

**ANÁLISE DA VARIAÇÃO DOS HIDROGRAMAS DE CHEIA
NA BACIA DO CÓRREGO GRANDE**

CAIO BRITO PERES

Orientadora: Nadia Bernardi Bonumá

2015.1



Caio Brito Peres

**ANÁLISE DA VARIAÇÃO DOS HIDROGRAMAS DE CHEIA
NA BACIA DO CÓRREGO GRANDE**

Trabalho de conclusão de curso
submetido ao Departamento de
Engenharia Sanitária e Ambiental da
Universidade Federal de Santa
Catarina para obtenção do título de
engenheiro sanitarista e ambiental.
Orientadora: Prof^a. Dr^a. Nadia Bernardi
Bonumá.

Florianópolis
2015

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Brito Peres, Caio

Análise da variação dos hidrogramas de cheia na bacia do Córrego Grande / Caio Brito Peres ; orientador, Nadia Bernardi Bonumá - Florianópolis, SC, 2015

139 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental.

Inclui referências

1. Engenharia Sanitária e Ambiental. 2. Análise de sensibilidade. 3. Modelo HEC-HMS. 4. Modelos de escoamento. 5. Chuvas de projeto. I. Bernardi Bonumá, Nadia. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental. III. Título.

Caio Brito Peres

ANÁLISE DA VARIAÇÃO DOS HIDROGRAMAS DE CHEIA NA BACIA DO CÓRREGO GRANDE

Este Trabalho de conclusão de curso foi julgado adequado para obtenção do Título de engenheiro sanitarista e ambiental, e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental

Florianópolis, 08 de julho de 2015.

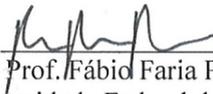


Prof. Nádia Bernardi Bonumá, Dr.
Orientadora
Universidade Federal de Santa Catarina

Banca Examinadora:



Prof.^a César Augusto Pompeó, Dr.^a
Universidade Federal de Santa Catarina



Prof. Fábio Faria Pereira, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais Claudius e Joana, por todos os sacrifícios feitos ao longo dos anos para o meu crescimento.

À minha namorada Mayra de Mattos, pelo amor, amizade e paciência, em especial nos momentos difíceis durante o desenvolvimento desse trabalho.

Aos meus amigos de Florianópolis, de Campo Grande ou de ao redor do mundo, pelo companheirismo, risadas e momentos que jamais esquecerei.

Aos meus professores, em especial aos bons professores.

À minha orientadora Prof^a Nadia, pelos conselhos e ensinamentos.

Ao acaso, por me fazer cruzar com tanta gente inspiradora ao longo desses vinte e três anos.

RESUMO

O cálculo das vazões máximas para o dimensionamento de estruturas hidráulicas em bacias com ausência de dados históricos é feito em geral de maneira indireta a partir de modelos matemáticos chuva-vazão. O presente trabalho consiste em analisar as variações do modelo hidrológico HEC-HMS para diferentes métodos de distribuição temporal da chuva de projeto e a modelos de propagação da onda de cheia. A área de estudo compreende a bacia hidrográfica do Córrego Grande, uma pequena bacia hidrográfica localizada na região central do Município de Florianópolis. Foram construídos 72 hidrogramas sintéticos da bacia de estudo, com o auxílio do software ArcGIS para a definição dos parâmetros de entrada no modelo. Foram utilizados os métodos CN-SCS de separação do escoamento superficial; hidrograma unitário sintético do SCS; tempo de retardo do CN-Lag, e variados quanto aos parâmetros tempo de retorno, tempo de duração da chuva, ao modelo de escoamento – Onda Cinemática e Muskingum-Cunge - e método de distribuição temporal da chuva de projeto - Blocos Alternados e Huff 4º quartil na construção dos hidrogramas. Os resultados mostraram que: os modelos construídos para os tempos de retorno utilizando o método dos blocos alternado apresentaram tempo de duração de chuva diferentes, e por isso não puderam ser comparados; o modelo Muskingum-Cunge aparentemente simulou o escoamento no rio Córrego Grande de maneira mais adequada que o Onda Cinemática; as chuvas criadas pelo método de Huff 4º quartil acarretaram em maiores valores de vazão de pico para um tempo de duração de até 150 min; as chuvas criadas pelo método dos Blocos Alternados levaram a um comportamento da vazão de pico diretamente proporcional ao tempo de duração, superestimando as vazões de cheia. Com base nesses resultados, foram feitas recomendações para o uso de modelos hidrológicos na bacia de estudo.

