidade de São Carlos.

O município de São Carlos está localizado na região centro-norte do Estado São Paulo, a 240 km da cidade de São Paulo. A região urbana pertence à bacia hidrográfica do rio Monjolinho, afluente do rio Jacaré-Guaçu que, por sua vez, deságua no rio Tietê. Na área urbana de São Carlos, o rio Monjolinho tem como principais tributários os córregos Tijuco Preto, Mineirinho e Gregório. O município de São Carlos está em processo acelerado de crescimento da população urbana. Segundo dados do IBGE (2000), a população urbana cresceu de 50 para 95% entre os censos de 1940 e 2000. De acordo com a Prefeitura Municipal de São Carlos (2008), a população atual do município é de 220.425 habitantes.

A maior parte da bacia do córrego do Gregório está localizada em área urbana, no centro da cidade de São Carlos. Parcialmente urbanizada e com problemas de inundações nas porções baixa e média, a bacia está em fase de urbanização das cabeceiras, em que alguns erros característicos deste processo têm ocorrido, como a falta de planejamento de políticas públicas adequadas ao tratamento do risco de inundações. A bacia hidrográfica do córrego do Gregório foi, por estas razões, escolhida como estudo de caso.

De topografia acentuada e por ter sofrido forte processo de urbanização nas últimas décadas, a bacia do córrego do Gregório sofre inundações freqüentes nos meses de chuva que, no estado de São Paulo, correspondem ao período entre outubro e abril. Estas inundações têm causado prejuízos de grande monta uma vez que a bacia em questão abriga o centro comercial da cidade, e a consequência tem sido a desvalorização progressiva da região, em consequência dos prejuízos recorrentes por inundação. A região com principal foco de ocorrência de inundações é a região próxima ao Mercado Municipal de São Carlos. As **Figuras 3-12 a 3-16** apresentam recortes de jornal extraídos de notícias sobre inundações na bacia do Gregório.

Figura 3-12 - Inundação de 18 de janeiro de 1999. Fonte: Mendes (2005)

Figura 3-13 – Inundação de 14 de fevereiro de 2002. Fonte: Mendes (2005)

Figura 3-14 – Alagamento, durante a chuva de 31 de janeiro de 2004. Fonte: Mendes (2005)

Figura 3-15 – morador amarra veículo ao poste para que não seja levado pela correnteza. Chuva de 31 de janeiro de 2004. Fonte: Mendes (2005)

Figura 3-16 – inundação de 3 de fevereiro de 2004. Fonte: Mendes (2005).

A área total da bacia do Gregório é de 18,93 km². A bacia é caracterizada por possuir uma parte urbanizada e outra em urbanização. A parte em urbanização compreende uma área

de 10,4 km², desde a cabeceira até a o local onde está instalada a estação de monitoramento hidrometeorológico. Neste trecho, o canal tem seção natural no leito menor, e o leito maior está ocupado por avenidas marginais. Esta região é caracterizada como zona de expansão da mancha urbana de São Carlos, com muitos terrenos vazios, porém já loteados.

A parte da bacia situada entre o linígrafo e a foz, no rio Monjolinho, já está urbanizada. O trecho entre o Fórum e o Mercado Municipal – trecho de aproximadamente 700 metros de extensão – apresenta os principais problemas de inundação e alagamento na bacia; e exatamente nele está situado o centro comercial da cidade de São Carlos. Neste trecho, o canal possui várias intervenções hidráulicas, a saber: estrangulamentos por pontes, retificações de seção, alterações na geometria e revestimento do canal, com má conservação, ocasionando processos de erosão e assoreamento, inúmeras galerias que deságuam nas duas margens - uma em particular com seção transversal de 3 m², situada em frente o Mercado Municipal, que é o principal ponto de inundação – além de avenidas marginais imediatamente adjacentes ao canal. Esta área corresponde ao limite do quadrilátero comercial, segundo a Prefeitura Municipal de São Carlos (2009, Plano diretor de zoneamento). A rede de drenagem local está subdimensionada, de modo que ocorrem alagamentos em vários pontos da bacia, ou seja, a água transborda as galerias e bueiros de drenagem ainda antes de atingir o canal principal.

A parte baixa da bacia, localizada entre o Mercado Municipal e a foz do córrego Gregório, no rio Monjolinho, drena uma área de 4,6 km². Nesta parte baixa da bacia, um trecho do canal – com extensão de 550 metros - está tamponado e sobre ele estão construídas praças e avenidas. O trecho restante do canal – com extensão de 1750 metros – corre em seção natural até a foz, no rio Monjolinho.

A bacia do córrego do Gregório conta com monitoramento hidrometeorológico completo (embora recente), implementado pelo Núcleo Integrado de Bacias Hidrográficas – NIBH, do Departamento de Hidráulica e Saneamento (SHS) da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. Diversos outros estudos foram desenvolvidos na bacia do córrego do Gregório, sobre gestão do risco de inundações e tecnologias compensatórias em drenagem urbana, os quais contribuem para a elaboração do presente trabalho.

No campo da modelagem hidráulico-hidrológica, modelos de escoamento foram aplicados por diferentes autores, com diferentes abordagens, na bacia do Gregório, a fim de quantificar o processo de inundação. O primeiro destes trabalhos foi elaborado por Machado (1981), que desenvolveu e aplicou um modelo distribuído determinístico na bacia para quantificar os hidrogramas de inundação, o qual foi posteriormente aperfeiçoado por Barbassa (1991). O modelo utiliza entrada de precipitação espacialmente variável e realiza a separação

do escoamento pela equação de Horton. A propagação do escoamento foi feita por meio de modelo hidrodinâmico, equações de Saint Venant completas. Os resultados foram comparados com eventos observados e verificou-se um bom ajuste dos picos, em especial no modelo modificado por Barbassa (1991) em relação ao modelo original de Machado (1981). Em 2005, Barbassa, retomando os trabalhos no modelo hidrológico distribuído, incorporou um equacionamento para o escoamento na rede de drenagem, em que os excessos que as galerias não fossem capazes de veicular eram computados como escoamento superficial, e também para a consideração de células convectivas para a variabilidade espacial da precipitação medida na bacia.

Dentre os trabalhos mais recentes destaca-se a implementação do monitoramento hidrometeorológico na bacia do córrego do Gregório, a qual foi realizada pelos membros do Núcleo Integrado de Bacias Hidrográficas – NIBH/EESC/USP, no ano de 2003, sob coordenação do Prof. Dr. Eduardo Mario Mendiondo (trabalho realizado com apoio do CNPq-PQ-301491/2003-8 - Sistema de alerta antecipado de Cheias como Estratégia da Bacia Escola para Gerenciamento Ambiental Integrado da Águas Urbanas e da FINEP-CT-Hidro 01.02.0086.00 – Experimento Piloto de Gerenciamento Integrado de Bacias Urbanas para o Plano Diretor) e forneceu suporte à calibração e validação de modelos utilizados em praticamente todos os estudos hidráulico-hidrológicos subsequentes para esta bacia. O primeiro deles foi feito pelos próprios integrantes do grupo que implantou o monitoramento (Almeida Neto *et al*, 2004) e consistiu de um estudo de balanço hídrico na bacia realizado a partir das variáveis medidas. Foram avaliadas as variáveis precipitação, evaporação e escoamento superficial, medidas por uma estação hidrometeorológica no córrego do Gregório e mais duas estações pluviométricas em outros dois pontos da bacia. O método de Thiessen foi aplicado para a obtenção das áreas de influência de cada estação. O trabalho foi de fundamental importância para a análise da incerteza nas medições e para a calibração dos medidores.

Silva (1998) desenvolveu e aplicou um modelo estocástico distribuído na bacia do córrego do Gregório. A base do modelo é a equação de escoamento cinemático em canais, utilizando para solução numérica do sistema de equações o método de diferenças finitas. A discretização espacial foi feita por método de elementos finitos, considerando elementos triangulares. Em 2003 a autora aprimorou o modelo (Silva, 2003), integrando com um Sistema de Informações Geográficas. O fluxo nas galerias de drenagem foi computado para o regime de escoamento livre. Silva (2003) conseguiu ajustar os picos dos hidrogramas simulados aos observados com boa aproximação, validando o modelo para simulações futuras.

Barros, R.M. (2005; Barros, R.M.; Mendiolo e Wendland, 2007) aplicou dois diferentes modelos de transformação chuva-vazão na bacia do Gregório, aliados a uma ferramenta de Sistemas de Informações Geográficas, para a avaliação de manchas de inundação na bacia, com vistas a contribuir para o Plano Diretor de Drenagem Urbana de São Carlos. Os modelos utilizados foram o modelo distribuído estocástico desenvolvido por Silva (2003) e o modelo concentrado do Soil Conservation Service – SCS (1976), aplicado pelo software IPH-S1. Os parâmetros de ambos os modelos foram calibrados para eventos observados no ano hidrológico de 1999/2000, no período de janeiro a março de 2000. Os valores dos parâmetros obtidos para o modelo distribuído, especialmente os parâmetros relativos à infiltração do solo e à rugosidade do canal, apresentaram elevado grau de incerteza e, conseqüentemente, os picos simulados diferiram consideravelmente dos observados. O modelo concentrado apresentou resultados mais próximos dos observados. A autora elaborou manchas de inundação e identificou as principais incertezas relativas ao uso de cada um dos modelos estudados. A autora avaliou 5 diferentes cenários de urbanização e elaborou as manchas de inundação para os tempos de retorno de 2, 5, 10, 15, 20, 25 e 50 anos, utilizando chuvas de projeto com duração de 30 e 60 minutos. O trabalho de Barros apresenta vasta revisão do processo de urbanização da bacia do córrego do Gregório, bem como das obras de macrodrenagem, com fotos das canalizações e informações sobre os projetos realizados.

Recentemente, Collodel (2009) realizou simulações hidráulico-hidrológicas na parte alta da bacia do córrego do Gregório, com o modelo distribuído SWMM. A autora fez o cadastramento de toda a rede de microdrenagem da bacia do Gregório e em seguida realizou simulações de 11 diferentes configurações de detalhamento da rede de drenagem, a fim de compará-las e obter o nível de detalhamento ótimo, que melhor pudesse reproduzir os hidrogramas observados. As calibrações dos parâmetros dos modelos foram feitas com o uso de algoritmos genéticos. Os resultados revelaram que um maior nível de detalhamento conduz a uma melhor adequação dos picos simulados aos observados. Também concluiu que o modelo é muito sensível a variações na porcentagem de áreas impermeáveis diretamente conectadas, sendo fundamental a sua determinação criteriosa para a obtenção de resultados próximos aos reais.

Outros trabalhos abordaram o estudo das inundações no córrego do Gregório, com enfoques também urbanísticos. Boldrin (2005) avaliou o impacto da urbanização nos hidrogramas observados na bacia do córrego do Gregório, por meio da simulação hidrológica de cenários, com enfoque na preservação de áreas verdes como meio de redução dos impactos hidrológicos da urbanização. Foram analisados o cenário atual e duas condições futuras de urbanização, com e sem a implementação de medidas compensatórias em escala de bacia

hidrográfica. O autor utilizou um modelo hidrológico concentrado na bacia para a geração dos hidrogramas simulados no software IPH-S1. Os resultados reforçaram a importância da preservação das áreas verdes, em cujos cenários foram observados picos até 15% inferiores aos cenários sem áreas verdes.

Mendes (2005) fez um estudo sobre o histórico de inundações na bacia do córrego do Gregório, relacionando-o com a expansão urbana do município de São Carlos. O histórico de ocorrência de inundações foi levantado por meio de notícias de jornal recuperadas dos arquivos dos jornais locais. Entre 1940 e 2002 a área urbanizada da cidade aumentou, em média, 3,2 m²/hab.ano, sendo que o principal período de urbanização ocorreu nas décadas de 50 a 70. A autora concluiu, analisando as notícias de jornal deste período, que a urbanização promoveu um impacto significativo na ocorrência de inundações na bacia, especialmente pela falta de planejamento de uso e ocupação do solo na expansão urbana.

Andrade (2006) propôs um sistema de alerta antecipado por meio de previsão hidrometeorológica na bacia do córrego do Gregório. A autora aplicou um modelo meteorológico com base em dados de estação hidrometeorológica, que avalia de maneira simplificada o processo físico de formação da precipitação nas nuvens. A transformação chuva-vazão foi modelada de maneira concentrada na bacia, utilizando o método do Soil Conservation Service – SCS (1976) e os hidrogramas obtidos foram comparados com os hidrogramas observados. O modelo mostrou-se capaz de prever eventos de precipitação embora com relativo atraso, e os resultados apontaram que a metodologia pode vir a ser utilizada para a implementação de sistemas de alerta antecipado na bacia.

Outros trabalhos realizados para o município de São Carlos e para a bacia do córrego do Gregório foram relevantes no levantamento de informações e caracterização da bacia para o presente trabalho, a saber: Menciondo (2007) – Elementos de cálculo do IPTU hidrológico. Souza, Campos, e Menciondo (2007) – Avaliação dos riscos de inundações por meio de índices de perigo; Ohnuma Jr., Andrade e Menciondo (2007) – Monitoramento quantitativo de águas pluviais em lote domiciliar urbano e Souza (2008) – Drenagem urbana sob cenários de longo prazo visando incentivos ambientais, Esteves e Menciondo (2003) – Análise comparativa entre equações e observações do tempo de concentração em uma bacia urbana de São Carlos.

4. METODOLOGIA

O presente trabalho propõe uma metodologia de transferência do risco de inundações, baseada em um modelo de seguros, como ferramenta de gestão do risco. A metodologia é testada em uma bacia hidrográfica com problemas recorrentes de inundações, em uma cidade de médio porte no Brasil. As etapas do processo metodológico são resumidas na **Figura 4-1**.

Figura 4-1 – Quadro metodológico do trabalho

A metodologia está dividida em três partes. Na primeira foi reunida toda a informação disponível para a bacia hidrográfica e feita a estruturação do trabalho, em que foram escolhidos os modelos e ferramentas de software a serem utilizados. Também foram estimados os parâmetros físicos, hidrológicos e hidráulicos necessários para as simulações.

Na segunda fase do trabalho, foi desenvolvida a simulação hidráulico-hidrológica e a modelagem digital do terreno, para obter as manchas de inundação da bacia hidrográfica.

A terceira etapa consistiu da análise do risco e simulação do fundo de seguros. Com base nas curvas de prejuízo e nos níveis de inundação, foram utilizadas ferramentas de SIG para estimar o prejuízo correspondente a cada cenário e, com estes valores, simular a operação do fundo de seguros. As etapas são descritas a seguir.

4.1. Seleção dos modelos e obtenção dos dados

4.1.1. Descrição da bacia hidrográfica de estudo

A metodologia de aplicação do modelo de seguros foi testada para a bacia hidrográfica do córrego do Gregório em São Carlos – SP. A **Figura 4-2** apresenta um mapa da bacia e a **Figura 4-4** apresenta a planta de bacia com uma imagem aérea. A **Figura 4-4** mostra uma fotografia aérea aproximada do canal na parte média da bacia, entre o linígrafo e o Mercado Municipal, que representa o principal trecho de estudo deste trabalho. Nesta região estão localizados aproximadamente 300 estabelecimentos comerciais, além de lotes residenciais e instalações públicas, como prefeitura, fórum, catedral e escolas.

4.1.1.1. Dados monitorados na bacia do Gregório

A bacia do córrego do Gregório, assim como a maioria das bacias de pequeno e médio porte localizadas em áreas urbanas no Brasil, tem carência de dados hidrometeorológicos. O monitoramento de que se dispõe atualmente é realizado pelo Núcleo Integrado de Bacias Hidrográficas (NIBH) da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo desde o ano de 2004, por meio de um convênio *CNPq-PQ-301491/2003-8 - Sistema de alerta antecipado de Cheias como Estratégia da Bacia Escola para Gerenciamento Ambiental Integrado da Águas Urbanas; FINEP-CT-Hidro 01.02.0086.00 – Experimento Piloto de Gerenciamento Integrado de Bacias Urbanas para o Plano Diretor.*

Figura 4-2 – Mapa de bacia hidrográfica

Figura 4-3 – Planta de bacia com imagem aérea (Adaptado de Google Earth ®)

Figura 4-4 – Imagem aérea da parte média da bacia, entre a estação de monitoramento hidrometeorológico e o Mercado Municipal. Fonte: Google Earth.

O monitoramento é feito por meio de uma estação hidrometeorológica que mede nível d'água e precipitação, entre outras variáveis meteorológicas, a saber: velocidade e direção do vento, pressão atmosférica, radiação solar e umidade relativa do ar. Os registros são realizados em intervalos de um minuto, de modo a permitir a análise em qualquer escala de tempo, inclusive o estudo de eventos. A estação chamada PDC3 (**Figura 4-5**) está localizada na margem esquerda do córrego do Gregório, a montante da ponte da Rua Campos Sales, em frente ao Fórum municipal. Os dados são coletados por um data logger da marca Campbell CR10x. A manutenção do monitoramento, a coleta de dados e armazenamento dos registros é realizada como parte dos projetos em andamento feitos pelo NIBH, incluindo o presente trabalho.

Figura 4-5 – Estação de monitoramento hidrometeorológico no córrego do Gregório

Os dados de nível d'água registrados são convertidos em vazão por meio da curva chave estimada por *Lima et al. (2003)* para a seção do canal onde a estação está instalada, dada pela **Equação 4-1**:

$$Q = 8.278 \cdot h^{2.2517} \quad \text{(Equação 4-1)}$$

Em que: Q = vazão (m^3/s) e h = altura d'água (m)

Embora o registro disponível não seja suficientemente longo para extrapolar parâmetros estatísticos das séries históricas de vazão e precipitação máximas, ele permite avaliar a ordem de grandeza da chuva que provoca inundação na bacia, uma vez que, em média, o canal do Gregório apresenta eventos de inundação de recorrência anual sendo que, nos cinco anos de registro, ocorreram quatro eventos de inundação.

Além disso, como o registro é realizado com intervalo de um minuto, é possível acompanhar eventos chuva-vazão e inferir parâmetros de transformação chuva-vazão para a parte alta da bacia, na qual está instalada a estação hidrometeorológica. As vazões registradas no córrego do Gregório, no trecho de estudo, durante um período seco, são da ordem de 1,0 a 2,0 m^3/s . Durante os eventos de precipitação, esta vazão atinge picos que ultrapassam 80 m^3/s , o que ocorre poucos minutos após o início da precipitação, justificando o intervalo de monitoramento de um minuto.

4.1.1.2. Dados topográficos da bacia

Os dados topográficos disponíveis para a bacia hidrográfica do córrego do Gregório consistem de curvas de nível com intervalos variáveis de 1 a 5 metros, dependendo do trecho, as quais foram digitalizadas a partir de cartas topográficas em papel levantadas pela OESA em 1971. Para a área da bacia de maior ocorrência de inundações, as curvas foram digitalizadas com intervalo de um metro.

Além dos dados topográficos disponíveis, para o presente trabalho, foi realizado um levantamento topográfico de seções em campo, a fim de viabilizar a simulação de um modelo hidráulico do canal. Este levantamento foi feito no trecho médio da bacia, situado entre o linígrafo e o Mercado Municipal. As seções topográficas foram levantadas no leito maior do córrego, considerando como limites esquerdo e direito as construções em ambas as margens do canal, conforme esquema indicado na **Figura 4-6**.

Foi realizado o levantamento de tantas seções quantos foram os elementos de intervenção encontrados, quais sejam: alterações bruscas na geometria da seção, pontes e passarelas. Foram levantadas, ao todo, 17 seções transversais ao longo do trecho entre o Mercado Municipal e o linígrafo. Na **Figura 4-7** apresenta a localização em planta das seções transversais levantadas. As posições relativas das seções são indicadas na **Tabela 4-1**.

Figura 4-6 – Esquema das seções transversais levantadas

Figura 4-7 – Localização em planta das seções levantadas em campo. Situação sem escala.

Tabela 4-1 – Posição relativa das seções levantadas em campo.

Seção	Km	Descrição
1	0.0000	Foz do Gregório
2	0.9000	SESC
3	1.7500	Final do trecho tamponado
4	2.5000	Rua Episcopal (trecho tamponado)
5	2.5500	Mercado Municipal (início do trecho tamponado)
6	2.5790	Jusante da ponte da Av. São Carlos
7	2.6077	Montante da ponte da Av. São Carlos
8	2.6340	Seção interm. Passarela camelôs e Av. São Carlos
9	2.6599	Passarela dos camelôs
10	2.6870	Jusante da ponte da R. D. Alexandrina
11	2.7136	Montante da ponte da R. D. Alexandrina
12	2.7350	Degrau - alteração de seção mont. Pt. D. Alexandrina
13	2.7530	Seção interm. R. São Joaquim e R. D. Alexandrina
14	2.7650	Seção interm. R. São Joaquim e R. D. Alexandrina
15	2.7908	Jusante da ponte da R. São Joaquim
16	2.8132	Montante da ponte da R. São Joaquim
17	2.8581	Seção interm. R. Pedro II e R. São Joaquim
18	2.9139	Montante da ponte da R. Pedro II
19	2.9928	Jusante da ponte da R. Rui Barbosa
20	3.0222	Montante da ponte da R. Rui Barbosa
21	3.0648	Jusante da ponte da R. São Paulo
22	3.1273	Montante da ponte da R. São Paulo
23	3.1735	Seção interm. Entre R. Campos Salles e R. São Paulo
24	3.2319	Montante da ponte da R. Campos Salles
25	3.2557	Seção do Linígrafo
26	3.9057	seção a Jusante da foz do córrego Lazzarini

As seções 1 a 3 e 26 foram adicionadas posteriormente, nas simulações, para obter maior estabilidade de cálculo no trecho de estudo. Elas foram interpoladas com base nas seções limite levantadas em campo e na declividade do canal nestes trechos.

4.1.1.3. Equação de chuva

Para a simulação hidrológica da formação do escoamento superficial na bacia hidrográfica é necessário adotar uma precipitação, chamada chuva de projeto, que é uma chuva crítica de referência para a qual é analisada a formação de cheias e a capacidade de

escoamento da bacia. A chuva de projeto pode ser estimada com base nas intensidades de precipitação fornecidas pelas chamadas *curvas idf*, funções que relacionam a intensidade de chuva com a sua duração e frequência estatística de ocorrência, ou período de retorno. O período de retorno (TR) é o tempo médio, em anos, em que um evento de precipitação é igualado ou superado. As curvas *idf* são estimadas com base em registros históricos de precipitação e, no caso da cidade de São Carlos, a curva *idf* foi desenvolvida por Barbassa (1991), utilizando dados do posto São Carlos 83726/INMET, com registros de precipitação entre 1950 e 1988, descrita pela **Equação 4-2**:

$$i = \frac{1519 \cdot T^{0,236}}{(t + 16)^{0,935}} \quad \text{(Equação 4-2)}$$

Em que: *i* é a intensidade de precipitação, em mm/h, *t* é a duração da chuva, em min e *T* é o período de retorno da chuva, em anos.

A **Equação 4-2** foi utilizada neste trabalho para estimativa das chuvas de projeto, conforme descrito mais adiante no item modelagem hidráulica.

4.1.2. Estruturação da modelagem

A estruturação do processo de modelagem tem início com a definição das regras de operação do fundo de seguros, que vão delinear os contornos das demais simulações realizadas. Primeiramente, foi estipulado um teto, ou limite de cobertura do fundo de seguros. Para tanto, foi utilizado como critério o tempo de retorno TR. No Brasil os órgãos gestores, normalmente, trabalham com tempos de recorrência da ordem de 100 anos para obras de macrodrenagem. Por esta razão, a cheia de período de recorrência de 100 anos foi escolhida como teto de cobertura para o fundo de seguros. Esta premissa norteou a condução das simulações hidrológicas e hidráulicas, as quais foram realizadas para TR's entre 1 e 100 anos. Para efeito de apresentação dos resultados, no entanto, os gráficos, tabelas e manchas de inundação aqui mostrados são referentes aos períodos de retorno de 10, 25, 50 e 100 anos.

A modelagem foi dividida em três partes: hidrológica, hidráulica e de risco. A modelagem hidrológica foi feita a fim de obter as vazões de projeto nos pontos de interesse. Foram utilizadas chuvas de projeto, estimadas conforme metodologia descrita no **item 4.1.1.5**. Nesta etapa, foi feita calibração do modelo hidrológico com os dados coletados pela estação hidrometeorológica, a fim de fazer uma análise comparativa entre os hidrogramas simulados e os eventos observados. As vazões obtidas por simulação hidrológica serviram de base para o modelo hidráulico, que consistiu a segunda etapa das simulações.

A modelagem hidráulica foi feita no trecho médio da bacia, entre o linígrafo e o Mercado Municipal. Foi utilizado um modelo hidráulico unidimensional para regime permanente gradualmente variado, que forneceu os níveis de inundação correspondentes às vazões fornecidas pelo modelo hidrológico.

Por fim, foram confrontados os níveis de inundação obtidos com o modelo de elevação do terreno, a fim de obter a mancha de inundação para os períodos de retorno estudados. O processo de seleção dos modelos hidrológico e hidráulico é descrito a seguir.

4.2. Modelagem hidrológica

Foi realizada modelagem hidrológica, com base em chuvas de projeto e simulação chuva-vazão, considerando o amortecimento em calha e propagação nos canais. Foram avaliados dois cenários de configuração da bacia hidrográfica, para a qual foram obtidas as vazões de projeto considerando a condição atual e futura da bacia. Os cenários foram simulados para diferentes níveis de segurança, com base no Tempo de Retorno (TR) da chuva de projeto correspondente. Foram simulados os períodos de retorno $TR = 5, 10, 25, 50$ e 100 anos.

A literatura específica disponibiliza diversos modelos para a simulação do processo de transformação chuva-vazão. A escolha do modelo mais adequado a cada caso depende de fatores como o tamanho da bacia, a variabilidade espacial dos processos hidrológicos e os dados disponíveis. Deve-se priorizar o uso de modelos cujos parâmetros de entrada sejam condizentes com as informações disponíveis para a bacia hidrográfica de estudo, e cujos dados de saída sejam adequados às finalidades do projeto.

Dentre os modelos disponíveis para simulação hidrológica destaca-se o SCS, desenvolvido pelo Natural Resources Conservation Service (1976), e amplamente aplicado para a simulação hidrológica em sub-bacias urbanas. O uso do modelo SCS justifica-se em virtude de:

- Simplicidade de parâmetros e de equacionamento: o método requer poucos parâmetros e a literatura apresenta vasta gama de critérios para a estimativa destes parâmetros, o que torna a aplicação do método muito simples.
- Possibilidade de aplicação em bacias com escassez de dados hidrológicos;
- Boa consolidação e ampla aceitabilidade em órgãos gestores no Brasil e no mundo: A utilização de modelos de fácil aceitação junto aos gestores é importante a fim de desenvolver uma ferramenta facilmente adaptável às condições das bacias hidrográficas urbanas do Brasil, também sob o aspecto de aceitabilidade e manuseio.

- Resultados adequados à escala de projeto e planeamento: a aplicação do método fornece resultados com aproximação bastante razoável para o projeto e planeamento em drenagem urbana para pequenas bacias hidrográficas;
- Disponibilidade de aplicação na maioria dos softwares hidrológicos: todos os principais pacotes de software disponíveis atualmente dispõem da opção de modelagem com o método SCS, o que possibilita a aplicação em diferentes plataformas.

A aplicação do modelo SCS consiste de duas etapas: obtenção da precipitação efetiva e transformação chuva-vazão. A precipitação efetiva é resultado da precipitação total menos a parcela da chuva que fica retida nas depressões do solo ou que é infiltrada. A transformação chuva-vazão é o processo de simulação hidrológica que possibilita obter os hidrogramas resultantes da chuva de projeto. Neste estudo, a transformação chuva-vazão foi realizada por meio do método do hidrograma unitário do SCS.

4.2.1. Determinação da precipitação efetiva – método do “curve number” CN

A chuva excedente ou precipitação efetiva é a parcela da precipitação que se converte em escoamento superficial. Sua estimativa, no método SCS, é feita por meio do parâmetro “curve number” – CN, que varia de 0 a 100 e é tanto maior quanto menor a capacidade de infiltração do solo. A formulação do método SCS para o cálculo da precipitação efetiva está descrita a seguir:

$$P_E = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \quad \text{(Equação 4-3)}$$

$$I_a = 0,2 \cdot S \quad \text{(Equação 4-4)}$$

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad \text{(Equação 4-5)}$$

Em que: P_E é a precipitação efetiva [mm]; P é a precipitação total [mm]; I_a = perdas iniciais por retenção na bacia (mm); S é o máximo potencial de retenção da bacia após o início do escoamento superficial (mm) e CN = parâmetro curve number, indicativo da capacidade de infiltração do solo, variável de 0 a 100.

O parâmetro CN é expresso em função da permeabilidade do solo, da sua umidade anterior e do tipo de superfície. A permeabilidade é representada pelo tipo hidrológico do solo, classificado nos grupos A, B, C e D, resumidamente descritos a seguir (FCTH, 1999; Porto, 1995; Tucci, 1993):

- **Solo Tipo A:** solos arenosos, com teor de argila inferior a 8%, sem rochas e camadas argilosas até a profundidade de 1,5 m, que produzem baixo escoamento superficial;
- **Solo Tipo B:** solos arenosos, com teor de argila entre 8 e 15%, sem rochas e camadas argilosas até a profundidade de 1,5 m; com permeabilidade superior à média;
- **Solo Tipo C:** solos barrentos com 20 a 30% de argila, sem camadas impermeáveis até a profundidade de 1,2 m, que geram escoamento superficial acima da média;
- **Solo Tipo D:** Solos argilosos, com teor de argila acima de 30%, camada densificada à profundidade em torno de 50 cm, com muito baixa capacidade de infiltração.

A condição de umidade anterior do solo é expressa em três grupos: I, II e III, descritos a seguir (Porto, 1995):

- **Condição I:** solo seco. Precipitação acumulada em cinco dias menor que 15 mm;
- **Condição II:** solo medianamente úmido. Precipitação acumulada em cinco dias entre 15 e 40 mm;
- **Condição III:** solo úmido (próximo da saturação). Chuva acumulada em cinco dias superior a 40 mm.

Há duas formas de estimativa do CN para bacias urbanas (FCTH, 1999). A primeira é por meio de tabelas que levem em conta o tipo de uso e ocupação do solo, a condição anterior de umidade e tipo de cobertura da superfície. Autores, como Porto (1995), Tucci (1993) e FCTH (1999) compilaram tabelas de CN adaptadas às condições brasileiras, para bacias urbanas e rurais. Se houver vários tipos de solo e ocupação, deve-se obter a média ponderada dos CN's correspondentes às áreas homogêneas.

A segunda forma de estimar o CN consiste em separar a bacia em áreas permeáveis e impermeáveis e calcular o CN ponderado. Campana e Tucci (1995) desenvolveram uma metodologia para a determinação da parcela impermeável das áreas urbanas com base na densidade demográfica, chamada “*Estimativa de área impermeável de macrobacias urbanas*”. Neste estudo, com base na metodologia proposta e calibrada para diversas cidades brasileiras, os autores obtiveram as seguintes relações:

$$A_{imp} = -3,86 + 0,55 \cdot d \quad \text{para } 7,02 \leq d \leq 115 \text{ hab/ha} \quad (\text{Equação 4-6})$$

$$A_{imp} = 53,2 + 0,054 \cdot d \quad \text{para } d > 115 \text{ hab/ha} \quad (\text{Equação 4-7})$$

Em que: A_{imp} é a Parcela de área impermeável (%) e d é a densidade populacional (hab/ha)

4.2.2. Hidrogramas de projeto

Uma vez determinada a chuva de projeto, procede-se à transformação chuva-vazão, para obtenção dos hidrogramas de projeto. Esta etapa foi desenvolvida por meio do método do hidrograma triangular unitário do SCS, que é baseado em dois princípios:

- Proporcionalidade entre o hidrograma gerado por uma chuva unitária e o hidrograma gerado pela chuva de projeto, e
- Superposição dos hidrogramas parciais de cada intervalo de tempo do ietograma para compor o hidrograma completo resultante da chuva de projeto.

O princípio da proporcionalidade está exemplificado na **Figura 4-8**. O método é baseado na seguinte premissa: uma chuva de 10 mm, com certa duração, chamada chuva unitária, gera um hidrograma, chamado hidrograma unitário, com determinados tempo de base (t_b), tempo de pico (t_p) e vazão de pico (Q_p). Uma dada chuva de projeto P , cuja proporção para a chuva unitária é expressa pelo fator k , irá gerar um hidrograma de projeto de mesmo tempo de base (t_b), mesmo tempo de pico (t_p) e vazão de pico Q_p cuja proporção para a vazão de pico do hidrograma unitário é dada pelo mesmo fator k .

Figura 4-8 – Obtenção do hidrograma resultante de uma chuva de projeto pelo método do hidrograma unitário. Aplicação do princípio de proporcionalidade para obtenção do hidrograma referente a uma chuva P , a partir do hidrograma unitário (conhecido) de uma chuva de 10 mm, com mesma duração.

O problema resume-se, portanto, em obter o hidrograma HU referente à chuva de 10 mm, para a duração da chuva P . O método SCS considera as seguintes relações para obtenção dos parâmetros do hidrograma unitário:

$$Q_p = C_p \cdot \frac{A}{t_p} \quad (\text{Equação 4-8})$$

Em que: Q_p = vazão de pico (m^3/s); A = Área de drenagem; t_p = tempo de pico (min)

$$C_p = 2 / (1 + X)$$

$$X = t_b / t_p$$

No método SCS, o hidrograma unitário é calculado com $X = 1,67$ e, portanto, $C_p = 0,75$.

O método tal qual descrito até este ponto possibilita a obtenção do hidrograma referente a uma chuva P constituída de um ietograma de bloco único.

O princípio da superposição é aplicado quando se deseja obter hidrogramas referentes a chuvas compostas por vários blocos. Este princípio consiste em obter os hidrogramas parciais de cada bloco de chuva, cada qual com início simultâneo à chuva correspondente. A seguir, somam-se as ordenadas dos vários hidrogramas, compondo o hidrograma final da chuva completa, conforme mostrado na **Figura 4-9**.

Figura 4-9 – Convolução dos hidrogramas – aplicação do princípio da superposição para a composição do hidrograma resultante de uma chuva composta de vários blocos.

Para a simulação hidrológica, a bacia hidrográfica é configurada em elementos característicos como: sub-bacias, trechos de canal, reservatórios e nós.

4.2.3. Chuvas de projeto

A simulação hidrológica é realizada com base em uma precipitação de referência, para a qual são estimadas as vazões nos diferentes pontos da macrodrenagem. A precipitação utilizada nas simulações hidrológicas para o planejamento de um sistema é chamada chuva de projeto e, geralmente, sua estimativa é feita com base na curva *idf* – ou equação de chuva – local, para uma determinada duração e um determinado período de retorno. Por meio desta equação obtém-se a intensidade da chuva, a qual é totalizada em mm no intervalo de tempo

considerado. O total precipitado deve ser desagregado, por meio de métodos hidrológicos adequados, em intervalos de tempo menores, dentro da duração total da chuva, para obter o gráfico dos totais precipitados em intervalos discretizados.

Este procedimento foi feito para a bacia do córrego do Gregório, com base na equação de chuva de São Carlos, descrita pela **Equação 4-2** (Barbassa, 1991). Foi considerada a duração de chuva crítica $t = 1$ hora e foram analisados os períodos de retorno $TR = 1$ a 100 anos. A intensidade de precipitação obtida foi convertida em precipitação total no intervalo considerado, e o ietograma de projeto foi obtido pela desagregação temporal da chuva pelo método de Huff – 1º Quartil. As chuvas de projeto obtidas para os períodos de retorno $TR=10$, 25, 50 e 100 anos são apresentadas na **Tabela 4-2** e na **Figura 4-10**.

Tabela 4-2 – Ietogramas de projeto obtidos a partir das curvas idf

Desagregação da chuva para geração do hietograma de projeto						
método de desagregação: Huff, 1º quartil						
t (min)	t (horas)	TR=5	TR=10	TR=25	TR=50	TR=100
6	0,1	7,0	8,3	10,2	12,1	14,2
12	0,2	11,9	14,1	17,5	20,6	24,2
18	0,3	7,7	9,1	11,3	13,3	15,7
24	0,4	3,9	4,6	5,7	6,7	7,9
30	0,5	2,5	2,9	3,6	4,3	5,0
36	0,6	2,0	2,4	3,0	3,5	4,1
42	0,7	1,2	1,4	1,8	2,1	2,4
48	0,8	1,1	1,3	1,6	1,9	2,3
54	0,9	0,9	1,0	1,3	1,5	1,8
60	1,0	0,4	0,5	0,6	0,7	0,9
	P TOTAL	38,7	45,6	56,6	66,7	78,5

Figura 4-10 – Ietogramas de projeto obtidos para a bacia do córrego do Gregório, para os períodos de retorno TR = 5, 10, 25, 50 e 100 anos.

Os ietogramas apresentados na **Figura 4-10** e na **Tabela 4-2** foram simulados no HEC-HMS, bem como todos os demais ietogramas intermediários para todos os TR's entre 1 e 100 anos. Isto foi feito para a condição atual e futura de urbanização bacia, conforme descrito a seguir.

4.2.4. Software hidrológico

No processo de modelagem buscou-se utilizar ferramentas livres para as simulações. Isto porque um dos objetivos desta tese é que o modelo de seguros possa ser implementado como ferramenta de gestão para políticas públicas, e a utilização de softwares livres permite maior acessibilidade. No âmbito de gestão pública de bacias hidrográficas, a utilização de ferramentas livres tem se consolidado como uma importante base para a implementação de processos de gestão com aplicação de tecnologia de ponta, acessível, à solução de problemas sociais, econômicos e ambientais graves como as inundações, e que requerem tratamento técnico adequado.

A plataforma HEC revelou ser muito eficaz para os propósitos de planejamento e gerenciamento do risco em hidrologia urbana. As possibilidades que o software oferece, em termos de multiplicidade de modelos disponíveis, as ferramentas de calibração de parâmetros e a vasta documentação com manuais e informações detalhadas dos métodos usados, juntamente com a possibilidade de operação em múltiplos sistemas operacionais e gratuidade da licença, fizeram desta plataforma uma solução adequada aos propósitos de simulação hidrológica deste trabalho.

Para a simulação no HEC-HMS, a bacia hidrográfica é configurada em elementos, a saber: sub-bacias, trechos de canal, reservatórios e nós. Para as sub-bacias, devem ser fornecidas a área de drenagem e o exutório, que pode ser um nó, um reservatório ou um trecho de canal. Em seguida, devem ser fornecidos os parâmetros do modelo chuva-vazão selecionado. No caso do modelo SCS, devem ser informados o CN e o tempo de concentração. Para os trechos de canal devem ser fornecidos o comprimento, declividade e geometria da seção, além dos parâmetros do modelo utilizado para a propagação da onda de cheia. Neste estudo, as vazões foram propagadas por meio do modelo de onda cinemática, que requer como parâmetro a rugosidade do canal, representada pelo coeficiente n de *Manning*.

4.2.5. *Configuração da bacia hidrográfica para modelagem hidrológica*

A divisão da bacia hidrográfica do córrego do Gregório em sub-bacias foi feita de acordo com os pontos de interesse para os quais se desejava conhecer as vazões de projeto. Como o trecho principal de estudo é a parte média da bacia, entre o linígrafo e o mercado municipal, neste trecho foi feito maior detalhamento, com maior número de nós. A identificação das sub-bacias, trechos e nós é mostrada na **Figura 4-11**.

Figura 4-11 – Configuração da bacia hidrográfica para simulação hidrológica

4.2.6. Parâmetros hidrológicos

4.2.6.1. curve number (CN)

O parâmetro CN foi adotado por sub-bacia considerando solo de grupo hidrológico B, com base na **Tabela 4-3**, que apresenta valores de CN para condição anterior de umidade II, fornecidos por Tucci (1993) para áreas urbanas.

Tabela 4-3 – Valores de CN para condição de umidade antecedente II - áreas urbanas. Fonte: Tucci (1993)

Utilização ou cobertura do solo	Superfície	A	B	C	D
Zonas cultivadas	sem conservação do solo	72	81	88	91
	com conservação do solo	62	71	78	81
Pastagens ou terrenos	em más condições	68	79	86	89
Terrenos baldios	boas condições	39	61	74	80
Prados	boas condições	30	58	71	78
Bosques ou zonas florestais	cobertura ruim	45	66	77	83
	cobertura boa	25	55	70	77
Espaços abertos, relvados, parques, campos de golf, cemitérios, boas condições	com relva em mais de 75% da área	39	61	74	80
	com relva de 50 a 75% da área	49	69	79	84
Zonas comerciais e de escritórios		89	92	94	95
Zonas industriais		81	88	91	93
Zonas residenciais, lotes < 500 m ²	65% área impermeável	77	85	90	92
Zonas residenciais, lotes < 1000 m ²	38% área impermeável	61	75	83	87
Zonas residenciais, lotes < 1300 m ²	30% área impermeável	57	72	81	86
Zonas residenciais, lotes < 2000 m ²	25% área impermeável	54	70	80	85
Zonas residenciais, lotes < 4000 m ²	20% área impermeável	51	68	79	84
Parques de estacionamento, telhados, viadutos, etc		98	98	98	98
Arruamentos e estradas asfaltadas e com drenagem de águas pluviais		98	98	98	98
Paralelepípedos		76	85	89	91
Terra		72	82	87	89

4.2.6.2. tempo de concentração

O tempo de concentração foi estimado por sub-bacia, com base no método cinemático, como função do comprimento do trecho e da velocidade de escoamento, conforme descrito na **Equação 4-9**. A velocidade média de escoamento foi estimada com base na declividade e tipo de revestimento do talvegue.

$$tc = \frac{L}{60 \cdot v} + td$$

(Equação 4-9)

Em que: tc = tempo de concentração (min); L = comprimento do talvegue (m); v = velocidade de escoamento (m/s); td = tempo de difusão (decorrido entre o início da chuva e a entrada do escoamento nos canais da macrodrenagem, em min)

4.2.6.3. Parâmetros adotados para simulação da bacia

Os parâmetros utilizados na simulação são mostrados nas **Tabelas 4-4 e 4-5**.

Tabela 4-4 – Parâmetros das sub-bacias utilizados na simulação hidrológica para a condição atual

SUB-BACIAS							
Sub-bacia	nó final	Área (km ²)	L talvegue	CN	v (m/s)	td (min)	tc (min)
1	1	3,596	2592	78	1,5	5	33,8
2	2	1,587	1834	84	1,5	5	25,4
3	3	1,145	2248	84	1,5	5	30,0
4	5	0,658	1194	84	1,5	5	18,3
5	6	1,623	2192	84	1,5	5	29,4
6	8	0,915	1124	84	1,5	5	17,5
7	9	1,400	3395	86	2,5	5	27,6
8	10	1,057	3190	86	2,5	5	26,3
9	11	0,596	3282	86	2,5	5	26,9
10	12	0,289	1146	86	2,5	5	12,6
11	13	0,266	2102	86	2,5	5	19,0
12	14	1,604	3828	86	2,5	5	30,5
13	15	2,542	3992	86	2,5	5	31,6
14	16	1,235	1420	82	1,5	5	20,8
15	17	0,418	1156	82	1,5	5	17,8
		18,931					

Tabela 4-5 – Parâmetros dos trechos utilizados na simulação hidrológica para a condição atual

TRECHOS						
Trecho	Nó inicial - nó final	L trecho (m)	Cota de montante	Cota de jusante	lo (m/m)	n Manning
1	1 - 2	1556	847,500	830,000	0,0112	0,0250
2	4 - 5	825	830,000	820,000	0,0121	0,0250
3	7 - 8	650	820,000	808,463	0,0177	0,0180
4	8 - 9	130	808,463	807,319	0,0088	0,0180
5	9 - 10	220	807,319	804,015	0,0150	0,0180
6	10 - 11	100	804,015	803,129	0,0089	0,0180
7	11 - 12	150	803,129	800,004	0,0208	0,0180
8	12 - 13	120	800,004	799,634	0,0031	0,0180
9	13 - 14	50	799,634	799,000	0,0127	0,0180
10	14 - 15	794	799,000	788,000	0,0139	0,0180
11	15 - 16	957	788,000	785,000	0,0031	0,0250
12	16 - 17	840	785,000	780,000	0,0060	0,0250

4.2.7. Estimativa da condição futura da bacia hidrográfica

A simulação do modelo de seguros requer estimativas da condição da bacia hidrográfica em um horizonte de planejamento de médio a longo prazo. Ao longo deste horizonte de planejamento ocorrem alterações significativas no uso e ocupação do solo em uma bacia hidrográfica situada em área urbana e as novas condições precisam ser estimadas a fim de reduzir a parcela de erro no modelo devido a estas alterações.

Estão disponíveis na literatura métodos que permitem a estimativa dos parâmetros de simulação de uma bacia hidrográfica em função da densidade populacional. O estudo realizado por Campana e Tucci (1994), intitulado “*Estimativa da área impermeável de macrobacias urbanas*” apresenta, com base em prognósticos estatísticos de população, uma relação linear entre a área impermeável da bacia hidrográfica e a densidade de população. No entanto, segundo Tucci (2005), estas relações não são adequadas para utilização em bacias hidrográficas muito pequenas, pois podem apresentar distorções. A indisponibilidade de um prognóstico futuro específico para a bacia hidrográfica do córrego do Gregório, uma vez que esta é uma das 14 sub-bacias da cidade de São Carlos e este tipo de prognóstico, geralmente, é feito por município, vem confirmar a hipótese de incerteza na avaliação do aumento da área impermeável com base no crescimento da densidade populacional.

A estimativa dos parâmetros hidrológicos futuros foi feita com base nos processos já estabelecidos de urbanização, de que se tem conhecimento para a bacia hidrográfica. As áreas em processo de urbanização estão situadas na região de cabeceira e na foz. Especialmente as áreas entre a Rodovia Washington Luís e o Fórum, e próximo à foz do córrego Gregório no córrego Monjolinho, já estão sendo urbanizadas, com terrenos já loteados e avenidas marginais instaladas ou em processo de construção. Com base nos processos de urbanização em andamento foi estimado um horizonte em torno de 10 anos para que estejam estabelecidas estas alterações de uso e ocupação do solo.

A estimativa da condição futura de formação do escoamento foi feita com base nos parâmetros de simulação hidrológica: CN , tempo de concentração e coeficiente n de Manning. As tendências de urbanização da área entre a Rodovia Washington Luís e o Fórum conduzem a uma estimativa de alteração no parâmetro CN para um valor mais adequado para bacias urbanizadas, igual a 86. O mesmo foi feito para a área nas proximidades do SESC até a foz, atualmente parcialmente urbanizadas, porém com muitos terrenos não-ocupados, apesar de já loteados. Para esta área foi adotado CN futuro igual a 86.

O tempo de concentração das sub-bacias urbanizadas tende a diminuir em relação ao das parcialmente urbanizadas, devido ao aumento da velocidade de escoamento em função da instalação de galerias de drenagem. A velocidade de escoamento nestas áreas foi adotada igual a 2,5 m/s para a condição futura.

Às alterações de ocupação urbana nas sub-bacias, correspondem prováveis alterações também na geometria do canal, que tende a ser revestido nos trechos onde ainda possui seção natural, o que já está ocorrendo no trecho a montante da atual seção do linígrafo. Para estes trechos, na condição futura, foi adotado um coeficiente n de Manning igual a 0,018. Os parâmetros hidrológicos para a condição futura são mostrados nas **Tabelas 4.6 e 4.7**.

Tabela 4-6 – Parâmetros das sub-bacias utilizados nas simulações hidrológicas para a condição futura

SUB-BACIAS							
Sub bacia	Nó final	Área (km ²)	L talvegue	CN	v (m/s)	td (min)	tc (min)
1	1	3,596	2592	82	2,5	5	22,3
2	2	1,587	1834	86	2,5	5	17,2
3	3	1,145	2248	86	2,5	5	20,0
4	5	0,658	1194	86	2,5	5	13,0
5	6	1,623	2192	86	2,5	5	19,6
6	8	0,915	1124	86	2,5	5	12,5
7	9	1,400	3395	86	2,5	5	27,6
8	10	1,057	3190	86	2,5	5	26,3
9	11	0,596	3282	86	2,5	5	26,9
10	12	0,289	1146	86	2,5	5	12,6
11	13	0,266	2102	86	2,5	5	19,0
12	14	1,604	3828	86	2,5	5	30,5
13	15	2,542	3992	86	2,5	5	31,6
14	16	1,235	1420	86	2,5	5	14,5
15	17	0,418	1156	86	2,5	5	12,7
					18,931		

Tabela 4-7 – Parâmetros dos trechos utilizados nas simulações hidrológicas para a condição futura

TRECHOS						
Trecho	Nó inicial - nó final	L trecho (m)	Cota de montante	Cota de jusante	lo (m/m)	n Manning
1	1 - 2	1556	847,500	830,000	0,0112	0,0180
2	4 - 5	825	830,000	820,000	0,0121	0,0180
3	7 - 8	650	820,000	808,463	0,0177	0,0180
4	8 - 9	130	808,463	807,319	0,0088	0,0180
5	9 - 10	220	807,319	804,015	0,0150	0,0180
6	10 - 11	100	804,015	803,129	0,0089	0,0180
7	11 - 12	150	803,129	800,004	0,0208	0,0180
8	12 - 13	120	800,004	799,634	0,0031	0,0180
9	13 - 14	50	799,634	799,000	0,0127	0,0180
10	14 - 15	794	799,000	788,000	0,0139	0,0180
11	15 - 16	957	788,000	785,000	0,0031	0,0180
12	16 - 17	840	785,000	780,000	0,0060	0,0180

4.2.8. Calibração dos eventos observados

As simulações hidrológicas foram realizadas com base em parâmetros estimados segundo equações e tabelas disponíveis na literatura. Quando se dispõe de dados observados de vazão e precipitação, um importante recurso para avaliar a qualidade dos parâmetros utilizados nas simulações é a calibração. Ele consiste em procurar, por meio de otimização, qual o melhor conjunto de parâmetros que permite ao modelo fornecer valores simulados próximos aos observados.