Palavras-chave: Análise de sensibilidade. Modelagem hidrológica. Modelo HEC-HMS. Propagação de onda de cheia. Distribuição temporal da chuva de projeto.

ABSTRACT

Hydraulic structures design in regions with no flow records usually employ models based on rainfall frequency to assess flood values. In this paper, an analysis of the hydrological model HEC-HMS for different routing and design storms' time-distribution methods is presented. The model was applied to Córrego Grande basin, a small watershed with no flow records located in the city of Florianópolis, Brasil. A total of 72 models were created, with the parameters needed for the model estimated using ArcGIS. The models were created based on the CN-SCS runoff method; the SCS unit hydrograph, and the CN-Lag time, and varied the values of return period and rainfall duration time, and the methods used for channel routing – Kinematic wave and Muskingum-Cunge – and design storms' time-distribution methods – Huff 4th Quartile and Alternating Block. Results show that: for a return period of five years, the models were created by different rainfall duration times and therefore couldn't be effectively compared; the Muskingum-Cunge modelled channel routing better than Kinematic Wave; for rainfall with less than 180 minutes, higher peak flows values were found for models created with the Huff 4th Quartile design storms; Alternated Blocks design storms resulted in higher peak flows when the duration was higher than 180 minutes, but it was due to the constancy of the precipitation peak which led to peak overestimation. Based on the results, some recommendations were made for the use of hydrologic models in the study area.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Representação esquemática do ciclo hidrológico	22
Figura 2. Metodologia do trabalho realizado	31
Figura 3. Mapa de localização da BHCG.	33
Figura 4. Mapa Hipsométrico da BHCG.	34
Figura 5. Mapa de Declividades da BHCG	35
Figura 6. Mapa de Uso de Solo da BHCG.....	37
Figura 7. Mapa pedológico da BHCG.	38
Figura 8. Modelo construído para a BHCG	40
Figura 9. Tipo hidrológico dos solos da BHCG.	45
Figura 10. Mapa de CN da BHCG.....	46
Figura 11. Isoietas de probabilidades das curvas de distribuição temporal.	50
Figura 12. Descontinuidade na equação IDF de Florianópolis.	51
Figura 13. Efeitos da propagação da cheia em canais.....	52
Figura 14. Parâmetros α e m de acordo com a geometria hidráulica.	58
Figura 15. Vazões de pico calculadas.	61
Figura 16. Modelos de escoamento Ondas Cinemáticas e Muskingum-Cunge: diferenças das vazões de pico.	64
Figura 17. Exemplos da modelagem do escoamento para o trecho R1.....	66
Figura 18. Exemplos da modelagem do escoamento para o trecho R7.....	67
Figura 19. Relação entre volume infiltrado e volume precipitado.	68
Figura 20. Comparação dos modelos Muskingum-Cunge e Onda Cinemática com o modelo hidrodinâmico HEC-RAS	70
Figura 21. Exemplo de hidrogramas gerados a partir das chuvas construídas por diferentes metodologias	71
Figura 22: Blocos Alternados e Huff do 4º Quartil: diferenças das vazões de pico.....	72

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Descrição de estudos de sensibilidade presentes na bibliografia.	28
Tabela 2. Descrição dos tipos de solo encontrados na bacia do Córrego Grande.	38
Tabela 3. Escalas e resoluções espaciais das bases utilizadas.	39
Tabela 4. Características das sub-bacias do modelo.	41
Tabela 5. Características dos canais de drenagem do modelo.	41
Tabela 6. Hidrograma Unitário Adimensional do SCS.....	43
Tabela 7. Tipo hidrológico dos solos presentes na bacia do Córrego Grande. ..	45
Tabela 8. Tempos de retorno adotados para projeto de estrutura de drenagem.	48
Tabela 9. Recomendações do valor de D (Dias de Paiva, 2010).	49
Tabela 10. Critérios de eficiência calculados	71