No caso da bacia do córrego do Gregório, os valores observados de vazão estão disponíveis para o nó 8 de simulação da bacia, o que possibilita fazer um ajuste de parâmetros para as sub-bacias 1 a 6.

O pacote de software HEC-HMS permite a calibração dos parâmetros do modelo hidrológico, por evento chuva-vazão. A fim de comparar valores observados e simulados de vazão, foi feita a otimização dos parâmetros de simulação para alguns eventos registrados pela estação hidrometeorológica, os quais foram selecionados entre o período de registro da estação, conforme descrito a seguir.

4.2.8.1. Seleção dos eventos

Foram selecionados os eventos que apresentavam um único pico de hidrograma, por permitirem melhor ajuste dos parâmetros. No entanto, não foram descartados eventos significativos de vazão, mesmo que apresentassem mais de um pico, uma vez que, não raro, os eventos extremos que provocam inundação possuem dois ou mais picos. Destes eventos, foram escolhidos aqueles cuja precipitação total fosse superior ou aproximadamente igual à abstração inicial da bacia estimada pelo método SCS. Ao todo foram selecionados, segundo estes critérios, 20 eventos, os quais são mostrados na **Tabela 4-8**.

Tabela 4-8 - Eventos chuva-vazão selecionados para calibração dos parâmetros hidrológicos

Evento	data	hora de início	duração (min)	P total (mm)	i_{media} (mm/h)	$t_{p,obs}$ (min)	$Q_{p,obs}$ (m³/s)
1	30.01.2004	16:18	63	41.8	39.8	17:10	83.16
2	06.02.2004	17:47	147	30.8	12.6	18:33	37.80
3	22.02.2004	20:03	30	16.6	33.2	20:39	15.87
4	01.03.2004	18:48	27	18.2	40.4	19:23	12.20
5	19.07.2004	14:34	87	15.5	10.7	16:06	10.18
6	19.07.2004	13:09	24	10.8	27.0	13:39	21.63
7	17.03.2005	2:11	57	20.0	21.1	2:37	21.73
8	15.08.2005	16:03	38	12.0	18.9	16:28	20.35
9	19.01.2006	2:01	68	30.9	27.3	3:01	15.36
10	15.02.2006	17:30	54	41.2	45.8	17:59	35.16
11	21.03.2006	0:34	75	50.4	40.3	2:10	68.97
12	23.03.2006	14:59	50	15.4	18.5	15:26	27.45
13	26.06.2006	10:43	27	12.9	28.7	11:15	12.72
14	05.10.2006	22:52	35	30.4	52.1	23:25	19.92
15	29.11.2006	19:03	34	17.3	30.5	19:42	20.75
16	28.01.2007	17:09	70	31.4	26.9	0:00	66.93
17	05.02.2007	21:59	28	16.3	34.9	0:18	22.63
18	18.02.2007	19:00	38	26.2	41.4	19:22	28.29
19	08.12.2007	15:34	33	31.3	56.9	15:59	72.79
20	06.01.2008	15:06	49	24.3	29.8	15:50	38.15

Em que: P_{total} = precipitação total do evento (mm), i_{media} = intensidade média de precipitação no intervalo (mm/h), $t_{p,obs}$ = tempo de pico do evento observado (min), $NA_{max,obs}$ = nível máximo do evento observado (m) e $Q_{p,obs}$ = vazão de pico do evento observado (m^3/s).

4.2.8.2. Calibração dos parâmetros

Primeiramente procedeu-se à simulação hidrológica dos 20 eventos selecionados, pelo método SCS, para toda a bacia, utilizando os parâmetros mostrados nas **Tabelas 4-4 e 4-5**. Em seguida, foi feita a calibração dos eventos, no HEC, para o nó 8 de simulação, para o qual estão disponíveis dados observados, segundo método de otimização de parâmetros descrito a seguir.

O HEC disponibiliza dois métodos de calibração e sete modelos de função objetivo. Métodos de calibração são os métodos pelos quais o modelo busca o melhor ajuste de parâmetros. As funções objetivo são as equações que definem a finalidade da calibração e os critérios de restrição a que os parâmetros estão sujeitos. A seguir, é feita uma breve descrição das funções objetivo e métodos de calibração disponíveis no HEC.

Métodos de calibração:

- *Univariate gradient*: avalia cada parâmetro separadamente, mantendo os demais constantes, e
- *Nelder mead*: avalia todos os parâmetros simultaneamente.

Funções objetivo:

Soma de erros absolutos: a função objetivo busca minimizar a soma dos valores absolutos das diferenças entre valores simulados e observados do hidrograma, ponto a ponto, por comparação entre a vazão de pico, o instante do pico e o volume do hidrograma. A função objetivo é dada pela **Equação 4-10**

$$F.O. = \min \sum_{i=1}^n |f(x)_i - y_i| \quad (\text{Equação 4-10})$$

- *Soma dos quadrados residuais*: similar à função anterior, pois obtém o ajuste por comparação das diferenças dos valores simulados e observados, mas ao invés de considerar a diferença absoluta, a função considera o quadrado das diferenças. A vantagem está na não-linearidade, que permite melhora proporcional no ajuste à medida que os valores se aproximam. Por exemplo, uma diferença de 10 m^3/s entre os picos de vazão observado e simulado é 100 vezes pior do que uma diferença de 1 m^3/s . Este tipo de função objetivo é muito utilizado para calibração de parâmetros em modelos hidrológicos. Também esta função considera a magnitude da vazão de pico, o instante do pico e o volume do hidrograma como medidas de comparação e ajuste. A função objetivo é dada pela **Equação 4-11**:

$$F.O. = \min \sum_{i=1}^n (f(x)_i - y_i)^2 \quad (\text{Equação 4-11})$$

• *Erro percentual no pico*: esta função considera quão bem os valores dos parâmetros permitem o ajuste da magnitude dos picos de vazão simulados e observados, considerando, para tanto, a diferença percentual entre ambos. A função objetivo é dada pela **Equação 4-12**:

$$F.O. = \min \left(100 \cdot \left| \frac{f(x)_{i,\max} - y_{i,\max}}{y_{i,\max}} \right| \right) \quad (\text{Equação 4-12})$$

• *Erro percentual no volume*: idêntica à função anterior, porém considerando o volume do hidrograma ao invés do pico de vazão.

• *Erro quadrático médio (do inglês root mean square error ou RMS) no pico*: esta função considera a raiz quadrada do somatório do quadrado das diferenças entre valores observados e simulados, dividido pelo número de pontos, o que é expresso na **Equação 4-13**. Assim como o erro percentual, a variável de comparação pode ser a vazão de pico ou o volume do hidrograma.

$$F.O. = \min \left\{ \frac{1}{n} \left[\sum_{i=1}^n (f(x)_i - y_i)^2 \cdot \left(\frac{f(x)_i + \bar{y}_i}{2 \cdot y_i} \right) \right] \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Equação 4-13})$$

A função objetivo escolhida para a calibração dos eventos foi a soma dos quadrados residuais, por atribuir pesos iguais à vazão de pico, ao instante do pico e ao volume do hidrograma. O método utilizado foi o *Nelder mead*, que ajusta todos os parâmetros simultaneamente.

O conjunto de parâmetros calibrados foi:

- *CN*
- *Perdas iniciais, I_a (mm)*
- *Tempo de concentração da bacia, t_c (minutos)*

Estes são os parâmetros mais significativos do método SCS e os eu ajuste permite obter, via simulação, valores próximos aos observados de vazão de pico, instante do pico e volume do hidrograma – que são as informações mais relevantes dos eventos chuva-vazão para o gerenciamento do risco de inundações.

A função objetivo adotada é descrita pela **Equação 4-14**:

$$F.O. = \min \sum_{i=1}^n (f(x_i) - y_i)^2$$

restrições:

$$0 \leq CN \leq 100$$

(Equação 4-14)

$$0 \leq I_a \leq P$$

$$t_c > 0$$

Com base nos resultados das calibrações, foram alterados os valores dos parâmetros utilizados nas simulações, os quais são apresentados e discutidos no **Capítulo 5**.

4.3. Modelagem hidráulica

Para verificar a capacidade das seções do canal do Gregório, foi feita a modelagem hidráulica no trecho do canal onde frequentemente ocorrem inundações. Este trecho drena uma área intensamente urbanizada no centro do município de São Carlos, com alta impermeabilização e topografia acentuada.

Os dados de que se dispõe são: monitoramento de vazões e curva-chave calibrada para a seção de montante; seções levantadas topograficamente; vazões simuladas (método SCS) para as seções do trecho com parâmetros calibrados a partir de eventos observados.

A simulação hidráulica foi feita para o regime permanente gradualmente variado. A hipótese simplificadora de regime de escoamento permanente justifica-se principalmente pela adequação das informações disponíveis às condições de contorno e condições iniciais do modelo. Também foi levado em conta o tipo de resultados que esperados com a simulação. Para a finalidade deste trabalho, os resultados necessários são os níveis de inundação nos pontos de interesse, que permitissem avaliar manchas de inundação para os diferentes períodos de retorno.

4.3.1. Software hidráulico

As simulações hidrológicas foram realizadas com o módulo hidrológico HMS da plataforma HEC, a qual também dispõe de um módulo hidráulico de simulação – o RAS – e com o qual se pretendia, inicialmente, realizar as simulações hidráulicas. Neste caso, as manchas de inundação seriam geradas por meio do uso da plataforma HEC-GeoRAS, sobrepondo os níveis d'água simulados no software hidráulico ao modelo de elevação digital do terreno. Esta plataforma do HEC, no entanto, trabalha exclusivamente com o software de SIG ArcGIS, em seu módulo mais completo – a versão 9.3 com ferramentas de análise 3D. O investimento referente a esta limitação fez do HEC-GeoRAS uma alternativa pouco viável na realidade da gestão pública das cidades brasileiras e, portanto, fora do escopo do presente trabalho. Ressalte-se, no entanto, que não se descarta o uso da ferramenta ArcGIS – o que, em

nível acadêmico é inclusive bastante apropriado dadas as suas facilidades de interface gráfica – porém a restrição do pacote HEC-GeoRAS a esta ferramenta de SIG de alto custo para a realidade de algumas cidades brasileiras poderia, eventualmente, inviabilizar a aplicação da metodologia em nível administrativo público.

Houve ainda outra ponderação sobre a decisão do software de simulação hidráulica, em consonância com o princípio de software livre que foi buscado durante todo o processo de escolha de softwares para as simulações. Embora o módulo HEC-HMS esteja disponível para instalação em vários sistemas operacionais, o módulo HEC-RAS, na data da presente publicação, opera somente com o sistema operacional Windows. Isto também deve ser levado em conta na seleção de ferramentas para aplicação em longo prazo na gestão pública de cidades brasileiras, que tem atualmente a tendência de utilizar progressivamente sistemas operacionais abertos.

No decorrer do desenvolvimento do presente trabalho, pesquisando ferramentas adequadas às diferentes etapas das simulações, verificou-se uma adequação da plataforma Kalypso WSPM ao objetivo de gerar as manchas de inundação, sem necessidade de usar duas ferramentas em separado, e sem necessidade de integração com uma plataforma externa de SIG, uma vez que a plataforma Kalypso possui integrado um SIG para o processamento do modelo digital do terreno e geração automática das manchas de inundação a partir dos níveis simulados no módulo WSPM. O pacote Kalypso revelou ser muito adequado aos propósitos do trabalho.

O principal problema que se interpôs à utilização desta plataforma, no entanto, foi o idioma, uma vez que nesta ocasião a plataforma Kalypso de simulação hidráulico-hidrológica encontrava-se disponível apenas em alemão. Até a data de publicação do presente trabalho, alguns esforços foram empenhados pelos desenvolvedores do Kalypso no sentido de adequar o idioma e promover sua maior aplicabilidade. Estes esforços, no entanto, resultaram na adequação de parte dos menus nas versões mais recentes, sendo que a documentação, o suporte, a ajuda e a descrição do modelo continuam disponíveis somente em alemão. Apesar deste empecilho, a decisão pelo uso da plataforma Kalypso se justificou em virtude da imensa economia de recursos conseguida ao utilizar um único software para a geração das manchas de inundação e mapas de risco (com prejuízos calculados), sem necessidade de integração entre a plataforma de simulação hidráulica, uma ferramenta de sistemas de informação geográfica e outra para o cálculo do prejuízo associado.

A dificuldade do idioma pôde ser contornada pela possibilidade de uma bolsa de estágio de doutorado na Alemanha para a execução de parte da tese, como apoio de um programa de doutorado *sanduíche*, por meio da cooperação entre o CNPq – Conselho Nacional de

Desenvolvimento Científico e Tecnológico e o DAAD – Serviço Alemão de Intercâmbio Acadêmico. Também contribuiu para a realização deste estágio a existência de um convênio trilateral entre a Escola de Engenharia de São Carlos, a Universidade de Valparaíso, no Chile, e a Universidade de Ciências Aplicadas de Colônia, na Alemanha. Por meio deste convênio, inúmeras atividades acadêmicas anteriores foram realizadas entre estas três universidades. O Instituto de Tecnologia para os Trópicos da Universidade de Ciências Aplicadas de Colônia tem relações acadêmicas com a cooperação de desenvolvimento do Kalypso, o que possibilitou o desenvolvimento de um estágio de doutorado no ITT em parceria com os desenvolvedores do software.

Durante o período de doutorado *sanduíche*, um dos desenvolvedores do Kalypso, a empresa BjörnSEN, sediada na cidade de Koblenz, Alemanha, viabilizou um treinamento nos módulos WSPM, FLOOD e RISK. Neste período de treinamento foi dado início à adaptação do software para o português, com tradução da página de internet do projeto Kalypso (disponível, na data desta publicação, em <http://ibpm.bjoernsen.de/kalypso/>) e do manual de instruções do software, bem como dos termos técnicos da interface de usuário, o que permitirá futuramente à equipe de desenvolvimento gerar uma versão em português. As equações básicas do módulo utilizado para as simulações hidráulicas são descritas a seguir.

Cabe ressaltar que o uso da plataforma HEC não está descartado para a análise econômica de inundações. Ao contrário, a plataforma dispõe de um módulo econômico, chamado HEC-FDA (Flood Damage Analysis) que possibilita a estimativa do prejuízo correspondente a uma determinada inundação, de uma dada simulação hidráulica. Na data da presente publicação, no entanto, esta ferramenta não dispõe de análise integrada com um Sistema de Informação Geográfica – SIG, o que dificulta o processo de geração de mapas de risco. O Kalypso tem esta possibilidade de integração com SIG em todos os módulos, e que faz desse software uma opção mais adequada aos propósitos desta tese. Entretanto, conforme foi constatado na página de internet dos desenvolvedores do HEC, na presente data, um módulo semelhante está em desenvolvimento o qual, de acordo com os seus desenvolvedores, será capaz de fazer simulações integradas com SIG. Os desenvolvedores não informam, entretanto, se haverá possibilidade de integração com ferramentas livres de SIG, ou se a plataforma, assim com o HEC-GeoRAS estará disponível para uso apenas com o pacote de SIG comercial ArcGIS.

4.3.2. Equacionamento do modelo hidráulico

A base do modelo de nível d'água está na equação do balanço de energia de Bernoulli (**Equação 4-15**) e na equação de continuidade (**Equação 4-16**) para uma dada seção de controle de um curso d'água natural.

$$z_i + \frac{v_i^2}{2g} = z_{i-1} + \frac{v_{i-1}^2}{2g} + \Delta h \quad (\text{Equação 4-15})$$

Em que: i = índice da seção de controle; z = energia potencial (m); v = velocidade média na seção (m/s); g = aceleração gravitacional (m/s²); Δh = perda de energia entre as seções i e $i-1$ (m).

$$Q_i = v_i A_i \quad \text{e} \quad Q_{i-1} = v_{i-1} A_{i-1} \quad (\text{Equação 4-16})$$

Em que: Q = vazão (m³/s); A = área da seção transversal (m²).

Das **Equações 4-15 e 4-16** tem-se a equação geral de simulação do nível d'água, dada pela Equação 4-11:

$$z_i = z_{i-1} + \frac{1}{2g} \left[(Q_{i-1}/A_{i-1})^2 - (Q_i/A_i)^2 \right] + \Delta h \quad (\text{Equação 4-17})$$

A **Equação 4-17** é válida para o regime permanente uniforme e gradualmente variado, nos quais a geometria ao longo do curso d'água é constante ou gradualmente alterada. É considerada a condição unidimensional, em que a velocidade é tratada em termos de seu valor médio em cada seção. Este tratamento representa uma simplificação teórica que significa dizer que todo o perfil de velocidades na seção é representado por um valor médio. Esta velocidade média é, no equacionamento, corrigida por fatores de correção que permitem considerar as irregularidades da distribuição de velocidade em um modelo unidimensional. Estes fatores de correção são o coeficiente de correção da energia cinética, ou coeficiente de Coriolis, α e o coeficiente de correção da quantidade de movimento, ou coeficiente de Boussinesq, β , dados pelas **Equações 4-18 e 4-19**:

$$\alpha = \frac{\int_A u^3 dA}{v^3 \cdot A} \quad (\text{Equação 4-18})$$

$$\beta = \frac{\int_A u^2 dA}{v^2 \cdot A} \quad (\text{Equação 4-19})$$

Em que: u (m/s) = velocidade média no elemento de área dA (m²), v (m/s) = velocidade média na seção de escoamento de área A (m²).

O fator de correção da energia cinética, α , é usado, na equação de energia, como fator multiplicador da carga cinética $v^2/2g$. Estes coeficientes podem ser obtidos analiticamente, quando se dispõe de uma função $v=f(y)$, ou numericamente, quando se dispõe de medidas de velocidade feitas em campo, para várias verticais ao longo da seção transversal do canal. Aplicando os coeficientes de correção α e β , a **Equação 4-17** torna-se:

$$z_i = z_{i-1} + \frac{\beta}{2g} \left[\alpha_{i-1} (Q_{i-1}/A_{i-1})^2 - \alpha_i (Q_i/A_i)^2 \right] + \Delta h \quad (\text{Equação 4-20})$$

O coeficiente β é dado por:

$$\beta = \begin{cases} 1,0 \rightarrow v_{i-1} \geq v_i \\ 2/3 \rightarrow v_{i-1} < v_i \end{cases} \quad (\text{Equação 4-21})$$

O módulo Kalypso-WSPM disponibiliza duas opções de modelos de escoamento:

- **Gauckler-Manning-Strickler**
- **Darcy-Weisbach**

4.3.2.1. Simulação utilizando a lei de escoamento de Gauckler-Manning-Strickler

A velocidade u em um elemento vertical j da seção transversal é dada por:

$$u_j = k_{st,j} \cdot Rh_j^{2/3} \cdot I_f^{1/2} \quad (\text{Equação 4-22})$$

Em que: j = índice do elemento vertical da seção de escoamento; u = velocidade média no elemento vertical j (m/s); $k_{st,j}$ = coeficiente de Gauckler-Manning-Strickler ($m^{1/3}/s$); Rh_j = raio hidráulico no elemento vertical j (m); I_f = declividade da linha de energia (m/m).

O coeficiente α é calculado por:

$$\alpha = \frac{\sum_{j=1}^n \left(k_{st,j} \cdot Rh_j^{2/3} \right)^3 \cdot A_j}{\sum_{j=1}^n \left(k_{st,j} \cdot A_j \cdot Rh_j^{2/3} \right)^3} \quad (\text{Equação 4-23})$$

Em que: α = coeficiente de correção da energia cinética, j = índice do elemento vertical da seção de escoamento, A_j = área do elemento vertical da seção de escoamento.

Cálculo das perdas:

Perdas por atrito (Δh_{atrito}):

As perdas por atrito ao longo de um trecho de comprimento Δx são dadas por:

$$h_r = \int_{x_{i-1}}^{x_i} I_E(x) dx \quad (\text{Equação 4-24})$$

O programa disponibiliza dois métodos numéricos para o cálculo das perdas por atrito na seção composta: o método trapezoidal e da média geométrica.

O cálculo das perdas por atrito segundo o método trapezoidal é feito por:

$$h_r = \frac{\Delta x}{2} \left(\frac{Q_i^2}{\left(\sum_{j=1}^n k_{St,j} A_j r_{hy,j}^{2/3} \right)_i^2} + \frac{Q_{i-1}^2}{\left(\sum_{j=1}^n k_{St,j} A_j r_{hy,j}^{2/3} \right)_{i-1}^2} \right) \quad (\text{Equação 4-25})$$

Segundo o método da média geométrica, as perdas por atrito são calculadas por meio da introdução do adimensional K :

$$K = \sum_{j=1}^n (k_{St,j} A_j r_{hy,j}^{2/3}) \quad (\text{Equação 4-26})$$

As perdas por atrito são calculadas por:

$$h_r = \Delta x I_{E,m} = \Delta x \left(\frac{Q_i + Q_{i-1}}{K_i + K_{i-1}} \right)^2 \quad (\text{Equação 4-27})$$

A declividade média da linha de energia, $I_{E,m}$, é calculada pela Equação:

$$I_{E,m} = \left(\frac{Q_i + Q_{i-1}}{\left[\sum_{j=1}^n k_{St,j} A_j r_{hy,j}^{2/3} \right]_i + \left[\sum_{j=1}^n k_{St,j} A_j r_{hy,j}^{2/3} \right]_{i-1}} \right)^2 \quad (\text{Equação 4-28})$$

As perdas localizadas por entrada em tubulação, alargamento de seção ou outras alterações na geometria da seção podem ser computadas na modelagem. Detalhes sobre os procedimentos, tanto para o modelo de Gauckler-Manning-Strickler quanto para o modelo de Darcy-Weisbach, estão disponíveis no manual de fundamentos do software (Pasche, 2007).

4.3.2.2. Simulação utilizando a lei de escoamento de Darcy-Weisbach

A velocidade u em um elemento vertical j da seção transversal é dada por:

$$u_j = \sqrt{\frac{8g \cdot Rh_j I_f}{\lambda_j}} \quad (\text{Equação 4-29})$$

Em que: j = índice do elemento vertical da seção de escoamento; u = velocidade média no elemento vertical j (m/s); λ_j = coeficiente de resistência da lei de escoamento de Darcy-Weisbach; Rh_j = raio hidráulico no elemento vertical j (m); g = aceleração da gravidade (m/s^2) e I_f = declividade da linha de energia (m/m).

O coeficiente de resistência λ da lei de escoamento de Darcy-Weisbach é determinado segundo o procedimento de *Pasche* (2002), resumido a seguir.

A seção transversal é subdividida em três partes: várzea esquerda, canal principal e várzea direita. Estas três áreas são separadas por linhas limite imaginárias, conforme ilustrado na **Figura 4-12**. A posição destas linhas limite é definida de acordo com a geometria do canal e rugosidade. É determinado um coeficiente de resistência λ para cada uma das três seções.

Figura 4-12 – Subdivisão do perfil para a determinação do coeficiente de resistência λ . Fonte: Pasche (2002), Adaptado de DVWK (1991).

A determinação do coeficiente de resistência é feita para cada parte da seção transversal: várzea esquerda, várzea direita e calha do rio, sendo esta dividida em margem direita, fundo e margem esquerda.

Determinação do coeficiente de resistência para o canal principal:

O coeficiente de resistência do canal principal λ_{canal} é calculado considerando o fundo e as margens, segundo a equação:

$$\lambda_{canal} = \frac{\lambda_{me} h_{me} + \lambda_{md} h_{md} + \sum_{j=1}^n \lambda_{fundo,j} Pm_{,j}}{\sum_{j=1}^n Pm_j + h_{me} + h_{md}} \quad \text{(Equação 4-30)}$$

Em que: λ = coeficiente de resistência, adimensional; h = altura de escoamento (m); Pm = perímetro molhado (m); j = índice do elemento vertical da seção transversa; me = índice referente à margem esquerda; md = índice referente à margem direita;

O coeficiente de resistência λ para o fundo do canal é determinado pela Equação de Colebrooke-White (**Equação 4-25**). Há opções para o cálculo do coeficiente de escoamento de fundo segundo os métodos de Pasche-modificado, método de rugosidade extrema (Aguirre e Fuentes) e método de Kouwen, os quais estão descritos em detalhe no manual de fundamentos do software (Pasche, 2007).

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_{fundo}}} = -2,03 \log \left(\frac{2,51}{Re y \sqrt{\lambda_{fundo}}} + \frac{k_{s,fundo} / d_{hy,fundo}}{3,71} \right) \quad \text{(Equação 4-31)}$$

Em que: Rey = número de Reynolds; k_s = rugosidade da areia equivalente; d_{hy} = diâmetro hidráulico ($d_{hy} = 4r_{hy}$)

O coeficiente de resistência λ para as margens é calculado do mesmo modo que no fundo do canal, caso não haja vegetação. Se houver vegetação, o mesmo é determinado por:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2,03 \log \left(0,07 \left(\frac{b_v}{b_r} \right)^{1,07} \Omega \right) \quad \text{(Equação 4-32)}$$

Em que: b_v = largura da várzea (m); b_r = largura da calha do rio (m); Ω = parâmetro do tipo de cobertura vegetal, adimensional (estimado conforme descrito no manual de fundamentos do software (Pasche, 2007)).

A **Tabela 4-9** fornece valores da rugosidade de areia equivalente, k_s , para o cálculo das perdas por atrito segundo o modelo de Darcy-Weisbach.

Tabela 4-9 – Valores de k_s (rugosidade da areia equivalente) Fonte: Traduzido de BWK, 2000

Rugosidade específica	k_s (mm)
Seção de escoamento (leito do canal)	
Areia ou pedrisco	90
Cascalho	50-100
Brita	60-200
Rochas grandes	200-300
Fundo revestido	30-50
Várzeas	
Solo, terra	20-250
Solo cultivado	250-800
Mata	160-320
Rocha com vegetação gramínea	300
Rocha com vegetação alta	300-700
Gramma com arbustos	130-400
Herbáceos	300-700
Gramma	15-30
Paredes	
Tijolos	2-8
Concreto liso	1-6
Concreto rugoso	6-20
Gabião	15-20
Rocha natural	80-100
Aço	20-100

As perdas por atrito ao longo de um trecho de comprimento Δx são dadas pela **Equação 4-24**. Assim como no modelo de Gauckler-Manning-Strickler, são disponibilizados dois métodos numéricos para o cálculo das perdas por atrito na seção composta: o método trapezoidal e da média geométrica.

O cálculo das perdas por atrito segundo o método trapezoidal, para o modelo de Darcy-Weisbach é feito por:

$$h_r = \frac{\Delta x}{16g} \left(\frac{Q_i^2}{\left(\sum_{j=1}^n A_j \sqrt{r_{hy,j} / \lambda_j} \right)_i^2} + \frac{Q_{i-1}^2}{\left(\sum_{j=1}^n A_j \sqrt{r_{hy,j} / \lambda_j} \right)_{i-1}^2} \right) \quad (\text{Equação 4-33})$$

Segundo o método da média geométrica, as perdas por atrito são calculadas por meio da introdução do adimensional K :

$$K = \sqrt{8g} \sum_{j=1}^n \left(A_j \sqrt{r_{hy,j} / \lambda_j} \right) \quad (\text{Equação 4-34})$$

As perdas por atrito são calculadas por:

$$h_r = \Delta x I_{E,m} = \Delta x \left(\frac{Q_i + Q_{i-1}}{K_i + K_{i-1}} \right)^2 \quad (\text{Equação 4-35})$$

A declividade média da linha de energia, I_F , é calculada pela Equação:

$$I_F = \frac{1}{8g} \left(\frac{Q_i + Q_{i-1}}{\left[\sum_{j=1}^n A_j \sqrt{r_{hy,j} / \lambda_j} \right]_i + \left[\sum_{j=1}^n A_j \sqrt{r_{hy,j} / \lambda_j} \right]_{i-1}} \right)^2 \quad \text{(Equação 4-36)}$$

A solução da **Equação 4-20** é um problema de valor inicial. O nível d'água na seção i é calculado partindo de um nível d'água conhecido na seção $i-1$. No primeiro passo deve-se fornecer a condição inicial, que O problema, não-linear requer um algoritmo iterativo de solução. O programa adota o algoritmo proposto por Chow (1973) muito consolidado em engenharia hidráulica e largamente aplicado para a solução numérica de modelos de remanso, conhecido como *standard step method*.

4.3.2.3. Elementos da simulação hidráulica

A simulação no Kalypso é composta pelos seguintes elementos (Bjoernsen e TUHH, 2005):

Perfis (ou seções): Um perfil ou seção contém todos os dados geométricos e hidráulicos que descrevem a seção transversal. Seu conteúdo varia de acordo com o tipo de perfil (normal, com ponte, com barragem ou outros equipamentos de proteção de inundações). O perfil é previamente definido por meio do seu nome (Estações-km, local), o qual permite referenciá-lo.

Trecho do rio: a sequência de perfis ao longo do curso d'água é definida por meio do trecho de rio. Ele também corresponde à sequência de cálculo da simulação e determina a distância entre perfis na calha do rio e na várzea. As distâncias entre os perfis serão preenchidas com os valores fornecidos pelo usuário para as estações (em km). Cada trecho de rio é também uma lista com todos os atuais perfis exibidos com seu respectivo nome. A sequência de simulação dos perfis é contrária à direção do escoamento.

Evento de vazão: os eventos de vazão definem para uma simulação as condições de contorno do leito do rio. Além disso, a cada perfil pode ser fornecido um novo valor de vazão, de modo a compor um evento de vazão variado gradualmente ao longo do trecho de rio simulado. Se apenas um valor de vazão for fornecido, este será considerado constante ao longo de todo o trecho do rio. A sequência correta do evento de vazão que deve ser fornecida é sempre de jusante para montante (foz = km 0.0, nascente=km x.x).

Cenários (variantes de simulação): os cenários, ou variantes de simulação, permitem estabelecer diversas configurações de cálculo. A escolha da configuração depende da simulação desejada. Os resultados são salvos em um histórico de resultados que permite a comparação entre cenários.

4.3.2.4. Etapas da simulação hidráulica

A simulação no Kalypso começa pela inserção das seções, o que pode ser feito manualmente (ponto a ponto), ou via arquivo de dados. Optou-se pela segunda alternativa por requerer menor tempo. A inserção é feita por meio das coordenadas UTM e da altitude de cada ponto. O Arquivo de entrada do KALYPSO-WSPM consiste de uma sequência de perfis com informações geométricas e hidráulicas do trecho de rio que se deseja simular. Deve ser, então, informada a posição das linhas limite de escoamento, que separam a calha do rio das várzeas direita e esquerda.

O cálculo é feito de jusante para montante. Isso significa que o primeiro perfil (km 0.000) é localizado no extremo jusante do trecho de canal que se deseja calcular e, o último perfil (km x.xxx), no extremo de montante do trecho. O arquivo deve ter o formato .txt e as colunas devem apresentar, na sequência: a distância (km) entre o perfil em questão e o primeiro perfil, as coordenadas UTM X e Z e a altitude em metros. A seguir, são inseridos os valores dos coeficientes de rugosidade para cada trecho da seção transversal.

Em seguida, são inseridas as pontes, manualmente. Devem ser fornecidas as coordenadas dos pontos do tabuleiro superior e inferior da ponte. Para cada ponte, também devem ser inseridos: a maior largura da ponte, o menor nível do tabuleiro inferior no lado de jusante da ponte, a rugosidade das paredes e o fator de forma do pilar. A rugosidade das paredes das pontes é classificada segundo o mesmo critério utilizado para a seção transversal. O fator de forma do pilar da ponte é estimado com base na teoria de Pasche quando não houver pilar, é igual a zero. Quando houver, o fator de forma varia entre 0,90 e 1,25, conforme mostrado na **Tabela 4-10**.

Tabela 4-10 – Fator de forma dos pilares (Fonte: BWK – 2000)

Tipo de pilar	δ_Y
0,90
0,95
0,95
1,05
1,25

A **Tabela 4-11** mostra os parâmetros do cálculo hidráulico utilizados na simulação.

Tabela 4-11 – Parâmetros hidráulicos utilizados nas simulações

NÓ	Km	DESCRIÇÃO	COTA DE FUNDO (m)	DECLIVIDADE (m/m)	ks ME	ks Canal	ks MD
1	0.0000	Foz do Gregório	780.000	0.0056	0.013	0.265	0.013
2	0.9000	SESC	785.000	0.0138	0.013	0.265	0.013
3	1.7500	Final do trecho tamponado	796.755	0.0032	0.013	0.004	0.004
4	2.5000	Rua Episcopal (trecho tamponado)	799.134	0.0010	0.013	0.004	0.013
5	2.5500	Mercado Municipal (início do trecho tamponado)	799.184	0.0032	0.013	0.004	0.013
6	2.5790	Jusante da ponte da Av. São Carlos	799.276	0.0022	0.013	0.004	0.013
7	2.6077	Montante da ponte da Av. São Carlos	799.339	0.0127	0.013	0.004	0.013
8	2.6340	Seção interm. Passarela camelôs e Av. São Carlos	799.672	0.0128	0.013	0.004	0.013
9	2.6599	Passarela dos camelôs	800.004	0.0153	0.013	0.004	0.013
10	2.6870	Jusante da ponte da R. D. Alexandrina	800.418	0.0155	0.013	0.004	0.013
11	2.7136	Montante da ponte da R. D. Alexandrina	800.831	0.0461	0.013	0.004	0.013
12	2.7350	Degrau - alteração de seção mont. Pt. D. Alexandrina	801.818	0.0117	0.013	0.004	0.013
13	2.7530	Seção interm. R. São Joaquim e R. D. Alexandrina	802.029	0.0176	0.013	0.004	0.013
14	2.7650	Seção interm. R. São Joaquim e R. D. Alexandrina	802.240	0.0022	0.004	0.004	0.013
15	2.7908	Jusante da ponte da R. São Joaquim	802.297	0.0371	0.013	0.004	0.013
16	2.8132	Montante da ponte da R. São Joaquim	803.129	0.0129	0.013	0.004	0.013
17	2.8581	Seção interm. R. Pedro II e R. São Joaquim	803.706	0.0055	0.013	0.004	0.013
18	2.9139	Montante da ponte da R. Pedro II	804.015	0.0012	0.013	0.004	0.013
19	2.9928	Jusante da ponte da R. Rui Barbosa	804.106	0.0381	0.013	0.004	0.013
20	3.0222	Montante da ponte da R. Rui Barbosa	805.225	0.0225	0.013	0.004	0.013
21	3.0648	Jusante da ponte da R. São Paulo	806.183	0.0182	0.013	0.150	0.013
22	3.1273	Montante da ponte da R. São Paulo	807.319	0.0005	0.013	0.150	0.013
23	3.1735	Seção interm. Entre R. Campos Salles e R. São Paulo	807.341	0.0190	0.013	0.150	0.013
24	3.2319	Montante da ponte da R. Campos Salles	808.453	0.0004	0.013	0.265	0.013
25	3.2557	Seção do Linígrafo	808.463	0.0190	0.013	0.265	0.013
26	3.9057	seção a Jusante da foz do córrego Lazzarini	820.840	0.0190	0.013	0.265	0.013

4.4. Modelo Digital de Terreno (MDT)

A simulação hidráulica dos níveis de inundação requer um modelo digital de terreno (MDT) para a obtenção das áreas inundadas. Quanto maior a precisão dos dados topográficos disponíveis, melhor a qualidade do MDT. Na bacia do Gregório dispõe-se de curvas com precisão de 1 metro na parte média da bacia. Estas cartas planialtimétricas (OESA-1971) foram digitalizadas e, ao arquivo gerado, foram incorporados os pontos topográficos das seções do canal levantados em campo.

O modelo digital de terreno (MDT) foi construído com o uso do software de SIG ArcGIS. O MDT foi gerado em formato TIN, que corresponde a elementos triangulares de interpolação das coordenadas geográficas. Em seguida, foi convertido para o formato Raster, com dimensão de célula de 1,0 m. O MDT obtido é mostrado no Capítulo 5.

4.5. Mapa de inundação

A geração do mapa de inundação é uma etapa intermediária entre a modelagem hidráulico-hidrológica e a modelagem do risco. Ele fornece a área inundada para cada período de retorno avaliado nas simulações, com o nível d'água em cada ponto, dada a discretização do modelo de elevação digital do terreno.

O mapa de inundação ou mancha de inundação permite avaliar com precisão a componente exposição do risco, pois fornece as áreas atingidas pela inundação por período de retorno da chuva correspondente.

O pacote de software Kalypso possui uma plataforma chamada kalypso-FLOOD que possibilita a elaboração de manchas de inundação a partir dos níveis d'água simulados no modelo hidráulico. Para tanto, é necessário fornecer ao software o modelo digital de terreno (MDT), no formato adequado. O MDT pode ser gerado em qualquer Sistema de Informações Geográficas (SIG) e deve ter formato raster com extensão .ASC (modo ASCII da ESRI). No presente trabalho, o MDT foi gerado conforme descrito no **item 4.4** e inserido no programa.

O processo de geração da mancha de inundação pelo programa consiste em subtrair a cota do terreno do nível d'água simulado, ponto a ponto em toda a área de estudo. Nos pontos onde esta soma resultar em valores positivos, há inundação com lâmina d'água igual às diferenças entre as cotas de NA e do terreno. Onde o resultado for negativo, significa que o terreno está acima do NA computado e não há inundação. A linha formada pelos pontos em que o resultado da soma é nulo compõe a linha-limite da mancha de inundação. Como resultado, é originada uma imagem raster, com o nível d'água, com a mesma resolução do MDT original.

Foram geradas, segundo este procedimento, manchas de inundação para os períodos de retorno $1 \leq TR \leq 100$ anos. As manchas para os TR's 10, 25, 50 e 100 anos são mostradas nas no Capítulo 5 - Resultados.

4.6. Prejuízo potencial por inundações e mapas de risco

Para a obtenção do potencial de prejuízo na bacia hidrográfica foi utilizada a metodologia de BWK (2001). O método tem por objetivo obter, para a bacia hidrográfica, o prejuízo associado à cheia de projeto, por período de retorno, que é o chamado prejuízo potencial ou também o prejuízo associado a um determinado evento. Para tanto, são utilizadas as seguintes informações: níveis de inundação simulados por modelagem hidráulico-hidrológica; modelo de elevação digital do terreno; mapas de uso e ocupação do solo detalhados em escala de lote, por categorias; parâmetros das curvas de prejuízo por categoria avaliada de uso e ocupação do solo conforme o modelo adotado. A metodologia é resumida na **Figura 4-13**.

Figura 4-13 – Seqüência metodológica para obtenção do dano potencial na bacia hidrográfica. Fonte: BWK (2001), modificado.

A partir dos resultados das simulações hidráulicas no módulo WSPM e do modelo de digital do terreno fornecido pelo usuário, o Kalypso calcula as manchas de inundação para cada evento simulado. Na etapa seguinte, estas manchas são sobrepostas ao mapa de uso e ocupação do solo, o qual deve ser previamente elaborado e fornecido ao programa em formato shapefile (.shp) da Esri, com polígonos indicativos dos lotes, classificados em escala de cor por categoria de uso e ocupação do solo. O programa calcula então os níveis de inundação nas áreas situadas no interior das manchas de inundação de cada período de retorno. A seguir, são fornecidos ao programa os parâmetros das curvas de prejuízo, segundo o modelo adotado. Devem ser fornecidos um conjunto de parâmetros para cada categoria de uso e ocupação do solo que se deseja avaliar. Finalmente, o programa calcula o prejuízo parcial para cada lote conforme o nível de inundação atingido e computa os prejuízos totais, por categoria, somando-os, a seguir, para obter o prejuízo em toda bacia hidrográfica, por período de retorno. É obtido, deste modo, o chamado o prejuízo potencial por período de retorno, expresso em unidades monetárias por área inundada. A **Figura 4-14** ilustra o processo de obtenção do potencial de prejuízo total, a partir dos potenciais parciais por categoria de uso e ocupação do solo na bacia.

Figura 4-14 – estimativa do dano total com base nos danos parciais das diferentes zonas de uso e ocupação do solo. Fonte: Jung (2008).

Todo este procedimento é realizado na plataforma Kalypso-RISK, que é um módulo de pós-processamento que permite avaliar a extensão dos riscos na bacia hidrográfica, calculando o prejuízo potencial e fornecendo mapas de risco. Os níveis d'água são importados automaticamente do módulo WSPM, em formato ASCII-Raster.

A principal fonte de incerteza na aplicação do método são os parâmetros das curvas de prejuízo individuais para cada categoria de uso e ocupação do solo. A determinação destas curvas é feita por meio de métodos de avaliação conceitual hedônica ou contingente do dano, conforme mencionado na revisão bibliográfica.

Na ausência de curvas de prejuízo determinadas especificamente para as edificações da bacia de estudo, podem ser utilizadas curvas determinadas para as categorias nas quais se enquadram estas edificações, ajustados em outras bacias, utilizando os mesmos critérios de classificação.

No Brasil, o trabalho de Machado (2005) e o trabalho subsequente realizado por Cortês (2009) para os municípios de Itajubá, Pouso Alegre, Belo Horizonte e Santa Rita do Sapucaí, utilizaram a abordagem por categoria – comercial, residencial, serviços, subdivididas em vários níveis e classes – para a determinação de curvas de prejuízo. Esta metodologia discretizada por categoria permite maior possibilidade de emprego das curvas em outras bacias, bastando para isto fazer o levantamento do mapa de uso e ocupação do solo na bacia

que se deseja avaliar e aplicando as curvas por lote, de acordo com seu uso. Deste modo, as curvas apresentadas por estes dois trabalhos foram empregadas para a estimativa do prejuízo potencial na bacia do Gregório.

As curvas de prejuízo de Machado, *et al* (2005) e Cortês (2009) foram elaboradas segundo um método combinado dos enfoques de avaliação *a priori* e *a posteriori* dos danos. O método *a priori* estabelece os danos reais obtidos por amostragem em locais atingidos, ao passo que o método *a posteriori* baseia-se em modelos conceituais de danos para os setores avaliados. O método combinado baseia-se na utilização de modelos conceituais calibrados por evento e na busca de generalizações que permitam a sua aplicação em regiões semelhantes. Os autores estimaram curvas de prejuízo para os setores residencial, de serviços e comércio, cada qual subdivididos em classes ou tipos de aplicação. Foram avaliadas as seguintes categorias: setor residencial classes A/B, C e D; setor comercial, categorias: supermercados, mercearias, padarias, açougues, horti-fruti, lojas de departamento, vestuário, sapatarias, móveis, eletrodomésticos, equipamentos de informática, materiais de construção, produtos farmacêuticos, joalherias, óticas, livrarias, veículos e peças; e setor de serviços, categorias: restaurantes, consultórios odontológicos, salões de beleza, consultórios médicos, escritórios de engenharia/arquitetura/advocacia/contabilidade, bancos, escolas. Nos questionários aplicados, foram avaliados os danos às edificações, por meio dos custos de reparo e reforma; os danos ao conteúdo das habitações, por meio dos padrões de conteúdo das edificações por faixa de renda, utilizando como base as classes sócio-econômicas categorizadas pelo Critério Brasil da ABIPEME. Cortês (2009) estendeu a metodologia para as demais categorias avaliando os prejuízos por inundação para cinco municípios de diferentes portes no Brasil: Itajubá, Belo Horizonte, Pouso Alegre e Santa Rita do Sapucaí. Para avaliação dos danos aos setores de serviços e comércio, Cortês utilizou as categorias definidas pelo IBGE e pela Classificação Nacional de Atividades Econômicas – CNAE. Foram avaliados os danos à construção, ao conteúdo, aos equipamentos e ao estoque.

Para avaliação dos danos na bacia do córrego do Gregório, a ocupação do solo foi subdividida nas seguintes categorias:

1. Residencial
2. Comercial/Alimentício
3. Comercial/Outros
4. Serviços

As curvas de prejuízo utilizadas para cada categoria são expressas pelas **Equações 4-37 a 4-40** e apresentadas na **Figura 4-15**.

Residencial:

$$D = 100.827 + 43.287 \cdot \ln(NA) \quad (\text{Equação 4-37})$$

Fonte: Machado, 2005 – Curva para residências classes A e B

Comercial/Alimentício:

$$D = 238.37 + 167.267 \cdot \ln(NA) \quad (\text{Equação 4-38})$$

Fonte: Côrtes, 2009 – Curva para o setor comercial categorias 1 e 5

Comercial/outros:

$$D = 357.015 + 464.429 \cdot \ln(NA) \quad (\text{Equação 4-39})$$

Fonte: Côrtes, 2009 – Curva para o setor comercial categorias 10 e 15

Serviços:

$$D = 96.339 + 21.618 \cdot \ln(NA) \quad (\text{Equação 4-40})$$

Fonte: Côrtes, 2009 – Curva para o setor de serviços categorias 4, 5 e 6

Figura 4-15 – Curvas de prejuízo. SETOR 1 – RESIDENCIAL (Fonte: Machado, 2005 – Curva para residências classes A e B); SETOR 2: COMERCIAL/ALIMENTÍCIO (Fonte: Côrtes, 2009 – Curva para o setor comercial categorias 1 e 5); SETOR 3 – COMERCIAL/OUTROS (Fonte: Côrtes, 2009 – Curva para o setor comercial categorias 10 e 15); SETOR 4 – SERVIÇOS (Fonte: Côrtes, 2009 – Curva para o setor de serviços categorias 4, 5 e 6).

Na plataforma Kalypso-Risk é possível inserir os parâmetros das curvas de prejuízo manualmente ou, caso não se disponha destas curvas, o software possui um banco de dados com curvas padronizadas. No entanto, estas curvas são baseadas em bacias hidrográficas

européias, e são determinadas pela Comissão Internacional para Proteção do Rio Reno (Internationalen Kommission zum Schutz des Rheins (IKSR)) ou pela Comissão Internacional para Proteção do Rio Elba (Internationalen Kommission zum Schutz der Elbe (IKSE). Portanto, ao utilizar as curvas padronizadas do software, deve-se fazê-lo tendo em conta as diferenças sob todos os aspectos entre estas bacias e as bacias urbanas brasileiras.

Os mapas de risco para a bacia do córrego do Gregório, no trecho de estudo, foram gerados para os períodos de retorno entre 1 e 100 anos. Neste estudo, foi considerado que o nível de inundação que atinge uma determinada porção da bacia representa o nível de inundação no interior das construções situadas na mesma área, ou seja, não são considerados sistemas de proteção individual das construções. Caso estes sistemas venham a ser implementados, podem ser considerados no cálculo do risco por meio de ajustes na geração dos mapas. São mostrados no Capítulo 5 – Resultados os mapas de risco para os TR's 5, 10, 25, 50 e 100 anos.

4.7. Modelo de seguros

O modelo de seguros apresentado neste trabalho é uma continuidade dos modelos apresentados anteriormente por Pilar *et al* (1995) e Righetto e Mendingo (2007). Pilar *et al*. (1995) apresentaram um modelo de seguro agrícola para inundações, o qual foi adaptado por Righetto e Mendingo (2007) para aplicação em regiões urbanas, tomando com bacia de estudo o córrego do Gregório, que é o mesmo utilizado no presente trabalho. O modelo de seguros apresentado anteriormente (Righetto e Mendingo, 2007) teve como principal foco o processo econômico de simulação do fundo de seguros, sendo que as funções hidrológicas foram estimadas por aproximações simplificadoras dos processos hidráulico-hidrológicos. Em continuidade, o presente trabalho apresenta um processo de obtenção de tais funções com base em modelagem hidráulico-hidrológica e mapeamento do risco, conforme descrito na metodologia.

A metodologia do modelo de seguros consiste em obter o valor do prêmio ótimo, partindo de um prêmio inicial (estimado com base na disponibilidade a pagar da massa segurada, representada pelo VDP), por meio da simulação da operação do fundo de seguros ano a ano. As simulações são feitas com base em séries de vazões máximas geradas estatisticamente, para diferentes cenários, com diferentes faixas de cobertura. A estrutura do modelo é apresentada a seguir. As principais alterações no modelo de seguros aplicado neste trabalho, em relação ao modelo original (Righetto e Mendingo, 2007), é mostrada na **Tabela 4-12**. A estrutura do modelo de seguros é resumida no fluxograma apresentado na **Figura 4-16**.