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

A – Área da seção
APL-E – Área de Preservação com Uso Limitado de Encostas
APP – Áreas de Preservação Permanente
B – Largura do fundo do Canal
BHCG – Bacia Hidrográfica do Córrego Grande
C – Celeridade da onda
CECCA – Centro de Estudos de Cultura e Cidadania
CELESC – Centrais Elétricas de Santa Catarina CELESC
CN – *Curve Number*
D – Duração da chuva unitária
D – Tempo de duração da chuva efetiva
E% – Erro percentual da vazão de pico
g – Aceleração da gravidade
HEC – *Hydrologic Engineering Center*
HMS – *Hydrologic Modeling System*
I – Vazão de entrada
IDF – Intensidade-Duração-frequência
IPUF – Instituto de Planejamento Urbano de Florianópolis
K_f – Fator para a validação do uso do modelo Onda Cinemática.
L – Comprimento do trecho do canal
L_{flow} – Comprimento do maior percurso hidráulico da sub-bacia.
MDT – Mapa Digital do Terreno
n – Número de Manning
NRCS – *National Resources Conservation Service*
NS – Coeficiente de Nash-Stucliffè
P – Precipitação total
Q – Vazão de saída
Q_{EF} – Precipitação efetiva
Q_M – Vazão média simulada no HEC-RAS
Q_m – Vazão simulado no HEC-HMS
Q_O – Vazão simulada no HEC-RAS
Q_{P,m} – Vazão de pico simulado no HEC-HMS
Q_{P,O} – Vazão de pico simulado no HEC-RAS
R_h – Raio hidráulico da seção
S_{L_{flow}}: Declividade do maior percurso hidráulico da sub-bacia.
S₀ – Declividade do fundo do rio
SCS – *Soil Conserveation Service*
S_f – Declividade de atrito

SIG – Sistema de Informação Geográficas
S_S – Capacidade máxima na camada superior do solo
t_B – Tempo de base
t_C – Tempo de concentração
t_d – Tempo de duração da chuva
t_E – Tempo de recessão
TELESC – Telecomunicações de Santa Catarina S/A
TIN – *Triangulate Irregular Network*
t_{LAG} – Tempo de retardo
t_M – Tempo de ascensão
t_p – Tempo de pico
TR – Tempo de retorno
UDESC – Universidade do Estado de Santa Catarina
UFSC – Universidade Federal de Santa Catarina
USACE – *United States Army Corps of Engineers*
V – Velocidade média em um trecho
Δt – Intervalo de tempo
Δx – Comprimento do volume de controle
ΔZ – Variação do momento linear
β – Coeficiente de correlação do momento linear
ρ — Massa específica da água

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	19
1.1	OBJETIVOS	20
1.1.1	<i>Objetivo Geral.....</i>	20
1.1.2	<i>Objetivos Específicos.....</i>	20
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
2.1	INUNDAÇÕES URBANAS.....	21
2.2	MODELOS HIDROLÓGICOS.....	23
2.2.1	<i>Aplicação do SIG em Modelos Hidrológicos.....</i>	24
2.2.2	<i>Modelos Chuva-vazão</i>	25
2.2.3	<i>O Modelo HEC-HMS.....</i>	27
2.2.4	<i>Estudos de sensibilidade de hidrogramas de cheia</i>	28
3	MATERIAIS E MÉTODOS	31
3.1	SOFTWARES	32
3.2	ÁREA DE ESTUDO	32
3.2.1	<i>Morfologia.....</i>	33
3.2.2	<i>Uso e Ocupação do Solo.....</i>	36
3.2.3	<i>Tipo do Solo.....</i>	37
3.3	CONSTRUÇÃO DO MODELO FÍSICO DA BACIA	39
3.4	CONSTRUÇÃO DO MODELO HIDROLÓGICO CHUVA-VAZÃO.....	42
3.4.1	<i>Definição do hidrograma unitário.....</i>	42
3.4.2	<i>Separação da chuva efetiva</i>	44
3.4.3	<i>Estimativas do tempo de concentração.....</i>	47
3.5	CHUVA DE PROJETO.....	47
3.5.1	<i>Método dos Blocos Alternados</i>	49
3.5.2	<i>Método Huff dos Quartis</i>	50
3.5.3	<i>Interpretação das chuvas de projeto construídas</i>	51
3.6	PROPAGAÇÃO DE ONDAS DE CHEIA	52
3.6.1	<i>Modelo Onda Cinemática.....</i>	54
3.6.2	<i>Modelo Muskingum e a sua modificação Muskingum-Cunge</i> <i>55</i>	
3.6.3	<i>Inserção dos Dados de Geometria de Canal no Software HEC-HMS.....</i>	57
3.6.4	<i>Comparação das respostas dos modelos de escoamento com o modelo hidrodinâmico HEC-RAS.....</i>	58
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	61