4.7.1. Estrutura do modelo de seguros

O modelo de seguros consiste em estimar o prêmio ótimo que permite a cobertura dos prejuízos provocados pela chuva máxima anual média de um determinado número de cenários simulados, com determinado horizonte de projeto. É apresentada uma estrutura de operação e avaliação para o modelo, baseada na original, incorporando modelagem hidráulico-hidrológica e mapas de risco como base para o modelo, conforme discutido a seguir.

A estrutura do modelo consiste das seguintes etapas:

1. Definir um número X de cenários a simular, a partir dos quais serão inferidos valores médios dos parâmetros do modelo de seguros, cada qual com um horizonte de planejamento de comprimento N anos, em que se deseja avaliar o comportamento do fundo de seguros.
2. Gerar X séries sintéticas de vazões máximas anuais de N anos de comprimento;
3. Definir o VDP, valor de disponibilidade a pagar, que corresponde ao valor máximo que a massa segurada se dispõe a pagar pela cobertura dos prejuízos em caso de inundação;
4. Definir o TR_{max} , que é o período de retorno da cheia limitante do valor indenizado, ou o teto das indenizações.
5. Definir, por meio de simulação hidráulico-hidrológica e do risco, a relação $D = f(TR)$ em que D é o dano expresso em unidades monetárias (ou prejuízo) e TR é o período de retorno da inundação em estudo.
6. Simular o armazenamento do fundo de seguros ano a ano, computando os prejuízos correspondentes a cada ano da série, os prêmios pagos pelos segurados e as indenizações pagas pelos seguradores. Empréstimos serão necessários quando o fundo não dispuser de recursos para pagamento de indenizações, o que pode ocorrer nos primeiros anos da série ou no caso de seqüências de eventos extremos. A simulação da operação do fundo segue as seguintes regras:
 - A unidade de gerenciamento é a bacia hidrográfica. São computadas perdas e indenizações na bacia como um todo. Poderão ser estabelecidas cotas de distribuição das indenizações, porém este será um processo externo às simulações do fundo de seguros;
 - O valor do prêmio pago anualmente pelos segurados é, a princípio, limitado ao VDP;
 - O valor das indenizações pagas é limitado pelo TR_{Max} ;
 - Em caso de indenização superior ao armazenamento, o fundo poderá captar recursos para cobrir a diferença, até o limite do valor correspondente ao TR_{Max} .

- O armazenamento do fundo é limitado a valores limite máximo e mínimo, a serem estabelecidos conforme as regras de operação de seguros e resseguros da legislação vigente.

- Para cada cenário simulado será determinado o prêmio ótimo capaz de cobrir os prejuízos por inundação ao longo do horizonte de planejamento.

- O valor do prêmio cobrado anualmente dos segurados será definido estatisticamente em relação aos X cenários simulados;

Foram utilizadas curvas de prejuízo estimadas para cidades brasileiras (Machado *et al*, 2005; Cortês, 2009), às quais foram confrontados os mapas de inundação, o que permitiu a análise com base em mapas de risco. Foram estimadas curvas hidrológicas para a condição futura de ocupação do solo na bacia, de modo a incorporar uma componente de variabilidade temporal ao longo do horizonte de planejamento do modelo de seguros.

O fundo de seguros foi avaliado com base em valores médios dos parâmetros obtidos em $X = 30$ cenários, para séries de $N = 50$ anos de extensão, assumindo distribuições de frequência pré-estabelecidas para as vazões máximas anuais. Aos números aleatórios gerados foram associados períodos de retorno. Com o uso de curvas hidrológicas estimadas, os períodos de retorno foram convertidos em vazões e em níveis de inundação. O fator restritivo de cada simulação foi o VDP. As distribuições de frequência das séries de vazões máximas testadas foram exponencial e de Gumbel.

Foi adotado como fator de restrição o período de retorno da cheia máxima que representa o teto de cobertura do fundo de seguros, estipulado como $TR = 100$ anos. A forma de avaliação do fundo de seguros original foi feita com base em coeficientes de solvência e eficiência.

Tabela 4-12 – Principais alterações no modelo de seguros adotado, em relação ao modelo de seguros original, proposto por Righetto e Mendiondo (2007)

	Modelo original	Alterações propostas
Faixas de cobertura	Cobertura em faixas de valores monetários	Cobertura expressa pelo período de retorno da chuva correspondente ao evento de inundação (seguro indexado)
Dados de entrada	Curvas de prejuízo $D = f(h)$ determinadas para a região do mercado municipal	Modelagem-Simulação hidráulico/hidrológica para a obtenção de curvas de prejuízo $D = f(TR)$ obtidas a partir das curvas $D = f(h)$ por categorias de uso e ocupação do solo e nos mapas de uso do solo, computadas considerando a altura média de inundação na célula
	Séries sintéticas de vazões máximas geradas segundo distribuição uniforme de probabilidades	Utilização da distribuição de extremos para a geração das séries sintéticas de vazões máximas anuais
Simulação do fundo de seguros	Saldo inicial nulo e restrição de saldo mínimo maior ou igual a zero	Restrição de saldo mínimo e saldo inicial segundo legislação vigente
	Indenização limitada ao saldo armazenado	Possibilidade de endividamento do fundo para o pagamento de indenizações até o limite da cobertura
	Curvas constantes no tempo ao longo do horizonte de planejamento	Curva $D = f(TR)$ variável no tempo em função de alterações de urbanização na bacia

Figura 4-16 – Fluxograma do modelo de seguros.

LEGENDA:

Q = vazão (m^3/s)

Q_{max} = vazão máxima anual (m^3/s)

NA = nível d'água de inundação (m)

TR = período de retorno (anos)

D = prejuízo (unidades monetárias)

N = número de anos do horizonte de planejamento

i = índice do ano do horizonte de planejamento

X = número de cenários avaliados

j = índice do cenário avaliado

P = prêmio (unidades monetárias)

VDP = valor de disponibilidade a pagar (unidades monetárias)

I = indenização (unidades monetárias)

SA = saldo armazenado do fundo de seguros (unidades monetárias)

SA_{max} = Teto máximo para o saldo armazenado

E = empréstimo contraído

tx = taxa de juros

CS = coeficiente de solvência do fundo de seguros

CE = eficiência do fundo de seguros

4.7.2. Geração de séries sintéticas de vazões máximas anuais

A simulação do modelo de seguros requer séries sintéticas de vazões máximas. Estas séries são a base para a estimativa das indenizações anuais e avaliação do comportamento do fundo de seguros para diferentes cenários.

Geralmente, a maior dificuldade para a geração de séries sintéticas para bacias de pequeno porte consiste na carência de dados. Segundo Tucci (2002), normalmente não existem dados de bacias com área inferior a 300 km², o que o autor atribui ao alto custo de implantação e manutenção de postos de coleta de dados hidrológicos, dadas as dimensões continentais do Brasil. As consequências diretas desta realidade, no que diz respeito à geração de séries sintéticas, são;

- A inexistência de série histórica para uma dada bacia inviabiliza a estimativa de séries sintéticas para aquela bacia por meio da extrapolação de parâmetros estatísticos e
- A carência generalizada de monitoramento para bacias pequenas impossibilita aplicar a regionalização de vazões, uma vez que a aplicação deste método a bacias de diferentes escalas não constitui método seguro para extrapolação, considerando a variabilidade de escala dos processos hidrológicos (Tucci, 2002).

Considerando que as bacias de pequeno porte, localizadas na área urbanizada dos municípios brasileiros, são responsáveis pelos principais danos por inundações, recomenda-se a implementação de monitoramento nestas bacias, para fins de calibração dos modelos hidráulicos e maior precisão no cálculo do prejuízo por inundações.

A bacia do córrego do Gregório dispõe de registro histórico de vazões, com 5 anos de duração. Isto contribui um pouco para possibilitar a geração estatística de séries sintéticas, porém, séries de duração curta não são adequadas para inferir vazões máximas para períodos de retorno grandes (Tucci, 2002).

Procedeu-se a aplicação de metodologia estatística para a geração de séries sintéticas, com base nos registros históricos de que se dispõe, tendo em vista, porém, as limitações inerentes a este procedimento.

A premissa do método de geração das séries sintéticas de vazões máximas anuais utilizado neste trabalho é baseada na hipótese de que um conjunto de números aleatórios uniformemente distribuídos pode servir de base para a simulação de diferentes conjuntos de valores de uma variável aleatória distribuída de acordo com uma determinada função de densidade de probabilidades, com o propósito de avaliar cenários estatisticamente similares aos observados (Naghetini e Pinto, 2007). As técnicas empregadas para gerar tais conjuntos são normalmente reunidas sob a denominação “métodos de simulação de Monte Carlo”.

O método empregado consistiu primeiramente na geração de séries sintéticas de números aleatórios uniformemente distribuídos entre 0 e 1, aqui denotados como variáveis X . Estas variáveis foram utilizadas para representar uma distribuição de $X = F_Y(y)$, em que $F_Y(y)$ denota um modelo distributivo para a variável aleatória contínua Y , no caso, a vazão máxima anual. A função $F_Y(y)$ representa, por sua vez, a probabilidade de a variável Y ser menor ou igual a um determinado valor y , ou seja, $F_Y(y) = P(Y \leq y)$. Considerando que esta probabilidade está situada no intervalo entre 0 e 1, a variável $X = F_Y(y)$ é, portanto, uma variável aleatória uniforme neste intervalo $[0,1]$.

Esta premissa é usada para obter valores da variável desejada $y = F^{-1}_{Y=X}(y)$, distribuídos de acordo com a distribuição $F_Y(y)$, desde que a inversa desta função exista e possa ser expressa analiticamente (Naghetini e Pinto, 2007).

A variável estudada y – vazão máxima anual – representa um valor extremo de uma série de valores de vazão. A distribuição mais utilizada na análise de frequência de variáveis hidrológicas para o estudo de vazões de enchentes é a distribuição assintótica de máximos do Tipo 1, também conhecida como distribuição de Gumbel (Naghetini e Pinto, 2007).

A função de distribuição de probabilidade acumulada é dada pela **Equação 4-41**.

$$F_Y(y) = e^{-e^{\left(-\frac{y-\beta}{\alpha}\right)}} \quad (\text{Equação 4-41})$$

Em que:

$F_Y(y) = P(Y \leq y)$; α_g = parâmetro de escala e β_g = parâmetro de posição.

A função inversa da função acumulada de probabilidades de Gumbel é dada por:

$$y(F) = \beta_g - \alpha_g \cdot \ln[-\ln(F)] \quad (\text{Equação 4-42})$$

Ou, em termos do período de retorno TR,

$$y(F) = \beta_g - \alpha_g \cdot \ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{TR}\right)\right] \quad (\text{Equação 4-43})$$

O valor esperado, a variância e o coeficiente de assimetria são dados por:

$$E(Y) = \beta_g + 0.5773 \cdot \alpha_g \quad (\text{Equação 4-44})$$

$$Var(Y) = \sigma_Y^2 = \frac{\pi^2 \alpha^2}{6} \quad (\text{Equação 4-45})$$

$$\gamma_g = 1.1396 \quad (\text{Equação 4-46})$$

Substituindo o valor esperado $E(Y)$ dado pela **Equação 4-44** na **Equação 4-43**, obtém-se $TR = 2,33$ anos, que é o período de retorno ao qual corresponde a média de uma variável de Gumbel.

A **Tabela 4-13** mostra a série de eventos máximos anuais registrados no nó 8 do córrego do Gregório entre os anos de 2004 e 2008. Destes valores infere-se $E(Y) = 59,96 \text{ m}^3/\text{s}$ e $\sigma^2 = 3.779,69 - 56,96^2 = 535,25 \text{ (m}^3/\text{s)}^2$, que conduzem a $\alpha = 31,97 \text{ m}^3/\text{s}$ e $\beta = 38,51 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tabela 4-13 – Série de eventos máximos anuais

ANO	Qmax	E(Q ²)
2004	83,16	6915,586
2005	21,73	472,1929
2006	68,97	4756,861
2007	72,79	5298,384
2008	38,15	1455,423
média	56,96	3779,689

As séries sintéticas utilizadas na modelagem do fundo de seguros foram obtidas aplicando os valores dos coeficientes α e β à **Equação 4-43**, em que o termo $F(Y)=(1-1/T)$ foi obtido no intervalo entre $[0,1]$ segundo distribuição uniforme de probabilidades. Este processo foi realizado para a geração de 30 cenários compostos por séries de vazões máximas anuais de comprimento 50 anos cada, os quais serviram de base para a simulação do fundo de seguros.

4.7.3. Função de otimização do valor do prêmio

A função objetivo que visa otimizar o valor do prêmio pago pelos segurados foi proposta da forma descrita a seguir. A função objetivo consiste em minimizar ocorrência de situações em que o fundo precise captar recursos para cobrir indenizações. Esta situação ocorre quando o valor do saldo armazenado SA é inferior à indenização a ser paga que, por sua vez, corresponde ao prejuízo D do período. Assim, define-se a função objetivo por:

$$F.O. = \min \sum_{i=1}^N (D - SA)$$

(Equação 4-47)

s.a.

$$P \leq VDP$$

$$SA_{\min} \leq SA \leq SA_{\max}$$

Em que: i = índice do ano, D = prejuízo (unidades monetárias) SA = saldo armazenado (unidades monetárias), P = prêmio (unidades monetárias), VDP = valor de disponibilidade a pagar (unidades monetárias).

O valor de prejuízo D, expresso em unidades monetárias, é obtido diretamente da função $D = f(TR)$, em que TR é o tempo de recorrência da cheia correspondente.

O saldo armazenado SA é calculado por:

$$SA_i = SA_{i-1}(1+tx) + P_i - I_i - P_{ea,i}(1 + J)$$

(Equação 4-48)

Em que: i = índice do ano, SA = saldo armazenado, tx = taxa de juros incidente sobre o capital armazenado, P = prêmio, I = indenização, P_{ea} = parcela de empréstimo anual paga no ano i e J = juros incidentes sobre empréstimos.

O valor a ser alterado nas iterações do processo de otimização é o valor do prêmio P . O valor inicial de P é o VDP, valor de disponibilidade a pagar, que representa o limite máximo que o prêmio poderá atingir.

As restrições que determinam as regras da otimização são:

- a. o valor máximo de P é restrito ao VDP:

$$P \leq \text{VDP} \quad (\text{Equação 4-49})$$

- b. o valor do saldo armazenado SA é limitado aos valores mínimo ($SA_{\min}$) e máximo ($SA_{\max}$) conforme as regras de operação do fundo de seguros.

A legislação vigente para seguros no Brasil impõe regras para o valor mínimo do armazenamento do fundo definidas por:

$$SA \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \sum_{i=t-3}^{t-1} P_i \\ 0,33 \sum_{i=t-5}^{t-1} D_i \end{array} \right\} \quad (\text{Equação 4-50})$$

Nas simulações, a condição de saldo armazenado mínimo foi imposta como condição inicial do saldo armazenado, o que significa que o fundo de seguros tem que operar com um capital inicial não-nulo, variável conforme a faixa de cobertura. Este valor de saldo inicial foi estipulado pela segunda restrição da **Equação 4-50**, uma vez que, no início da simulação, não se dispõe do valor do prêmio. O valor do prejuízo D foi estimado com base nos prejuízos médios dos cenários avaliados em cada faixa de cobertura.

É necessário, ainda, fixar um valor máximo para o armazenamento nas simulações do fundo de seguros, para limitar o armazenamento do fundo e assim possibilitar a otimização do prêmio impondo um limite máximo que o saldo armazenado deverá respeitar. Neste caso, foram adotados, nas simulações, valores de $SA_{\max}$ equivalentes a duas vezes o prejuízo correspondente à cheia de máxima de cobertura de cada simulação.

$$SA_{\min} \leq SA \leq SA_{\max} \quad (\text{Equação 4-51})$$

O problema de otimização é linear, dado que a função objetivo e as restrições são lineares. O modelo foi simulado em planilhas do software Excel da Microsoft. A função de otimização foi simulada com a ferramenta Solver do Excel.

4.7.4. Avaliação da solvência

Conforme citado anteriormente, a solvência é um indicativo da saúde financeira de um fundo de seguros relacionado com a capacidade do fundo de honrar os seus compromissos financeiros.

Neste trabalho, a solvência do fundo de seguros é avaliada estatisticamente com base em cenários simulados, por meio da estimativa do fluxo de caixa do fundo. Este método de avaliação é recomendado, segundo Westenberger (1995), por considerar estatisticamente a flutuação dos ativos e dos sinistros, com o uso de simulações dinâmicas para gerar fluxos financeiros futuros, em cenários previamente determinados. É apresentado um método de avaliação que combina a estimação do fluxo de caixa com a teoria do risco, que são dois métodos de avaliação de solvência bastante utilizados.

Westenberger (1995) ressalta como desvantagem do método o fato de que a análise somente matemática da solvência exclui fatores subjetivos como a qualidade da gestão, por exemplo, que é um importante fator causador de insolvência em fundos de seguros.

É proposto um coeficiente para a análise da solvência do fundo, chamado coeficiente de solvência CS, calculado em relação aos valores médios de prêmio otimizado de cada cenário estudado. Este coeficiente permite avaliar a margem de folga que possivelmente poderia ser obtida no valor do prêmio cobrado, por meio de otimização dos prêmios. Ele é definido pela diferença entre o valor de disposição a pagar – VDP – e o prêmio efetivamente cobrado dos segurados, dado pela média dos prêmios ótimos dos cenários avaliados, conforme descrito pela **Equação 4-52**.

O coeficiente de solvência pode ser um indicativo do lucro possível ou do acúmulo de capital que poderá ser revertido aos segurados em forma de bônus diretos ou de melhorias na segurança contras inundações, com redução do valor do prêmio a ser pago. Esta decisão varia conforme a natureza e objetivos da entidade responsável pela administração do seguro. O coeficiente de solvência é um valor em porcentagem, que pode ser superior a 100%. A análise da solvência para diferentes cenários e diferentes faixas de cobertura é um indicador da sustentabilidade do fundo.

$$CS = \left(\frac{VDP - P_{ot\ medio}}{VDP} \right) \cdot 100\% \quad \text{(Equação 4-52)}$$

Também para a finalidade de analisar a solvência do fundo, é definido um coeficiente de eficiência CE para avaliar a probabilidade de ocorrência de um cenário favorável, dentre os cenários avaliados, por faixa de cobertura. Considerando-se que o prêmio a ser cobrado dos segurados é igual à média dos prêmios otimizados de todos os cenários simulados, pode-se

avaliar um cenário ruim, na situação em que o prêmio ótimo do cenário avaliado é superior ao prêmio ótimo médio de todos os cenários. Por outro lado, são considerados cenários bons aqueles em que o prêmio ótimo do cenário é inferior ao prêmio ótimo médio de todos os cenários – que corresponde ao prêmio cobrado. A eficiência é definida como a porcentagem de cenários favoráveis em relação ao número total de cenários avaliados.

Se $(P_{ot,j} \leq P_{otm,med}) \rightarrow$ cenário favorável

$$CE = \left(\frac{\text{n.º cenários favoráveis}}{\text{n.º total cenários}} \right) \cdot 100\% \quad 0 \leq CE \leq 100\% \quad (\text{Equação 4-53})$$

5. RESULTADOS

Primeiramente são apresentados os resultados das simulações hidráulico-hidrológicas e modelo do terreno que formam a base para as manchas de inundação e mapas do risco de inundação. Estes resultados foram obtidos para os períodos de retorno TR de 1 a 100 anos. Para efeito de simplificação, no entanto, a apresentação de gráficos e figuras é feita para os períodos de retorno TR = 5, 10, 25, 50 e 100 anos. Em seguida, são apresentados os resultados das simulações do modelo de seguros.

5.1. Resultados das simulações hidrológicas

As simulações hidrológicas foram realizadas conforme descrito no capítulo 4. Primeiramente são mostrados os resultados das calibrações dos eventos observados e, a seguir, das simulações feitas com chuvas de projeto.

5.1.1. Calibração dos eventos observados

Os eventos listados na **Tabela 4-8** foram simulados com os parâmetros adotados para a condição atual da bacia (**Tabelas 4-4 e 4-5**). A seguir, foram calibrados os parâmetros da simulação. A **Tabela 5-1** mostra os resultados das simulações feitas com os parâmetros inicialmente adotados. A **Tabela 5-2** apresenta os parâmetros do modelo hidrológico calibrados. Foi considerada a divisão da área a montante do linígrafo em duas sub-bacias, a saber: A1 – a montante da rodovia Washington Luís e A2 – entre a rodovia e o linígrafo. Esta simplificação em duas áreas foi adotada em virtude da homogeneidade de ambas e da melhor convergência no processo de calibração, para uma menor quantidade de parâmetros. A **Figura 5-1** apresenta os hidrogramas observados, simulados e calibrados.

Tabela 5-1 – Resultados da calibração dos eventos observados

Evento	data	hora de início	duração (min)	P total (mm)	i _{media} (mm/h)	t _{p,obs} (min)	Q _{p,obs} (m³/s)	t _{p,sim} (min)	Q _{p,sim} (m³/s)	t _{p,calib} (min)	Q _{p,calib} (m³/s)
1	30.01.2004	16:18	63	41.8	39.8	17:10	83.16	17:19	38.80	17:08	83.20
2	06.02.2004	17:47	147	30.8	12.6	18:33	37.80	19:03	8.80	18:37	39.20
3	22.02.2004	20:03	30	16.6	33.2	20:39	15.87	21:02	2.70	20:43	18.20
4	01.03.2004	18:48	27	18.2	40.4	19:23	12.20	19:36	5.00	19:24	14.70
5	19.07.2004	14:34	87	15.5	10.7	16:06	10.18	16:22	3.20	16:07	14.40
6	19.07.2004	13:09	24	10.8	27.0	13:39	21.63	0:00	1.90	13:38	20.10
7	17.03.2005	2:11	57	20.0	21.1	2:37	21.73	3:27	4.60	2:44	22.40
8	15.08.2005	16:03	38	12.0	18.9	16:28	20.35	0:00	2.20	16:30	25.40
9	19.01.2006	2:01	68	30.9	27.3	3:01	15.36	3:32	14.70	3:11	14.10
10	15.02.2006	17:30	54	41.2	45.8	17:59	35.16	18:34	23.10	18:06	36.60
11	21.03.2006	0:34	75	50.4	40.3	2:10	68.97	2:30	39.20	2:18	65.30
12	23.03.2006	14:59	50	15.4	18.5	15:26	27.45	16:11	2.50	15:23	24.60
13	26.06.2006	10:43	27	12.9	28.7	11:15	12.72	11:58	2.30	11:16	12.30
14	05.10.2006	22:52	35	30.4	52.1	23:25	19.92	23:55	8.30	23:25	20.20
15	29.11.2006	19:03	34	17.3	30.5	19:42	20.75	19:58	4.40	19:44	17.90
16	28.01.2007	17:09	70	31.4	26.9	0:00	66.93	18:21	14.40	18:03	69.90
17	05.02.2007	21:59	28	16.3	34.9	0:18	22.63	0:32	6.60	0:18	22.30
18	18.02.2007	19:00	38	26.2	41.4	19:22	28.29	19:53	12.20	19:26	29.60
19	08.12.2007	15:34	33	31.3	56.9	15:59	72.79	16:21	22.80	16:03	70.00
20	06.01.2008	15:06	49	24.3	29.8	15:50	38.15	16:16	11.10	15:55	11.10

Tabela 5-2 – Parâmetros do modelo hidrológico ajustados por calibração

Evento	PARÂMETROS INICIAIS					
	CN A1	CN A2	tc A1	tc A2	la A1	la A2
	78	84	33	46,1	14,3	9,7
PARAMETROS CALIBRADOS						
1	98,5	99,0	34,5	26,8	21,8	8,9
2	99,0	99,0	34,5	27,4	14,6	8,9
3	99,0	99,0	51,4	8,4	14,3	8,9
4	98,2	88,6	34,2	27,4	14,1	6,1
5	99,0	98,6	33,6	27,9	12,1	8,7
6	78,0	99,0	33,9	27,9	14,3	4,0
7	98,3	98,7	32,0	12,6	13,7	8,7
8	78,0	98,6	33,9	8,4	14,3	6,1
9	69,1	84,0	34,5	18,6	14,6	8,9
10	74,2	88,9	21,2	12,7	13,8	8,9
11	97,6	85,4	34,5	18,6	13,2	8,9
12	99,0	99,0	34,5	18,6	14,3	4,0
13	78,0	98,6	33,8	25,2	14,3	6,1
14	73,8	87,0	22,2	19,1	9,1	6,1
15	97,1	97,3	32,8	28,1	14,0	9,1
16	99,0	99,0	34,5	30,2	6,1	8,9
17	99,0	97,2	48,8	30,0	14,2	9,4
18	84,2	88,2	14,5	19,6	13,5	6,2
19	96,8	99,0	33,5	26,8	20,8	8,9
20	99,0	97,7	29,4	26,8	21,2	9,4
média	90,7	95,1	33,1	22,1	14,4	7,8

Figura 5-1 – Comparação entre os hidrogramas obtidos com os parâmetros iniciais, com os parâmetros calibrados e os hidrogramas observados.