4.1	COMPARAÇÃO DOS HIDROGRAMAS PARA OS DIFERENTES TEMPOS DE DURAÇÃO DA CHUVA	63
4.2	COMPARAÇÃO DOS HIDROGRAMAS PARA OS DIFERENTES MODELOS DE ESCOAMENTO	63
4.3	COMPARAÇÃO DOS HIDROGRAMAS PARA OS DIFERENTES MÉTODOS DE DISTRIBUIÇÃO TEMPORAL DA CHUVA.....	71
5	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	75
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	77
7	APÊNDICES	83
8	ANEXOS	133

1 INTRODUÇÃO

De acordo com o Atlas Brasileiro de Desastres Naturais (2013), eventos de inundação afetaram no período de 1990 a 2012 mais de dois milhões de pessoas, sendo Santa Catarina o segundo maior estado em número de ocorrências, atrás apenas do estado de Minas Gerais. A vulnerabilidade local diante desses eventos traz anualmente prejuízos significantes a diversos municípios brasileiros, sendo nítida a necessidade de estudos e intervenções de engenharia nesse quesito.

A quantificação das vazões máximas e hidrogramas de projeto é um dos produtos mais importantes dos estudos de inundações, sendo um parâmetro essencial nos projetos de engenharia, tendo importância decisiva nos seus custos e na segurança (TUCCI, 2009). Devido a dificuldade de se modelar a dinâmica das águas na superfície das bacias e a ausência de dados históricos hidrometeorológicos de qualidade, essa quantificação é geralmente realizada a partir de modelos chuva-deflúvio, com métodos muitas vezes empíricos, construídos a partir de observações realizadas em bacias distantes da área de estudo.

O presente trabalho visa analisar as respostas do modelo, em termo de hidrograma no final da bacia, de diferentes métodos e parâmetros bastante utilizados na bibliografia para distribuição temporal da chuva de projeto e propagação das ondas de cheia.

Como área de estudo, foi escolhida a Bacia Hidrográfica do Córrego Grande (BHCG). Localizada na região central de Florianópolis, a bacia vem sofrendo alterações no seu tipo ocupação desde os anos 60, como consequência de um desenvolvimento urbano desorganizado sem respeitar os aspectos ambientais. A fragilidade da bacia nesse sentido se expôs após a aprovação, em 17 de janeiro de 2014, do Plano Diretor de Florianópolis, que permitiu uma urbanização mais intensa em algumas partes da bacia e gerou conflitos e preocupações na população local, entre outros motivos, quanto a capacidade da bacia de drenar águas provenientes de chuvas intensas.

O presente trabalho não pretende encontrar um valor consolidado de vazões máximas para a bacia do Córrego Grande, e nem sequer comparar a eficácia dos modelos utilizados. A proposta do trabalho é avaliar e compreender as variações da resposta da bacia partir das diferentes metodologias propostas.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Avaliar a variação do hidrograma de cheia da bacia do Córrego Grande para diferentes metodologias de propagação de onda de cheia e distribuição temporal da chuva de projeto.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Realizar a modelagem hidrológica da bacia do Córrego Grande para as diferentes metodologias e parâmetros propostos.
- Analisar as variações de cada hidrograma gerado, de acordo com as metodologias e parâmetros utilizados.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INUNDAÇÕES URBANAS

A água é um dos elementos mais importantes para o bem-estar humano, tendo ampla função na sociedade, desde a função básica biológica – nosso corpo contém 65% de água –, até papéis econômicos, como irrigação, transporte, dessedentação de animais, lazer, conforto climático, entre outros. A história nos revela que em geral os homens se estabelecem onde a água doce se mostra abundante – junto a lagos e rios. Prova disto são as primeiras grandes civilizações que surgiram nos vales de grandes rios – vale do Nilo no Egito, vale do Tigre-Eufrates na Mesopotâmia, vale do Indo no Paquistão, vale do rio Amarelo na China. (BRUNI, 1993). As cidades ao longo do seu desenvolvimento tiveram que aprender a não somente usar a água de maneira racional, mas como também respeitar o poder da água durante eventos extremos, como exposto por Quinto Jr. (2010):

Desde o surgimento das cidades há aproximadamente 6 mil anos, temos observado que a ocupação de áreas de risco tem sido uma constante na história das aglomerações urbanas. [...] A grande questão para as antigas civilizações estava intimamente relacionada à questão dos ciclos dos transbordamentos dos rios e o registro das séries históricas, que possibilitaram uma margem de segurança na localização das áreas edificadas e como se relacionar com as enchentes. [...] Assim podemos afirmar que a questão das áreas de risco e a ocupação de sítios para a construção de cidades faz parte da história das civilizações. (QUINTO JR., 2010 p.1).