As calibrações permitiram boa aproximação entre os hidrogramas observados e simulados, com base no ajuste dos parâmetros CN, tempo de concentração (t_c) e perdas iniciais (I_a). No entanto, observou-se que as simulações iniciais apresentaram resultados bastante diferentes dos eventos observados, o que pode ser observado nos gráficos da **Figura 5-1**. Neles, observa-se que a linha verde – que corresponde aos valores simulados com os parâmetros inicialmente adotados – apresenta-se, em quase todos os casos, bem abaixo da linha azul, que corresponde aos valores observados. Isto indica que os parâmetros adotados inicialmente conduzem a uma sub-estimativa em relação ao hidrograma observado

De fato, como pode ser observado na **Tabela 5-2**, comparando-se os valores iniciais dos parâmetros com as médias dos valores calibrados, nota-se que alguns deles sofreram alteração significativa em relação aos valores iniciais. Especialmente o parâmetro CN sofre grande variação no processo de calibração em relação aos valores adotados inicialmente, assim como o tempo de concentração da área a montante da rodovia Washington Luís (área A2).

Era esperado que o parâmetro CN fosse o mais alterado na calibração, uma vez que a ele corresponde a maior sensibilidade do modelo. Com base nos resultados das calibrações, foram alterados os parâmetros adotados inicialmente para as simulações dos eventos de projeto. No entanto, estas alterações foram feitas com cautela, considerando que a discrepância entre o hidrograma observado e simulado pode ser consequência de um conjunto de fatores, entre os quais, a inadequação dos parâmetros inicialmente adotados. Uma suposta adequação dos hidrogramas simulados com base somente na correção dos parâmetros do modelo hidrológico significaria negligenciar a influência de outros fatores que podem levar a esta divergência observada, e poderia conduzir a erros grosseiros na estimativa de vazões para chuvas de projeto. Alguns destes fatores são relacionados a seguir.

a) incertezas na curva-chave: o monitoramento dos eventos é feito por linígrafo, o que significa que os valores de vazão observados são inferidos indiretamente a partir da medição de níveis d'água e posterior conversão em vazão com base na curva chave. A curva-chave utilizada neste trabalho foi estimada por Lima *et al.* (2003) e é descrita pela **Equação 4-1**. Segundo o autor, que avaliou a incerteza na determinação da curva-chave por diferentes métodos, os hidrogramas observados na seção do linígrafo do córrego do Gregório sofrem variação de até 15% para um erro de 5% na leitura do nível, sem levar em conta as outras fontes de incerteza, entre elas o regime de escoamento, o método de medição, e a heterogeneidade na geometria da seção e do revestimento do canal. Tucci (2005) apresenta como principais causas de erro na estimativa indireta da vazão por meio de medidas de nível,

a aferição do aparelho, o método utilizado para extrapolação do limiar superior da curva, a instabilidade das seções nos canais naturais e a ocorrência de remanso.

b) contribuições para a vazão do canal externas à precipitação: durante os trabalhos de campo observou-se que, mesmo em dias secos, ocorre descarga por parte das galerias no córrego do Gregório. Esta observação visual feita em campo permite ponderar que há influência, nas vazões medidas, que podem ser provenientes tanto de ligações irregulares entre as redes de drenagem e esgoto, quanto de precipitação em outras partes da bacia, não registradas pela estação localizada junto ao linígrafo.

c) chuva anterior: a ocorrência de eventos sucessivos de precipitação interfere na capacidade de retenção do solo: estima-se que este fator tenha importante influência no erro entre os hidrogramas simulados e observados, uma vez que ele é um dos fatores considerados na estimativa do CN e reflete diretamente na escolha do mesmo. A necessidade de estimar um CN constante para todos os eventos, na prática, significa adotar condições constantes de umidade anterior do solo, o que acarreta em erro inevitável nas simulações.

Dadas as ponderações acima, e considerando ainda que:

- os CN's calibrados – 90,7 para a sub-bacia A1 e 95,1 para a sub-bacia A2 – são demasiado altos, mesmo para sub-bacias urbanas, especialmente quando não totalmente urbanizadas, o que é o caso da cabeceira do córrego do Gregório;
- os valores inicialmente adotados para as perdas iniciais Ia não sofreram variação significativa no processo de calibração;
- também não houve grande variação no tempo de concentração inicial e calibrado da sub-bacia 1, ao passo que o da sub-bacia A2 foi reduzido significativamente,

Foram então adotadas as seguintes alterações nos parâmetros para a simulação dos eventos de projeto, considerando os resultados da calibração:

- O parâmetro CN foi aumentado para a sub-bacia A1, de 78 para 82, e mantido o mesmo (84) para a sub-bacia A2;
- Não foram alterados os valores das perdas iniciais Ia para as sub-bacias A1 e A2, as quais permanecem estimadas conforme o método SCS (**Equações 3-2 e 3-3**);
- Foi alterado o valor do tempo de concentração tc para a sub-bacia A2, de 46,1 para 25 minutos.

5.1.2. Simulações hidrológicas com chuvas de projeto

As simulações hidrológicas foram feitas com os parâmetros mostrados nas **Tabelas 4-5 e 4-7**, respectivamente para as condições atual e futura, tendo sido alterados os parâmetros das sub-bacias A1 (que, nas simulações hidrológicas subseqüentes, corresponde às sub-bacias 2 a

6) e A2 (que corresponde à sub-bacia 1 das simulações de projeto), conforme considerações feitas com base nas calibrações. O novo conjunto de parâmetros hidrológicos é mostrado na **Tabela 5-3**. As chuvas de projeto foram obtidas conforme descrito na metodologia, com base na curva idf de São Carlos proposta por *Barbassa* (1991). A divisão de sub-bacias mostrada na **Figura 4-11** apresenta a localização dos nós de simulação. A **Tabela 5-4** mostra as vazões obtidas por simulação, nos pontos de interesse, para a condição atual e futura. As **Figuras 5-2 a 5-7** mostram os hidrogramas simulados, atual e futuro, nas seções do linígrafo, do mercado municipal e na foz.

Tabela 5-3 – Parâmetros de simulação ajustados após calibração

SUB-BACIAS					
área	Área (km ²)	CN atual	CN futuro	tc atual (min)	tc futuro (min)
montante da rodovia washington Luis	3,596	82	84	33,9	22,3
Entre a rodovia Washington Luís e o Linígrafo	5,928	84	86	25,0	20,0

Tabela 5-4 – Vazões máximas simuladas nos nós

NÓ	DESCRIÇÃO	Area de drenagem (km ²)	ATUAL					FUTURO				
			Q5 (m ³ /s)	Q10 (m ³ /s)	Q25 (m ³ /s)	Q50 (m ³ /s)	Q100 (m ³ /s)	Q2 (m ³ /s)	Q10 (m ³ /s)	Q25 (m ³ /s)	Q50 (m ³ /s)	Q100 (m ³ /s)
1	Travessia da Rod. W. Luis	3,596	8,4	12,7	20,7	29,2	39,9	10,4	24,3	37,3	50,4	66,6
2	Gregorio, jus. Corr Invernada	5,183	13,9	20,6	33,0	45,8	61,8	15,4	35,5	52,9	72,0	95,4
3	Foz corr. Invernada	1,145	4,8	6,9	10,4	14,0	18,5	4,3	9,5	14,0	18,5	23,9
4	Gregorio, mont. Corr Invernada	6,328	18,4	27,3	42,9	58,9	79,5	19,4	43,9	66,9	90,4	119,2
5	Gregorio, jus. Corr Lazzarini	6,986	20,4	30,1	47,5	65,2	87,1	20,7	48,2	71,5	97,5	129,1
6	Foz corr. Lazarini	1,623	6,9	9,8	14,9	20,1	26,4	6,1	13,5	19,9	26,2	33,8
7	Gregorio, mont. Corr. Lazzarini	8,609	27,0	39,6	61,5	83,7	113,3	26,4	60,1	91,5	123,7	163,0
8	Fórum/Limnógrafo	9,524	30,1	43,9	68,0	92,9	125,5	28,8	65,9	99,8	135,1	178,2
9	Ponte da rua São Paulo	10,924	36,9	53,1	81,4	112,2	150,5	33,3	76,0	113,6	153,8	202,9
10	Ponte da Rua D. Pedro II	11,981	42,0	60,0	92,3	126,7	169,3	36,6	83,7	124,2	168,2	221,9
11	Ponte da R. São Joaquim	12,577	44,9	64,0	98,4	134,8	179,8	38,5	88,0	130,0	176,0	232,2
12	Passarela dos camelôs	12,866	45,9	65,4	100,7	137,9	183,6	39,3	89,8	132,9	179,9	237,1
13	Ponte da Av. São Carlos	13,132	47,1	67,0	103,2	141,2	187,9	40,0	91,6	135,5	183,4	241,9
14	Mercado municipal	14,736	54,9	77,7	119,6	162,8	216,0	44,9	102,7	151,6	203,1	267,9
15	Final do trecho tamponado	17,278	67,2	94,6	143,7	195,2	258,5	52,7	119,4	177,0	233,8	304,4
16	SESC	18,513	70,3	100,1	151,4	202,5	269,9	55,7	124,5	186,7	248,0	321,6
17	Foz	18,931	70,5	100,3	153,2	206,2	270,5	55,7	123,9	187,6	250,7	326,6

Figura 5-2 – Hidrograma simulado na seção do linígrafo para a condição atual

Figura 5-3 – Hidrograma simulado na seção do linígrafo para a condição futura

Figura 5-4 – Hidrograma simulado na seção do mercado municipal para a condição atual

Figura 5-5 – Hidrograma simulado na seção do mercado municipal para a condição futura

Figura 5-6 – Hidrograma simulado na foz do córrego Gregório para a condição atual

Figura 5-7 – Hidrograma simulado na foz do córrego Gregório para a condição futura

Os hidrogramas simulados hidrológicamente serviram de base para as simulações hidráulicas, nas quais foi estimado o nível d'água e a área de inundação para cada período de retorno.

5.2. Resultados das simulações hidráulicas

A **Tabela 5-5** mostra os resultados das simulações hidráulicas. As **Figuras 5-8 e 5-9** ilustram graficamente os resultados ao longo do perfil longitudinal do trecho simulado, para as condições atual e futura. Às seções levantadas em campo foram acrescentadas as seções a jusante: no final do trecho em galeria, na altura do SESC e na foz; e outra seção a montante da seção do linígrafo, logo a jusante da foz do córrego Lazzarini. Estas seções foram acrescentadas para conferir estabilidade às simulações hidráulicas do modelo de remanso no trecho entre o mercado municipal e o linígrafo, e foram obtidas a partir das seções extremas de jusante e montante, e da declividade nos trechos de montante e jusante.

Para a condição inicial de jusante, foi adotado, nas simulações, o NA normal, estimado conforme a fórmula de Manning. Os resultados mostrados na **Tabela 5-5** e nas **Figuras 5-8 e 5-9** mostram grande instabilidade no nível d'água no trecho principal de estudo, que é a região entre o mercado municipal e o linígrafo. Estes resultados são consequência das muitas alterações de seção do canal no trecho, conduzindo a um regime de escoamento não-permanente. A galeria em frente ao mercado municipal não comporta as cheias de maior período de retorno. A simulação de um modelo hidrodinâmico poderia representar melhor esta realidade, mas fica comprometida na inexistência de medição de vazões nas seções de jusante que permitam fornecer a condição de contorno de jusante necessária ao modelo.

5.3. Modelo Digital de Elevação do Terreno – MDT

O modelo digital de terreno – MDT – foi gerado em um software de SIG com o objetivo de gerar manchas de inundação, a partir da sobreposição dos níveis d'água simulados ao MDT. Esta operação foi feita na plataforma Kalypso-FLOOD. O MDT gerado está mostrado na **Figura 5-10**.

Tabela 5-5 – Resumo dos resultados das simulações hidráulicas para a condição atual e futura

Perfil (km)	Descrição	Cotas (m)														
		FUNDO	ME	MD	ATUAL						FUTURO					
					NA2	NA5	NA10	NA25	NA50	NA100	NA2	NA5	NA10	NA25	NA50	NA100
0.0000	Foz do Gregório	780.000	782.617	782.655	780.543	780.733	780.893	781.203	781.493	781.753	780.633	780.853	781.033	781.373	781.693	782.033
0.1830		781.017	783.634	783.672	783.216	783.676	783.854	784.090	784.274	784.459	783.441	783.792	783.969	784.213	784.406	784.605
0.3520		781.956	784.573	784.611	783.994	784.507	784.743	784.968	785.145	785.319	784.245	784.742	784.845	785.088	785.269	785.450
0.4970		782.761	785.378	785.416	784.803	785.316	785.587	785.789	785.962	786.133	785.051	785.550	785.670	785.906	786.084	786.260
0.9000	SESC	785.000	787.751	787.784	786.909	787.572	787.844	788.099	788.285	788.486	787.230	787.789	787.979	788.232	788.424	788.618
1.7500	Final do trecho tamponado	796.755	799.356	799.356	799.310	799.443	799.590	799.777	799.933	800.096	799.394	799.545	799.691	799.882	800.036	800.200
2.5000	Rua Episcopal (trecho tamponado)	799.134	802.384	801.885	801.348	801.872	802.315	802.567	802.771	802.966	801.545	802.220	802.459	802.718	802.914	803.115
2.5500	Mercado Municipal (início do trecho tamponado)	799.184	802.384	801.885	801.429	801.981	802.428	802.689	802.893	803.090	801.654	802.353	802.582	802.842	803.040	803.243
2.5790	Jusante da ponte da Av. São Carlos	799.276	802.800	802.840	801.473	802.038	802.490	802.799	803.064	803.281	801.712	802.425	802.661	803.019	803.249	803.456
2.6077	Montante da ponte da Av. São Carlos	799.339	803.215	803.221	801.514	802.093	802.559	802.950	803.366	803.658	801.767	802.493	802.768	803.300	803.618	803.879
2.6340	Seção interm. Passarela camelôs e Av. São Carlos	799.672	802.322	803.014	801.555	802.144	802.623	803.056	803.630	803.949	801.822	802.557	802.865	803.576	803.929	804.186
2.6599	Passarela dos camelôs	800.004	803.736	803.241	801.610	802.205	802.695	803.281	803.938	804.282	801.892	802.631	803.055	803.869	804.262	804.519
2.6870	Jusante da ponte da R. D. Alexandrina	800.418	804.081	804.055	801.846	802.341	802.776	803.408	804.036	804.424	802.186	802.716	803.183	803.966	804.396	804.727
2.7136	Montante da ponte da R. D. Alexandrina	800.831	804.425	803.928	801.944	802.434	802.829	803.463	804.091	804.490	802.280	802.773	803.240	804.021	804.462	804.803
2.7530	Seção interm. R. São Joaquim e R. D. Alexandrina	802.029	805.119	805.417	803.349	803.849	804.279	804.949	805.427	805.583	804.862	804.259	805.216	805.413	805.572	805.732
2.7650	Seção interm. R. São Joaqui e R. D. Alexandrina	802.240	805.809	806.237	804.546	805.303	805.809	805.809	805.809	805.916	805.050	805.809	805.809	805.810	805.901	806.116
2.7908	Jusante da ponte da R. São Joaquim	802.297	806.214	806.608	804.750	805.570	806.211	806.214	806.214	806.725	805.293	806.204	806.215	806.214	806.404	806.604
2.8132	Montante da ponte da R. São Joaquim	803.129	805.915	805.418	804.808	805.622	806.267	806.284	806.696	806.851	805.347	806.259	806.271	806.617	806.851	806.927
2.8581	Seção interm. R. Pedro II e R. São Joaquim	803.691	806.290	806.420	804.984	805.696	806.337	806.576	807.169	807.445	805.428	806.328	806.418	807.127	807.445	807.519
2.9139	Montante da ponte da R. Pedro II	804.015	807.088	807.417	805.402	805.872	806.466	806.985	807.607	808.161	805.729	806.458	806.814	807.564	808.151	808.362
2.9928	Jusante da ponte da R. Rui Barbosa	804.106	808.088	808.206	805.672	806.183	806.702	807.366	808.026	808.705	806.029	806.697	807.186	807.980	808.688	809.385
3.0222	Montante da ponte da R. Rui Barbosa	804.106	808.088	809.000	805.672	806.183	806.702	807.366	808.026	808.705	806.029	806.697	807.186	807.980	808.688	809.385
3.0648	Jusante da ponte da R. São Paulo	806.183	809.822	809.849	807.619	808.113	808.696	809.662	810.222	810.555	808.003	808.748	809.482	810.238	810.578	810.854
3.1273	Montante da ponte da R. São Paulo	807.319	811.030	810.431	808.695	809.204	809.672	810.374	811.023	811.342	809.090	809.710	810.250	811.027	811.365	811.638
3.1735	Seção interm. Entre R. Campos Salles e R. São Paulo	807.369	811.030	810.431	808.695	809.204	809.722	810.424	811.073	811.392	809.090	809.760	810.300	811.077	811.415	811.688
3.2319	Montante da ponte da R. Campos Salles	808.453	811.700	811.364	809.742	810.121	810.483	811.070	811.624	811.937	810.052	810.526	810.964	811.648	811.970	812.238
3.2557	Seção do Linígrafo	808.463	811.975	811.105	809.950	810.341	810.671	811.222	811.748	812.059	810.293	810.722	811.131	811.784	812.101	812.370
3.9057	Montante da foz do córrego Lazzarini	820.840	824.352	824.103	822.099	822.576	822.851	823.336	823.585	824.052	822.561	822.920	823.210	823.719	824.189	824.452

Figura 5-8 – Simulações hidráulicas – condição atual

Figura 5-9 – Simulações hidráulicas – condição futura

Figura 5-10 – modelo digital de terreno (MDT) da bacia do córrego do Gregório

5.4. Mapas de inundação

Os mapas de inundação foram gerados pela sobreposição dos níveis d'água simulados ao MDT e estão apresentados nas **Figuras 5-11 a 5-20**.

Figura 5-11 – mancha de inundação para TR = 5 anos – condição atual

Figura 5-12 – mancha de inundação para TR = 5 anos – condição futura

Figura 5-13 – mancha de inundação para TR = 10 anos – condição atual

Figura 5-14 – mancha de inundação para TR = 10 anos – condição futura

Figura 5-15 – mancha de inundação para TR = 25 anos – condição atual

Figura 5-16 – mancha de inundação para TR = 25 anos – condição futura

Figura 5-17 – mancha de inundação para TR = 50 anos – condição atual

Figura 5-18 – mancha de inundação para TR = 50 anos – condição futura

Figura 5-19 – mancha de inundação para TR = 100 anos – condição atual

Figura 5-20 – mancha de inundação para TR = 100 anos – condição futura

As manchas de inundação mostradas nas **Figuras 5-11 a 5-20** indicam que as principais áreas de risco estão concentradas no quadrilátero comercial, que é a região do mercado municipal. Indicam também áreas de risco potenciais na região situada entre o final do trecho em galeria e a foz, que é a região do SESC. Esta região é uma das áreas de atual desenvolvimento residencial na bacia hidrográfica.

Pode-se observar que a mancha de inundação fica, em quase toda a extensão, concentrada nas proximidades do canal. Isto reflete a condição de topografia acentuada da bacia, em que o transbordamento do canal, mesmo nas cheias de maior período de retorno, ocorre na área de até um ou dois quarteirões do canal.

5.5. Mapas de risco de inundação

Os mapas de risco de inundação apresentam os prejuízos potenciais na bacia hidrográfica, para um dado período de retorno, com base na mancha de inundação correspondente. As **Figuras 5-21 a 5-30** mostram os mapas de risco obtidos por simulação no Kalypso-RISK. Os prejuízos potenciais estão expressos em unidades monetárias (R\$) por metro quadrado de área inundada. As manchas de prejuízo potencial específico (R\$/m² de área inundada) estão sobrepostas ao mapa de uso e ocupação do solo.

Os mapas de uso e ocupação do solo são diferentes para a condição atual e futura. A diferença consiste nas atuais áreas livres convertidas em áreas residenciais na situação futura. Especialmente na região da foz do córrego Gregório, nas proximidades do SESC, existem áreas que estão, atualmente, loteadas, porém não construídas. Estes lotes constituem parte dos chamados vazios urbanos da cidade de São Carlos, os quais são prejudiciais ao desenvolvimento urbano da cidade e são formados principalmente em razão da especulação imobiliária. Esta situação é combatida com políticas de imposto progressivo para lotes não construídos, os quais, por esta razão, tendem a ser extintos em curto a médio prazo. Deste modo, estes lotes foram classificados com a categoria de ocupação residencial para a condição futura.

Figura 5-21 – Mapa de risco para TR = 5 anos, condição atual.

Figura 5-22 – Mapa de risco para TR = 5 anos, condição futura.

Figura 5-23 – Mapa de risco para TR = 10 anos, condição atual.

Figura 5-24 – Mapa de risco para TR = 10 anos, condição futura.

Figura 5-25 – Mapa de risco para TR = 25 anos, condição atual.

Figura 5-26 – Mapa de risco para TR = 25 anos, condição futura.

Figura 5-27 – Mapa de risco para TR = 50 anos, condição atual.

Figura 5-28 – Mapa de risco para TR = 50 anos, condição futura.

Figura 5-29 – Mapa de risco para TR = 100 anos, condição atual.

Figura 5-30 – Mapa de risco para TR = 100 anos, condição futura.

As **Figuras 5-21 a 5-22** constituem os mapas de risco de cada período de retorno simulado. Foram considerados os prejuízos relativos aos danos diretos às edificações. Os resultados mostram prejuízos potenciais de até R\$ 550,00 por m² na área de risco. Os maiores valores de prejuízo potencial estão na região do mercado municipal. Isto ocorre em função da

curva de prejuízo para o setor comercial ser superior às curvas dos demais setores, conforme pode ser observado na **Figura 4-13**.

As **Tabelas 5-6 e 5-7** mostram os prejuízos correspondentes à máxima cheia para cada faixa de cobertura estudada, obtidos na plataforma Kalypso-RISK, bem como as áreas de risco correspondentes a cada período de retorno avaliado. Os prejuízos estão, na tabela, expressos de três formas:

- em valores absolutos
- em unidades monetárias por m² da área de risco
- em unidades monetárias por km² de bacia contribuinte.

As **Figuras 5-31 e 5-32** mostram os gráficos dos prejuízos potenciais obtidos por simulação para a bacia do Gregório, em função dos períodos de retorno.

Tabela 5-6 – Prejuízos potenciais por TR – condição atual

Cobertura (TR)	Área de risco (m ²)	prejuízo correspondente à cheia máxima	prejuízo correspondente à cheia máxima por m ² de área de risco	prejuízo correspondente à cheia máxima por km ² de bacia contribuinte (18.3 km ²)
10 anos	218.908	R\$ 11.744.764,00	R\$ 53,65	R\$ 641.790,38
25 anos	224.460	R\$ 14.029.124,00	R\$ 62,50	R\$ 766.618,80
50 anos	239.600	R\$ 18.436.854,00	R\$ 76,95	R\$ 1.007.478,36
100 anos	246.596	R\$ 20.430.260,00	R\$ 82,85	R\$ 1.116.407,65

Tabela 5-7 – Prejuízos potenciais por TR – condição futura

Cobertura (TR)	Área de risco (m ²)	prejuízo correspondente à cheia máxima	prejuízo correspondente à cheia máxima por m ² de área de risco	prejuízo correspondente à cheia máxima por km ² de bacia contribuinte (18.3 km ²)
10 anos	243.932	R\$ 20.103.234,00	R\$ 82,41	R\$ 1.098.537,38
25 anos	254.196	R\$ 20.625.232,00	R\$ 81,14	R\$ 1.127.061,86
50 anos	263.640	R\$ 26.183.044,00	R\$ 99,31	R\$ 1.430.767,43
100 anos	268.068	R\$ 28.017.029,00	R\$ 104,51	R\$ 1.530.985,19

Figura 5-31 – Curva de prejuízo potencial obtida para a bacia do córrego do Gregório – condição atual

Figura 5-32 – Curva de prejuízo potencial obtida para a bacia do córrego do Gregório – condição futura

O número de usuários afetado por inundações na bacia do Gregório foi estimado com base na área de inundação da cheia máxima estudada nas simulações do risco, a qual está apresentada na **Tabela 5-6**. Os resultados das simulações indicaram que a área de inundação correspondente à mancha de período de retorno de 100 anos é de 268.068 m². Sobreposta ao mapa viário da bacia, esta área corresponde a aproximadamente 75 quarteirões, ou a, aproximadamente, 1800 lotes. Este é o número aproximado de usuários da bacia localizados dentro da área de risco da inundação de 100 anos.