Dessa forma, para tentar compreender o comportamento da água no meio que nos rodeia surge a hidrologia, que, ao contrário do que a etimologia sugere, não está preocupada com o estudo da água, mas sim com o estudo da sua distribuição e seu comportamento nas camadas superiores e inferiores da superfície terrestre (DAVIE, 2008). Apesar do seu desenvolvimento ao longo do tempo, a hidrologia não conseguiu evitar que os eventos extremos de chuva continuem castigando as sociedades modernas.

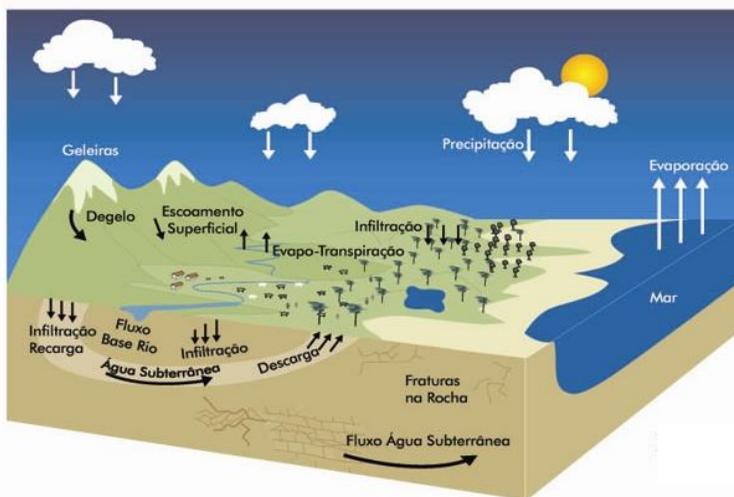
Tucci (2003) descreve que no Brasil e em outros países em desenvolvimento, o rápido processo de urbanização iniciado nos anos 60 não foi acompanhado por um planejamento adequado que respeitasse os

limites do meio e oferecesse uma infraestrutura mínima para a população. O resultado disso é que a urbanização intensificou os efeitos das chuvas intensas devido às intervenções na cobertura do solo, na rede de drenagem natural e em obras hidráulicas inadequadas.

O prejuízo desse fenômeno é evidente. Dalort (2011) apresenta que somente em Blumenau (SC), em novembro de 2008 cerca de 25 mil pessoas ficaram desalojadas e 24 pessoas faleceram devido a eventos de inundação e deslizamentos. Assim, é clara a necessidade de mais estudos hidrológicos capazes de reduzir a vulnerabilidade ambiental das cidades brasileiras.

Como estrutura básica do estudo tem-se a bacia hidrográfica. Davie (2008) define a bacia hidrográfica como um elemento de estrutura física bem definida, partindo dos pontos mais altos do terreno e seguindo o curso natural da água regido pelas declividades até um ponto comum onde toda a água precipitada na bacia se encontra. No Brasil esse conceito foi incorporado pela Lei 9433/97, a Política Nacional de Recursos Hídricos, que apresenta princípios e instrumentos para a gestão da água no território nacional, estabelecendo a bacia hidrográfica como a unidade territorial para sua atuação.

Figura 1. Representação esquemática do ciclo hidrológico



Fonte: Disponível em: <http://www.mma.gov.br/agua/recursos-hidricos/aguas-subterraneas/ciclo-hidrologico>. Acesso em 05 de outubro de 2014.

2.2 MODELOS HIDROLÓGICOS

Ao contrário de outras áreas técnicas, em que o homem projeta e dimensiona o seu sistema e especifica os seus condicionantes sobre o qual possui total controle, a bacia hidrográfica não é e não pode ser totalmente estruturada pelo homem, e desta forma esse deve procurar adaptar-se aos seus condicionantes, buscando entender seu comportamento para poder interagir de forma não agressiva com seus recursos (TUCCI, 2009).