5.6. Simulações do modelo de seguros

Para as simulações do modelo de seguros, foram analisadas quatro faixas de cobertura, em função do período de retorno da cheia correspondente. Os valores de TR analisados foram 10, 25, 50 e 100 anos. Para cada análise, foi avaliado o prêmio de seguro capaz de possibilitar

o ressarcimento dos prejuízos para um cenário de 50 anos. Foram avaliados, ao todo, 30 cenários para cada faixa de cobertura.

Dados obtidos por Righetto e Mendiondo (2004) por meio de entrevistas indicaram que os usuários da bacia do córrego do Gregório estariam dispostos a pagar, em média, prêmios de seguros anuais de no máximo R\$ 1.000,00 para terem ressarcidos os seus prejuízos por inundações. Este valor foi utilizado como VDP nas simulações iniciais do fundo de seguros. No entanto, o VDP calculado desta forma – que resultou no valor de R\$ 1.800.000,00, ou R\$ 6,71 / m² de área de risco – mostrou ser ineficiente mesmo para a cobertura mais baixa, de TR = 10 anos. Isto é um indicativo da baixa percepção do risco dos usuários, já mencionada anteriormente, na revisão bibliográfica. Este quadro poderia ser revertido com base em uma percepção do risco mais adequada à realidade, por parte dos usuários, resultando em um VDP também mais adequado à real dimensão do risco. O critério de análise do fundo de seguros com base no VDP ficou, a princípio, comprometido.

Deste modo, procedeu-se à análise de cada faixa de cobertura sem impor a restrição de que o prêmio de seguros fosse menor ou igual ao VDP (**Equação 4-3**), a fim de avaliar qual o prêmio ótimo capaz de proporcionar cada cobertura pretendida. Nesta análise, a função objetivo para otimização do prêmio, definida pela **Equação 4-41**, permaneceu inalterada, bem como as restrições referentes ao saldo armazenado, descritas pelas **Equações 4-44 e 4-45**. Os resultados estão apresentados na **Tabela 5-7**, de três formas: em valores absolutos, em unidades monetárias por m² da área de risco e em unidades monetárias por km² de bacia contribuinte. A curva de prejuízo atual da bacia (**Figura 5-31**) foi utilizada para os 10 primeiros anos de operação do fundo de seguros. A partir do 11º ano foi utilizada a curva de prejuízo futura (**Figura 5-32**).

Tabela 5-8 – Prêmios de seguro obtidos por otimização para cada faixa de cobertura avaliada

Cobertura (TR)	Área de risco (m ²)	prêmio otimizado médio dos cenários avaliados (R\$)	prêmio otimizado médio dos cenários avaliados (R\$/ m ² de área de risco)	prêmio otimizado médio dos cenários avaliados (R\$/km ² de bacia contribuinte)
10 anos	243.932	R\$ 2.537.717,99	R\$ 10,10	R\$ 134.588,95
25 anos	254.196	R\$ 2.721.112,26	R\$ 9,79	R\$ 136.030,33
50 anos	263.640	R\$ 2.750.427,69	R\$ 9,45	R\$ 136.138,77
100 anos	268.068	R\$ 2.776.916,88	R\$ 9,29	R\$ 136.146,97

Observa-se uma variação relativamente pequena, de 9,5% entre os prêmios para a cobertura de 10 e 100 anos. As causas prováveis podem ser: (a) a alta declividade da bacia hidrográfica, que faz com que a mancha de inundação restrinja-se às imediações do canal, mesmo para TR's mais altos; (b) a natureza de crescimento aproximadamente logarítmico da

curva de prejuízo na bacia, em que as maiores variações de prejuízo ocorrem para as menores faixas de período de retorno (**Figuras 5-31 e 5-32**); e/ou (c) em função dos parâmetros da distribuição de frequência adotados para a cheia máxima, que podem representar um resultado tendencioso, dada a muito curta duração da série hidrológica disponível.

Também foi constatado que, devido ao progressivo aumento da área de risco em função do TR considerado, e à pequena variação do valor do prêmio entre os TR's, o prêmio por unidade de área de risco decresce com o aumento da cobertura.

As **Figuras 5-33 a 5-45** apresentam os resultados das simulações do fundo de seguros. Nos gráficos, as barras cinza mostram os prêmios ótimos obtidos na simulação do fundo em cada cenário; a linha azul mostra a média dos prêmios ótimos, que corresponde aos valores apresentados na **Tabela 5-8**; a linha verde mostra os prejuízos médios de cada um dos cenários simulados e a linha laranja mostra a média destes valores de prejuízo em todos os cenários. Para cada faixa de cobertura são mostrados três gráficos: em valores monetários totais, em valores monetários por m² de área de risco e por km² de área da bacia contribuinte.

Figura 5-33 – Análise dos cenários para a cobertura TR = 10 anos. Valores em unidades monetárias.

Figura 5-34 – Análise dos cenários para a cobertura TR = 10 anos. Valores em unidades monetárias por m² de área de risco.

Figura 5-35 – Análise dos cenários para a cobertura TR = 10 anos. Valores em unidades monetárias por km² de bacia contribuinte.

Figura 5-36 – Análise dos cenários para a cobertura TR = 25 anos. Valores em unidades monetárias.

Figura 5-37 – Análise dos cenários para a cobertura TR = 25 anos. Valores em unidades monetárias por m² de área de risco.

Figura 5-38 – Análise dos cenários para a cobertura TR = 25 anos. Valores em unidades monetárias por km² de bacia contribuinte.

Figura 5-39 – Análise dos cenários para a cobertura TR = 50 anos. Valores em unidades monetárias.

Figura 5-40 – Análise dos cenários para a cobertura TR = 50 anos. Valores em unidades monetárias por m² de área de risco.

Figura 5-41 – Análise dos cenários para a cobertura TR = 50 anos. Valores em unidades monetárias por km² de bacia contribuinte.

Figura 5-42 – Análise dos cenários para a cobertura TR = 100 anos. Valores em unidades monetárias.

Figura 5-43 – Análise dos cenários para a cobertura TR = 100 anos. Valores em unidades monetárias por m² de área de risco.

Figura 5-44 – Análise dos cenários para a cobertura TR = 100 anos. Valores em unidades monetárias por km² de bacia contribuinte.

5.6.1. Análise dos resultados do modelo de seguros com base na solvência e eficiência

A **Figura 5-45** ilustra, em uma simulação fictícia, a forma de análise dos cenários simulados com base na solvência e eficiência do fundo de seguros. No exemplo mostrado na Figura, é analisada a operação de num fundo com restrição de cobertura TR = 10 anos.

Os cenários em que a barra cinza – prêmio ótimo – é superior à linha azul – prêmio ótimo médio – são cenários ruins, porque o prêmio médio não seria capaz de proporcionar sustentabilidade ao fundo caso aquele cenário viesse a ocorrer. Os cenários em que o prêmio ótimo anual é inferior ao prêmio ótimo médio (linha azul), são cenários bons, pois a cobrança do prêmio médio possibilitaria, naquele cenário, o ressarcimento das perdas ao longo da

operação do fundo. A solvência é avaliada pela diferença entre o VDP e o valor médio do prêmio que será cobrado. A eficiência é avaliada pela razão entre o número de cenários favoráveis e o número total de cenários.

Figura 5-45 – Forma de análise do modelo de seguros com base na solvência e eficiência do fundo.

A eficiência obtida para o fundo de seguros simulado está apresentada na **Tabela 5-9**. A curva de eficiência do modelo de seguros está apresentada na **Figura 5-46**.

Tabela 5-9 – Prêmios de seguro obtidos por otimização para cada faixa de cobertura avaliada

Table content is obscured by a black box.

Figura 5-46 – Curva de eficiência do modelo de seguros.

A análise da eficiência revelou que, mesmo no melhor caso – que é a faixa de cobertura para TR de 10 anos, a eficiência do fundo de seguros foi de 50%, decaindo para 43,3% nas demais faixas. Isto ocorre porque, dada a distribuição de frequência adotada, os prejuízos calculados para a bacia foram de tal magnitude que a média dos prêmios ótimos calculados para o seu ressarcimento foi relativamente alta. Na prática, uma forma de melhorar a eficiência do sistema seria buscar medidas estruturais que possibilitassem proteger a bacia de modo que cheias de menor período de retorno não resultassem em prejuízos significativos.

Algumas possibilidades se apresentam para melhorar a eficiência do fundo. Se a bacia em estudo estivesse protegida estruturalmente de modo a amortecer os picos de cheia de TR's inferiores a dez anos, a ocorrência de prejuízos estaria associada somente a TR's mais altos e seria, portanto, menos frequente. Como resultado, a média do prêmio ótimo, em todos os cenários simulados, deveria ser reduzida, de modo que aumentaria a eficiência do fundo. É preciso considerar uma operação ótima do sistema entre investimentos em proteção e fundos de seguros para que se obtenha o melhor custo-benefício no processo de mitigação dos prejuízos.

Outra possibilidade é operar com um prêmio maior que o prêmio ótimo médio obtido para os cenários. Isto implicaria em maiores custos para os segurados, o que poderia não ser factível. Neste caso, poderia ser assumido um risco conjunto entre o segurado, o segurador, o ressegurador e o agente proporcionador de subsídios para a cobertura do prêmio. Decorre daí a importância da participação do resseguro nos processos de seguros para riscos hidrológicos extremos.

Há que ser considerado que os parâmetros da distribuição de frequência adotados foram baseados em uma série muito curta. A utilização de séries curtas para inferir parâmetros estatísticos é possível, porém, não é adequada para a previsão de períodos de retorno muito altos. Por outro lado, era esperado que o uso de uma distribuição de frequência de extremos resultasse em prêmios mais altos que os obtidos com o uso de outras distribuições. Righetto (2005) avaliou fundos de seguros com base em séries sintéticas geradas a partir de distribuição uniforme, e chegou a valores muito menores de prêmio ótimo – os resultados de seu trabalho foram da ordem de R\$ 10.000,00 a R\$ 50.000,00 por km² de bacia contribuinte para o valor do prêmio nos cenários avaliados. O autor não simulou manchas de inundação, mas adotou uma relação linear para o prejuízo total na bacia hidrográfica em função do nível de inundação na região do mercado municipal. A função de prejuízo utilizada foi obtida pela calibração de um ponto amostral, correspondente ao prejuízo declarado de R\$ 500.000,00 por 300 usuários do quadrilátero comercial localizado no centro da cidade de São Carlos. Nas simulações de Righetto, as inundações provocariam um prejuízo máximo na bacia da R\$ 2.000.000,00. Guardadas as proporções de área – o autor considerou a bacia parcialmente, com 13 km² – os valores obtidos ficaram abaixo dos simulados neste trabalho. Isto acontece em decorrência do método hidráulico-hidrológico de geração de manchas de inundação e também da distribuição de frequência utilizada, de extremos ao invés de uniforme.

A avaliação da solvência por meio do coeficiente de solvência fica comprometida quando os prêmios superam o VDP inicial, que foi o caso das simulações realizadas. Neste caso, para que seja mantido o VDP proposto pelos usuários, o único recurso seria obter outra fonte de financiamento, além dos próprios usuários de bacia. Isto poderia vir de resseguro, de subsídios ou de co-participação de outros usuários, que não os da área de risco. Alguns autores consideram a possibilidade de se utilizar uma política de prêmios graduais em função da localização do usuário na bacia hidrográfica. Neste caso, os usuários localizados fora das áreas de risco teriam participação nos prêmios devido à responsabilidade financeira relacionada à sua contribuição para a formação do escoamento. A princípio, esta proposta é mais factível na realidade do seguro obrigatório, por exemplo, embutido no imposto predial urbano. No entanto, muitos autores são contrários à política de obrigatoriedade, conforme foi discutido na revisão bibliográfica.

No capítulo seguinte são apresentadas conclusões acerca dos resultados apresentados.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O gerenciamento do risco de inundações é ainda muito incipiente na realidade das políticas públicas no Brasil. Catástrofes recentes ocorridas em decorrência de fortes chuvas em cidades brasileiras mostraram o quanto os sistemas vigentes estão despreparados para fazer frente aos riscos hidrológicos. O gerenciamento de desastres naturais deve contemplar as três fases do risco: antes, durante e depois do evento, com vistas à redução progressiva do risco enfocando suas três componentes: ameaça, vulnerabilidade e exposição.

A ameaça do evento pode ser reduzida com adequações e medidas compensatórias na bacia hidrográfica e na rede de macrodrenagem. Por sua vez, as medidas de planejamento urbano como leis de zoneamento agem na componente exposição, reduzindo os riscos. E por fim, medidas de proteção e alerta, como os sistemas de previsão em tempo real e alerta antecipado, integrados com planos de evacuação e proteção, contribuem para reduzir a vulnerabilidade.

Neste contexto, os fundos de seguros para inundações fazem parte das ações pré-evento, ou de mitigação, e atuam principalmente para redução da vulnerabilidade, aumentando a capacidade do sistema de fazer frente ao risco de inundações. A longo prazo, os fundos de seguros têm efeito também na mitigação dos danos, devido aos investimentos em proteção que eles possibilitam e aos subprodutos gerados no seu processo de implementação. As etapas relativas a este processo implicam na geração de manchas de inundação, mapas de risco de inundação e curvas de prejuízo potencial em função da probabilidade de ocorrência da inundação de magnitude pré-estabelecida, que são úteis tanto para medidas de controle da exposição, como leis de zoneamento, quanto para a análise custo-benefício de medidas de proteção na bacia hidrográfica.

Este trabalho buscou avaliar, do ponto de vista técnico, a viabilidade do uso de seguros para inundações como meio de transferir o risco associado a eventos de inundação extremos dos usuários da bacia para um fundo de seguros dimensionado para este fim. Isto foi feito por meio da análise criteriosa de cenários de longo prazo, com base em simulações hidráulico-hidrológicas de inundações com diferentes probabilidades de ocorrência. A metodologia foi testada em uma bacia hidrográfica localizada em área urbana, que sofre prejuízos frequentes com recorrentes inundações devido ao mau planejamento da urbanização.

Um ponto muito importante é o tipo de dano que o seguro pretende indenizar. As catástrofes devidas a eventos climáticos envolvem danos tangíveis e intangíveis, e os danos

tangíveis podem ser diretos ou indiretos. Danos intangíveis são aqueles que não podem ser quantificados em termos de valores monetários, como a perda de vidas humanas, os danos ambientais e o estado de tensão psicológica decorrente da situação de perigo de vida. Os danos tangíveis são aqueles que podem ser quantificados e expressos em unidades monetárias, e são classificados em: diretos, quando decorrem do contato direto da água da enchente com o bem danificado – por exemplo, os danos às residências e ao seu conteúdo, danos a automóveis, aos estoques, custos de limpeza, etc, ou indiretos, quando ocorrem posteriormente como consequência do evento de inundação – por exemplo, lucros cessantes devido à interrupção de atividades comerciais/industriais, desvalorização imobiliária das áreas atingidas, etc.

Deste modo, é de se esperar que os seguros para inundações sejam restritos aos danos tangíveis diretos. Isto já representa grande contribuição para o gerenciamento do risco de inundações, dado que a situação que se tem comumente nas cidades brasileiras é a carência de recursos financeiros até mesmo para o atendimento às vítimas durante o desastre, e uma carência generalizada de gerenciamento de recursos para as etapas antes e após a inundação e para a mitigação.

O modelo de seguros proposto é baseado no princípio de seguro indexado. Ao contrário de seguros comumente aplicados para bens, como automóveis e casas, os seguros para riscos de eventos naturais extremos envolvem a quantificação de prejuízos muito complexos, que nem sempre podem ser avaliados com precisão. A solução para este problema, que por muito tempo representou empecilho à implementação deste tipo de seguro, veio do setor agrícola, com a criação do seguro indexado. Neste tipo de seguro, o valor dos prejuízos é pré-avaliado em função da magnitude do evento extremo e de curvas de prejuízo determinadas para a área de risco por meio de modelagem e simulação do risco. Neste caso, o pagamento de indenizações é vinculado a uma determinada variável medida, para a qual é obtida, na modelagem, uma função entre a sua magnitude e o risco correspondente. No caso dos seguros para secas, por exemplo, o seguro indexado paga indenizações proporcionais aos índices pluviométricos. Seguros para furacões podem ter como variável indexada a velocidade dos ventos. E os seguros para inundações, por sua vez, são, neste trabalho, indexados ao período de retorno da cheia correspondente.

Os resultados das simulações hidrológicas e hidráulicas forneceram mapas de inundação e mapas de risco de inundação que podem ser utilizados como base para o planejamento do uso e ocupação do solo e para a análise custo-benefício de medidas de proteção contra inundações.

A mancha de inundação resultante das simulações mostrou a região do mercado municipal como a área mais afetada por inundações, o que pode ser observado nas **Figuras 5-11 a 5-20**. No entanto, as manchas revelaram também áreas críticas nas regiões do linígrafo e do SESC, ambas atualmente em processo de urbanização. A área de inundação para o máximo período de retorno máximo avaliado – TR = 100 anos – foi de 268.068 m², o que compreende aproximadamente 75 quarteirões e 1800 lotes.

Os mapas de risco de inundação, mostrados nas **Figuras 5-21 a 5-30**, revelaram prejuízos potenciais unitários, dentro da mancha de inundação de até R\$ 550,00 por m² de área inundada. Os prejuízos totais contabilizados para a mancha de inundação foram de 20 a 28 milhões de reais, para os períodos de retorno entre 10 e 100 anos. Os mapas de risco mostraram que a região do mercado municipal, além de ser mais afetada por inundações, apresentou também os maiores prejuízos potenciais, entre R\$ 400,00 e R\$ 550,00 por m². A região da foz do córrego merece especial atenção devido às alterações previstas no uso e ocupação do solo, que devem ocorrer no curto prazo. Isto vem aumentar a mancha de inundação e também provoca um incremento nos prejuízos potenciais, dado que a curva unitária para o uso residencial é superior à curva para áreas livres.

As simulações do fundo de seguros foram feitas para faixas de cobertura em função do período de retorno. O valor inicial do prêmio foi condicionado ao valor de disponibilidade de pagar, declarado pelos usuários, chamado VDP. O prêmio foi otimizado em cenários de longo prazo, simulados a partir de séries sintéticas geradas para a variável indexada – a vazão máxima anual. O valor do prêmio foi otimizado com base nos cenários simulados e nas condições de operação do fundo de seguros definidas. O VDP analisado para as simulações iniciais do fundo de seguros foi adotado com base em entrevistas realizadas no ano de 2004 (Righetto e Mendiondo, 2004), após a última inundação de maior porte observada na bacia hidrográfica de estudo, que elevou o nível d'água no córrego do Gregório em 1 metro acima no nível de transbordamento na região do mercado municipal de São Carlos. Os resultados destas entrevistas indicaram VDP's anuais de até R\$ 1.000,00 por usuário.

No presente trabalho foi obtida por simulação uma área de risco de 268.068 m², com aproximadamente 75 quarteirões para período de retorno TR = 100 anos, o que corresponde a, aproximadamente, 1800 usuários (lotes). Tomando por base o VDP obtido pelas entrevistas do estudo anterior, de Righetto e Mendiondo (2004), os valores obtidos para toda a bacia hidrográfica corresponderiam a um prêmio anual de aproximadamente R\$ 1.800.000,00. As simulações iniciais feitas com base neste VDP, no entanto, mostraram ser inviável a aplicação deste valor de prêmio, mesmo para a cobertura mais baixa avaliada, de TR = 10 anos. Nesta simulação, em que foi imposta a condição do valor do prêmio menor ou igual ao VDP como

restrição da função objetivo de otimização do prêmio, todos os cenários foram ineficientes. Isto significa dizer que, dadas as condições de distribuição de cheias máximas estudadas e, se forem considerados como usuários pagantes somente aqueles que estão instalados na zona de risco, o VDP individual declarado pelos usuários seria infactível para a sustentabilidade do fundo de seguros em um cenário de longo prazo. Alguns autores, no entanto, consideram que toda a bacia formadora de escoamento deve ser financeiramente responsável pelos prejuízos decorrentes de inundações. De fato, se forem considerados todos os lotes urbanos na área de drenagem da bacia, o prêmio de seguro poderia atender às expectativas de VDP identificadas nas entrevistas.

Os resultados mostrados na **Tabela 5-8** indicaram que os prêmios de seguro que possibilitariam a cobertura dos prejuízos relativos às cheias de períodos de retorno variáveis entre 10 e 100 anos foram da ordem de 2,5 a 2,8 milhões de reais. Estes valores correspondem em torno de R\$ 10,00 por m² de área de risco ou R\$ 140.000,00 por km² de bacia contribuinte para a formação do escoamento. Estes números superam entre 40 e 50% o VDP, para TR's entre 10 e 100 anos. Naturalmente, a percepção do risco dos usuários reflete a memória das últimas inundações. No caso da bacia do córrego do Gregório, não foram registradas nos últimos anos cheias com períodos de retorno extremos e este fato influencia o valor de disponibilidade a pagar por um fundo de seguros declarado pelos usuários da bacia.

Os resultados foram avaliados com base na eficiência do fundo de seguros para diferentes faixas de cobertura. A análise da eficiência foi feita por meio do coeficiente de eficiência, que avalia a probabilidade de ocorrência de um cenário favorável, em que o valor do prêmio ótimo é inferior ao valor médio dos prêmios otimizados de todos os cenários – considerando que o prêmio ótimo médio será o prêmio efetivamente cobrado dos segurados. Os coeficientes de eficiência obtidos para as faixas de cobertura simuladas foram de: 50% para a cobertura de 10 anos e 43,3 % para as coberturas de 25, 50 e 100 anos. Isto significa que, nos demais cenários, caso o prêmio cobrado fosse baseado no prêmio ótimo dos demais cenários, o fundo poderia ressarcir parcialmente os prejuízos da faixa de cobertura correspondente. A análise da solvência com base no VDP, dada pela diferença entre o prêmio que supostamente poderia ser cobrado – o VDP – e o prêmio otimizado, foi comprometida, dado que o VDP ficou aquém dos valores obtidos nas simulações para o prêmio ótimo.

Estes resultados corroboram a condição mundialmente adotada para a implementação de seguros para riscos de eventos naturais extremos, que é a existência do resseguro. Nos países em que o seguro para inundações é aplicado, o resseguro é tido como condição fundamental para a cobertura de prejuízos referentes a eventos extremos. Isto porque o ressegurador pulveriza os riscos espacialmente em uma área de risco e um número de cenários

probabilísticos muito maior que os cenários locais avaliados para cada seguro e pode, por isso, assumir riscos maiores. O resseguro é o seguro do seguro, ou seja, uma parcela dos prêmios recebidos é paga como seguro para outro fundo, que opera em escala espacial maior, e que irá arcar com a diferença dos prejuízos decorrentes dos eventos mais extremos. No Brasil o mercado segurador está aberto à operação de resseguradoras privadas desde 2007, a partir da sanção da Lei de Resseguros (Diário Oficial da União, 2007), o que representa um passo importante rumo à aplicação em larga escala de seguros para desastres naturais.

Tendo em vista o que foi exposto na metodologia e o que foi constatado nos resultados, as recomendações para a implantação de sistemas de seguros para inundações são:

- Dar continuidade ao monitoramento hidrológico na bacia, preferencialmente, em seções de montante e de jusante da área de estudo no canal principal. Isto permitirá a análise das probabilidades de ocorrência com base em cheias observadas, reduzindo a incerteza inerente à modelagem com base em chuvas de projeto. Além disso, séries hidrológicas mais longas possibilitarão um melhor ajuste de parâmetros para a geração de séries sintéticas de vazões máximas e conseqüente redução da incerteza na estimativa da solvência e eficiência do fundo de seguros. Séries de jusante permitirão, ainda, a simulação de modelos hidrodinâmicos que podem se adequar melhor à condição não-permanente do escoamento no canal.
- Fazer uma avaliação de custo-benefício para avaliar a operação ótima entre sistemas de proteção contra inundações e aplicação de fundos de seguros. Uma maior proteção da bacia, em termos estruturais, iria reduzir o risco associado a eventos de inundação por meio da redução da ameaça desses eventos e acarretaria em uma melhor eficiência do fundo de seguros, que seria acionado somente nos casos de ocorrência de eventos com TRs mais altos.
- Aplicar medidas compensatórias, tanto na bacia hidrográfica quanto em escala de lote, que visem minimizar o efeito da condição futura e permitir ao fundo de seguros operar com base em prêmios mais baixos. Pode-se lançar mão de: estruturas hidráulicas de contenção na bacia hidrográfica; adequações na calha do rio que promovam melhores condições de escoamento no canal; medidas de infiltração e retenção na origem para reduzir o escoamento superficial gerado pelos lotes.
- Testar a metodologia aplicada em outros cenários e avaliar suas variantes de operação. Em bacias hidrográficas com maiores séries hidrológicas, os cenários de longo prazo podem ser avaliados com maior precisão, dado que, para séries curtas, a análise de eventos de altos períodos de retorno fica comprometida. Isto se revela, nos resultados obtidos, na pequena variação entre os prejuízos médios para os cenários de 25, 50 e 100 anos. Com séries mais longas, podem ser testados modelos auto-regressivos, que considerem a interdependência entre eventos extremos em anos consecutivos.

- Testar a metodologia para séries parciais de vazões máximas. Isto porque as séries anuais podem ocultar valores da segunda ou terceira maior cheia anual, os quais podem superar os eventos máximos registrados em outros anos. Deste modo, propõe-se que seja testado um modelo de seguros em fluxo contínuo, que não seja vinculado à escala de tempo anual.
- Realizar um estudo sobre as possíveis incertezas relativas às vazões medidas na estação hidrometeorológica. Os valores dos parâmetros hidrológicos obtidos por calibração mostraram ser demasiado altos para as características da bacia e as causas devem ser investigadas, de modo a possibilitar a validação dos parâmetros calibrados. Especialmente na fase de urbanização em que a bacia se encontra, com canalização do córrego e alterações nas seções, é preciso determinar novas curvas-chave para o canal. O monitoramento de jusante é desejável, para que seja possível a simulação de modelos hidrodinâmicos do escoamento, com base em hidrogramas observados nas seções de jusante.
- Determinar os parâmetros da curva de prejuízo unitária – base para o cálculo da curva de prejuízo na bacia – com base nas residências e estabelecimentos de comércio serviços da bacia de estudo. Embora as edificações tenham sido classificadas segundo um critério válido nacionalmente, as curvas unitárias podem apresentar divergências na análise feita para diferentes municípios. Um estudo local para a determinação destas curvas é desejável e recomendado.
- Simular hidraulicamente a rede de drenagem para identificar pontos de alagamento e incorporar os resultados deste estudo nas políticas de gerenciamento do risco na bacia hidrográfica. Alagamento e inundação são, freqüentemente, tratados como sinônimos ou englobados juntos em outros termos como “enchente”; porém, estes termos referem-se, na verdade, a eventos hidráulicos distintos e, esta distinção é importante para a análise de fundos de seguros. Inundação é o transbordamento do rio para as áreas de várzea, e ocorre em consequência natural das chuvas, sendo, no entanto, agravado pela urbanização e pela impermeabilização de terrenos onde antes ocorria a infiltração das águas de chuva. Os alagamentos, por sua vez, são consequência da incapacidade das galerias e bueiros de drenagem de conduzir as águas de chuva até os rios e córregos, o que pode acontecer devido ao seu entupimento por lixo ou devido ao subdimensionamento da rede de drenagem. O alagamento pode ocorrer bem distante do rio, e é um fenômeno de muito mais difícil previsão e quantificação do que a inundação, pois a parcela de intervenção humana na sua ocorrência é muito maior do que na inundação. Devido às possibilidades de quantificação do risco bastante distintas nos dois processos, os seguros se aplicam a inundações e não a alagamentos. Deste modo, têm de haver ações de controle paralelas para tratar ambos os casos. Recomenda-se que

sejam aplicados modelos de simulação que possam simular o transbordamento das galerias para a identificação de alagamento na bacia, como o trabalho desenvolvido por Collodel (2009), para a identificação das áreas susceptíveis a alagamentos.

À população atingida pouco interessa saber a fonte, se alagamento ou inundação, apenas o prejuízo que se tem quando as águas sobem no interior das construções. No entanto, em termos de gerenciamento, alagamento e inundação são fenômenos muito distintos e de previsão e tratamento completamente diferentes. Embora normalmente não sejam seguráveis, os pontos de alagamento na bacia devem ser corretamente identificados e tratados, a fim de colaborar para o melhor gerenciamento do risco.

É também muito importante ressaltar que, geralmente, não se aplica o seguro para inundações a áreas irregularmente ocupadas, como as calhas dos rios que deveriam estar livres para o escoamento e, muitas vezes, são ocupadas por construções irregulares. Este é um problema de gerenciamento do risco de inundações em que o seguro não é aplicável, devendo ser tratado e combatido em âmbito de políticas públicas sociais adequadas.

Aos possíveis seguradores cabe a recomendação de ter em mente a possibilidade de ter, como segurado, o governo. Isto porque, muitas vezes, os moradores das áreas de risco, mesmo quando regularmente ocupadas, constituem a parcela de menor renda da população, e não têm condições de arcar com os custos do prêmio de seguros. Políticas de subsídio parcial ou integral podem ser requeridas para a implementação do fundo de seguros. Aos tomadores de decisão, cabe ressaltar que estes subsídios devem ser tidos com um investimento, no qual o retorno esperado é a certeza dos recursos financeiros para a fase de reconstrução após a ocorrência de eventos extremos. Catástrofes recentes ocorridas em cidades brasileiras mostraram que a população do país tem sido chamada a colaborar, por meio de depósitos e doações, para a arrecadação dos recursos até mesmo para o atendimento à população afetada durante as emergências. Estes acontecimentos justificam a implementação de fundos de seguros como investimentos de retorno muito superior ao valor investido.

Por fim, embora já tenha sido mencionado anteriormente, cabe novamente esclarecer que o objetivo deste estudo sobre seguros para inundações não é abrir um novo leque de opções para seguradoras, mas avaliar a possibilidade de utilizar este eficiente mecanismo de transferência do risco como medida de gerenciamento capaz de trazer sustentabilidade e resiliência econômica às áreas atingidas por inundações.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA NETO, P.; ESTEVES, R.L.; BORGES, A.C.; MENDIONDO, E.M. (2004) – Análise dos componentes do balanço hídrico em uma bacia urbana experimental. III Simpósio de Recursos Hídricos do Centro-Oeste, Goiânia-GO. 20-22 maio/2004.

ANDRADE, J.P.M. (2006). Previsão hidrometeorológica visando sistema de alerta antecipado de cheias em bacias urbanas. Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

ASSOCIAÇÃO CONTAS ABERTAS (2009) – *Chuvas: governo gastou apenas 13% com prevenção a desastres*. Periódico online, Brasília-DF. Na data de 15/09/2009, disponível em http://contasabertas.uol.com.br/noticias/detalhes_noticias.asp?auto=2826

AZEVEDO NETO; MARTINIANO, J. (1954) – Manual de Hidráulica.ed. Edgar Blucher. São Paulo, 680p.

BAPTISTA, M.B.; COELHO, M.M.L.P.; CIRILO, J.A. (2001) – Hidráulica aplicada. Coleção ABRH 8. Editora da Universidade / UFRGS. Porto Alegre, 619p.

BARBASSA, A. P. (1991) – Simulação do efeito da urbanização sobre a drenagem pluvial na cidade de São Carlos – SP. Tese de doutorado, EESC/USP, 328p.

BARBASSA, A.P.; PUGLIESE, P.B.; MOREIRA, J. (2005) – estudo de enchentes urbanas associando rede de monitoramento densa, SIG e modelo distribuído. Anais do XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. João Pessoa, Paraíba.

BARROS, M.T.L. (2005) – Plano de Bacia Urbana, relatório final. Caracterização da bacia do rio Cabuçu de Baixo. Convênio FINEP 01.02.0297.00.

BARROS, R.M, MENDIONDO, E.M.; WENDLAND, E.C (2007) – Cálculo de áreas inundáveis devido a enchentes para o Plano Diretor de Drenagem Urbana de São Carlos (PDDUSC) na bacia-escola do córrego do Gregório. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Vol. 12, n.2, 05-17pp. Abr/Jun 2007.

BARROS, R.M (2005) – Previsão de enchentes para o Plano Diretor de Drenagem Urbana de São Carlos (PDDUSC) na bacia do córrego do Gregório. Tese de doutorado, EESC/USP, 279p.

BJOERNSEN ENGENHARIA E CONSULTORIA; UNIVERSIDADE TÉCNICA DE HAMBURGO (TUHH) (2005) – Dokumentation zur Benutzeroberfläche Kalypso WSPM (Documentação para a interface de usuário do Kalypso WSPM).

BLANCHARD-BOEHM, R.D.; BERRY, K.A.; SHOWALTER, P.S. (2001) – Should flood insurance be mandatory? Insights in the wake of the 1997 new year's day flood in Reno-Sparks, Nevada. *Applied Geography*, Vol. 21, p. 199-221.

BOLDRIN, R.S. (2005) – Medidas de preservação de áreas verdes em cenários de desenvolvimento urbanos e seus impactos sobre as vazões. Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, João Pessoa, Paraíba.

BOOYSEN, H.J.; VILJOEN, M.F.; GDUT DE VILLIERS (1999). Methodology for the calculation of industrial flood damage and its application to an industry in Vereeniging, South Africa. *Water SA* V.25, n.1, 41-46pp. jan/1999.

BURBY, R.J. (2001) – Flood insurance and floodplain management: the US experience. *Environmental Hazards*, Vol. 3, p. 111-122.

BWK (2000) – Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau (Associação de Engenheiros de Recursos Hídricos, Gerenciamento de Resíduos Sólidos e Uso do Solo) – “*Simulação hidráulica de cursos d'água naturais – princípios básicos para a simulação permanente unidimensional do nível d'água de inundação*”.

BWK (2001) – Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau (Associação de Engenheiros de Recursos Hídricos, Gerenciamento de Resíduos Sólidos e Uso do Solo) – “*Potencial de dano de inundações*” (*Hochwasserschadenspotenziale*).

BURBY, R.J. (2001) – Flood insurance and floodplain management: the U.S. experience. *Environmental Hazards*, V.3, 111-122pp.

CAMPANA, N. E TUCCI, C.E.M. (1995) – Estimativa da área impermeável de macrobacias urbanas. RBE, Ca-derno de Recursos Hídricos V12 n.2 79-94pp.

CANHOLI, A.P. (2005). Drenagem urbana e controle de enchentes. Oficina de Textos. São Paulo, 302p.

CHANSON, H. (2004) – The hydraulics of open channel flow: an introduction. Segunda edição. Ed. Elsevier. Oxford, 585p.

CHARPETIER, A. (2008) – Insurability of climate risks. The Geneva Papers, 2008. V. 33, 91-109pp.

CHATTERTON, J.B.; PENNING-ROWSELL, E.C., 1981. Computer Modeling of Flood

Alleviation Benefits. Journal of Water Resources Planning and Management Division, ASCE 107 (2), 533–547pp.

CHOW, V.T. (1973) – Hidráulica dos canais abertos. McGraw Hill Kogakusha, International Student Edition, edição revisada. New York/Tokio.

COMISSÃO DAS COMUNIDADES EUROPÉIAS (2006). Proposta de diretiva do Parlamento Europeu e do Conselho relativa à avaliação e gestão das inundações. Seção 2006 (66). Bruxelas, 20 p.

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

CORTÊS, J.M. (2009) – Sistemática de auxílio à decisão para a seleção de alternativas de controle de inundações urbanas. Tese de doutorado. Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília – UNB.

CRICHTON, D. (2008) – Role of insurance in reducing flood risk. The Geneva Papers, Vol. 33, p. 117-132.

CRICHTON, D. (2005A) – Insurance and climate change. Anais in Conference on climate change, extreme events and coastal cities: Houston and London. Houston, Texas.

CRICHTON, D. (2005B) - Flood risk and insurance in England and Wales – are there lessons to be learned from Scotland. Technical Paper, Hazard Research Centre, Department of Earth Sciences, University College London. London, 209p.

CRICHTON, D. (1999). The risk triangle. In: Ingleton, J. (ed.) Natural Disaster Management. Tudor Rose Holdings Limited, Leicester, Inglaterra, pp. 102-103.

DEFESA CIVIL DO BRASIL (2006). Ministério da Integração Nacional – Secretaria Nacional de Defesa Civil, Brasília-DF. Nota de recomendação sobre desastres, publicada em website. www.defesacivil.gov.br/desastres/recomendacoes/inundacao.asp, acessado em 21/11/2006.

DEPARTMENT OF NATURAL RESOURCES AND MINES (2002) – Guidance on the assessment of tangible flood damages. Queensland Government Bulletin. Governo do Estado de Queensland, Austrália, 21p.

DIÁRIO OFICIAL DA UNIÃO (2007) – Política de resseguro. Lei Complementar n. 126 de 15 de janeiro de 2007.

DVWK, DEUTSCHER VERBAND FÜR WASSERWIRTSCHAFT UND KULTURBAU E.V. (ASSOCIAÇÃO ALEMÃ PARA GERENCIAMENTO DOS RECURSOS HÍDRICOS E CULTIVO DO SOLO, 1991). Merkblätter zur Wasserwirtschaft (Memorando para o gerenciamento dos recursos hídricos), Heft 220 (Publicação 220): Hydraulische Berechnung von Fließgewässern (simulação hidráulica de rios), Bonn, Alemanha.

DUTTA, D.; HERATH, S. & MUSIAKE, K. (2003) – A mathematical model for flood loss estimation. *Journal of Hydrology*, Vol. 277, 24-49pp.

ECKESTEIN, O (1958) – Water resources development: the economics of project evaluation. Cambridge, Massachussets, Harvard University Press.

ESTEVES, R.L.; MENDIONDO, E.M. (2003) – Análise comparativa entre equações e observações do tempo de concentração em uma bacia urbana de São Carlos, SP. XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Curitiba-PR, novembro de 2003.

FRENCH, R.H. Open Channel hydraulics. Ed. McGray Hill, 1985.

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA – FCTH. *CABC – Análise de Bacias Complexas – manual do usuário*. São Paulo – SP, 68p.

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA – FCTH. *C-LIV – Condutos livres – manual do usuário*. São Paulo – SP, 116p.

GOERL, R.F.; KOBIYAMA, M. (2005). Considerações sobre as inundações no Brasil. XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos – Associação Brasileira de Recursos Hídricos. João Pessoa-PB.

GRACIOSA, M.C.P.; MENDIONDO, E.M. (2007) – Gestão do risco de inundações no contexto de bacias urbanas brasileiras. Artigo submetido para VIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Associação Brasileira de Recursos Hídricos, ABRH.

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2002) – *Pesquisa Nacional de Saneamento Básico*. Rio de Janeiro-RJ, 398p.

JAMES, D.L.; LEE, R.R. (1971) – Economics of ware resources planning. McGraw Hill Publishing Company.

JUNG, T. (2008) – Kalypso – Numerische Modelierung (Kalypso – Simulação numérica). Palestra apresentada em Bjoernsen Consultoria e Engenharia, Koblenz, Alemanha, Setembro de 2008.

KHALIL F.A.; WHON, H.; LALL, U; MIRANDA, M.; SKEES, J. (2006). El Niño-Southern oscillation – based index insurance for floods: statistical risk analysis and application to Peru.

KATES, R.W. (1965) – Industrial flood losses: damage estimation in Lehigh Valle, Chicago. University of Chicago, Department of Geography. Research paper n.98.

LIMA, J.C. (2003) – Avaliação dos riscos e danos de inundação e do impacto da adoção de medidas não estruturais em Itajubá-MG. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, 180p.

LIMA, G., BOLDRIN, R.S., MENDIONDO, E.M.; MAUAD, F.F. (2007) – Análise de incertezas de observações hidrológicas e sua influência na modelagem de pequenas bacias urbanas. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, V. 12 N. 1 – Jan/Mar 2007, p.107-116.

MACHADO E. S. (1981) – Modelo hidrológico determinístico para bacias urbanas. Dissertação de mestrado EESC/USP. 286p.

MACHADO, M.L.; NASCIMENTO, N.; BAPTISTA, M.; GONÇALVES, M.; SILVA, ADRIANO.; LIMA, J.C.; DIAS, R.; SILVA, ANDERSON; (2005); MACHADO, E.; FERNANDES, W. (2005). Curvas de danos de inundação versus profundidade de submersão: desenvolvimento de uma metodologia. Revista REGA, V.2, n.1, 35-52pp., jan/jun 2005.

MENDES, H.C. (2005) – Levantamento histórico de inundações na bacia do córrego do Gregório a partir de notícias de jornal. Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MENDIONDO, E.M. (2007) – Elementos de cálculo do IPTU hidrológico. Mini-curso em VII ENCONTRO NACIONAL DE ÁGUAS URBANAS – ENAU, São Carlos.

MENDIONDO, E.M. (2006) – An overview on flood risk management. Revista Minerva Ciência e Tecnologia. São Carlos. Vol. 2, n.2 p.131-143.

MICHEL-KERJAN, E.; MORLAYE, F. (2008) – Extreme events, global warming and insurance – linked securities: how to trigger the „tipping point“. The Geneva Papers, V. 33, p. 153-176.

MUNICH RE (2002) – Topics annual review – Natural Catastrophes. Vol. 10.

NAGHETTINI, M.; PINTO, E.J.A. (2007). Hidrologia estatística. Editora da CPRM – Serviço Geológico do Brasil. Belo Horizonte, 552p.

NATURAL RESOURCES CONSERVATION SERVICE, CONSERVATION ENGINEERING DIVISION (1976). Urban Hydrology for Small Watersheds. Technical Release 55.

OHNUMA JR., A.A.; ANDRADE, J.P.M.; MENDIONDO, E.M. (2007) “Monitoramento

quantitativo de águas pluviais em lote domiciliar urbano”. In: Anais eletrônicos do VII Encontro Nacional de Águas Urbanas - ENAU/ABRH. São Carlos, SP – 30 de maio a 1º de junho de 2007.

PASCHE, E. (2002A) – Anwenderbeschreibung – Wasserspiegellagenprogramm Kalypso WSPM – Teoretische Grundlagen des Rechenkerns Kalypso-1D (Manual do usuário – programa de simulação do nível d’água Kalypso WSPM – base teórica da simulação com Kalypso-1D).

PASCHE, E. (2007) – Teoretische Grundlagen des WSPM Rechenkerns (Fundamentos teórica do modelo de simulação do nível d’água WSPM).

PLATE, E.J. (2002) – Flood risk and flood management. Journal of Hydrology, V.267, p. 2-11.

PILAR, J.V.; MENDIONDO, E.M.; LANNA, A.E. (1995). Um modelo de seguro agrícola para a gestão de riscos na agricultura em Sequeiro. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, RBRH, V.6, n.1, jan/mar 2001, 83-94pp.

POLIDO, W. (2005) – Seguros para riscos ambientais. Editora Revista dos Tribunais. São Paulo, 637p.

PORTO, R.M. (1995) – Hidráulica básica. Editora Edusp. São Carlos, 519p.

PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO CARLOS (2008). Página de internet. www.saocarlos.sp.gov.br

PYNN, R. E LJUNG, G.M. (1999) – Flood insurance: a survey of Grand Forks, North Dakota, Homeowners. Applied Behavioral Science Review, Vol. 7, N. 2, p. 171-180.

RIBEIRO, C.A.G.; MENDIONDO, E.M. (2005a). Metodologia de Instrumentos Legais na Criação de Associação de Usuários de Bacias de Águas Urbanas: um Estudo de caso da Bacia do Tijuco Preto, São Carlos/SP. In: XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2005, João Pessoa. XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos.

RIBEIRO, C.A.G.; MENDIONDO, E.M. (2005b). Limitações e Alcances do Conceito de Hidrossolidariedade no Contexto de Águas Urbanas: Um estudo de caso da criação da Associação Amigos da Bacia do Tijuco Preto. In: VI Encontro Nacional de Águas Urbanas, 2005, Belo Horizonte. VI Encontro Nacional de Águas Urbanas, 2005. v. 1.

RIGHETTO, J.M. (2005) – Modelo de seguro par a riscos hidrológicos no contexto do gerenciamento integrado de bacias hidrográficas. Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

RIGHETTO, J.M.; MENDIONDO, E.M. (2004) – Avaliação de riscos hidrológicos: principais danos e causas e proposta de seguros contra enchentes. III Simpósio de Recursos Hídricos do Centro-Oeste. Goiânia, 2004.

RIGHETTO, J.M.; MENDIONDO, E.M. (2007) – Modelo de seguro para riscos hidrológicos no contexto de manejo integrado de bacias hidrográficas. Revista Brasileira de Recursos Hídricos.

SILVA, K.A. (1998) – Modelagem da transformação chuva-vazão em uma pequena bacia urbana: análise de incertezas. Dissertação de mestrado EESC/USP. 115p, 1998.

SILVA, K.A. (2003) – Análise da variabilidade espacial de precipitação e parâmetros hidrológicos em bacia experimental: estudo da transformação da chuva em uma pequena bacia hidrográfica urbana. Tese de doutorado, EESC/USP, 419 p.

SILVEIRA, A.L.L. (1998). *Hidrologia urbana no Brasil*. In Drenagem Urbana – Gerenciamento, Simulação e Controle. Ed. da UFRGS, ABRH – Associação Brasileira de Recursos Hídricos. Porto Alegre, 203p.

SIMONOVIC, S.P. (2005) – The disaster resilient city: a water management challenge. Sustainable Water Management Solutions for Large Cities. Proceedints of symposium S2 held during the seventy IAHS Scientific Assembly at Foz do Iguaçu, Brasil. IAHS Publ. 293, 2005.

SOUZA, T.F. (2008) – Drenagem urbana sob cenários de longo prazo visando incentivos ambientais. Dissertação de mestrado, EESC/USP, 253p.

SOUZA, T.F.; CAMPOS, P.F.C.; MENDIONDO, E.M. (2007) – Avaliação dos riscos de inundações por meio de índices de perigo. In: Anais eletrônicos do VII Encontro Nacional de Águas Urbanas - ENAU/ABRH. São Carlos, SP – 30 de maio a 1º de junho de 2007.

THIEKEN, A.H.; PETROW, T.; KREIBICH, H.; MERZ, B. (2006) – Insurability and mitigation of flood losses in private households in Germany. Risk Analysis, Vol. 26, n. 2, p. 383-395.

TREBY, E.J.; CLARK, M.J.; PRIEST, S.J. (2007) – Confronting flood risk: implications for insurance and risk transfer. Journal of Environmental Management, Vol. 81, p. 351-359.

TUCCI, C.E.M. (2002) – Regionalização de vazões. Ed. da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS. Porto Alegre, 256p.

TUCCI, C.E.M.; GENZ, F. (1995) – Controle do impacto da urbanização, em Drenagem Urbana, Ed. ABRH, UFRGS, orgs. Tucci, C.E.M.; Porto, R.L.L. e Barros, M.T.L., Porto Alegre, 428p.

- TUCCI, C.E.M. (2007) – Inundações urbanas. Ed. ABRH/RHAMA, Porto Alegre, 393 p.
- TUCCI, C.E.M. (2005) – Modelos Hidrológicos. Editora da Universidade / UFRGS. Porto Alegre.
- TUCCI, C.E.M. (1993) – Hidrologia – Ciência e aplicação. Editora da Universidade / UFRGS. Porto Alegre.
- UFRGS/UFPel/FURG (2004) – IPH-S1 – Manual de fundamentos. Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Instituto de Pesquisas Hidráulicas – IPH; Universidade Federal de Pelotas – UFPel, Faculdade de Engenharia Agrícola; Fundação Universidade Federal do Rio Grande – FURG, Setor de Hidráulica e Saneamento – DFIS. Porto Alegre, 42p.
- UNESCO (2005) – Concept paper on “Internatinal Flood Iniciative”. World Meteorological Organization, Geneva, 20p.
- UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS (2008) – *Hydrologic Modelling System – user’s manual*. Institute of Water Resources, Hydrologic Engineering Center. Davis, CA, 278p.
- UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS (2002) – *Hydrologic Modelling System – applications guide*. Institute of Water Resources, Hydrologic Engineering Center. Davis, CA, 106p.
- UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY – EPA (2009A) – *Storm Water Management Model user’s Manual*. National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati, OH, 276p.
- UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY – EPA (2009B) – *Storm Water Management Model applications manual*. National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati, OH, 115p.
- UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY – EPA (2006) – *Storm Water Management Model quality assurance report – dynamic wave flow routing*. National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati, OH, 115p.
- VIEIRA, V.P.P.B. (2005). *Análise do risco em recursos hídricos: fundamentos e aplicações*. Coleção ABRH de Recursos Hídricos, Vol. 10, ed. ABRH. Porto Alegre, 361p.
- WARD, R.E.T., HERWEIJER, C., PATMORE, N.; MUIR-WOOD, R. (2008) – The role of insurers in promoting adaptation to the impacts of climate change. The Geneva Papers, Vol. 33, p. 133-139.
- WESTENBERGER, R (1995) – Solvência de seguradoras. Universidade Federal do rio de Janeiro, Relatório COPPEAD n. 197, 12p.