Diante da complexidade dos vários fenômenos naturais encontrados no ciclo hidrológico, tais como a evaporação, infiltração, precipitação e o escoamento dos rios, que dependem de um grande número de fatores, são necessários modelos para a compreensão do comportamento da água em uma bacia hidrográfica (TUCCI, 1998).

Righetto (1998) define que em geral, modelos hidrológicos buscam estimar com certa confiabilidade as entradas, formular e expressar adequadamente as funções de transferências de todos ou parte dos aspectos do ciclo hidrológico na bacia, de modo a prever com confiança os valores de saída.

Os modelos podem ser classificados em modelos estocásticos ou determinísticos. Modelos estocásticos são aqueles que levam em conta a chance de ocorrência das variáveis em seu cálculo, e essa forma o conceito da probabilidade é inserido no modelo. Modelos determinísticos por sua vez ignoram a chance de ocorrência das variáveis (CHOW apud TUCCI, 1998). Dessa forma, para as mesmas variáveis de entrada, um sistema estocástico e um sistema determinístico apresentam saídas distintas e idênticas, respectivamente (DOOGE apud TUCCI, 1998)

Tucci (1998) apresenta que modelos hidrológicos podem ser classificados quanto a discretização:

- Modelos concentrados: As características físicas, assim como outras variáveis do cálculo como precipitação, são representadas por valores médios, constantes ao longo de toda a extensão da bacia.
- Modelos distribuídos por sub-bacias: Divide-se a bacia principal em sub-bacias, de acordo com as características físicas da drenagem da mesma, e calcula-se a partir das características físicas de cada sub-bacia, permitindo uma melhor caracterização da área de estudo.
- Modelo distribuído por módulos: Divide-se a bacia hidrográfica em vários módulos, que correspondem a formas geométricas sem

nenhuma relação direta com a forma da bacia, e calcula-se a partir das características físicas de cada módulo. Como os módulos são em geral menores do que as sub-bacias, esse modelo apresenta um maior detalhamento e necessita de um maior número de dados de entrada e de uma maior capacidade de processamento e armazenamento do sistema computacional.

Ainda que muito úteis, Renno (2004) descreve que esses modelos são apenas uma representação da realidade que se passa dentro da bacia, sugerindo cautela em seu uso. Tucci (1998) divide os erros dos modelos hidrológicos em 3 tipos:

- Variáveis aleatórias e erros de aquisição das variáveis de entrada e saída: relacionadas a erros provenientes da variabilidade natural dos parâmetros analisados, a erros de medições ou àqueles atrelados a interpolação espacial dos dados de entrada e a escala representada;
- Limitações da estrutura dos modelos para representar o sistema: diante da complexidade da dinâmica da água em uma bacia, são utilizadas simplificações, que por mais que possam ser válidas para o fenômeno estudado, trazem consigo incertezas que influenciarão nos resultados;
- Incertezas dos parâmetros: limitações nas estruturas dos modelos que definem os parâmetros, falta de dados históricos ou físicos de qualidade ou até procedimentos inadequados podem levar a valores elevados de incerteza.

2.2.1 Aplicação do SIG em Modelos Hidrológicos

O Sistema de Informação Geográfica (SIG) consiste em um conjunto integrado de programas (*softwares*) especificamente elaborados para serem utilizados com dados geográficos, possuindo espectro abrangente de tarefas para seus manuseios (CALKINS e TOMLINSON, 1997, *apud* CHISTOFOLETTI, 1999). Christofolletti (1999) propõe que as perspectivas de análise espacial são importantes para as aplicações nos estudos ambientais e sócio-econômicos porque as distâncias entre os locais e os eventos sempre é fator relevante para determinar as interações entre eles. O mesmo autor também apresenta que, uma vez que a espacialidade é característica inerente de todo e qualquer sistema ambiental, o SIG é uma plataforma valiosa no nos procedimentos de modelagem ambiental.

Clark (2000), por sua vez, ressalta que a relação entre corpos-hídricos e bacia hidrográfica está diretamente relacionada com aspectos geoespaciais do meio, e dessa forma, tem-se como necessidade a aplicação de modelos distribuídos que utilizam como base de trabalho uma ferramenta de Sistemas de Informações Geográficas para se obter respostas relativamente confiáveis a partir de variáveis espacialmente distribuídas.

Simões (2013) destaca que o SIG apresenta-se como uma ferramenta muito rica para estudos ambientais, com capacidade de não somente organizar, analisar e gerenciar dados geoespaciais, como também de processá-los a partir de diferentes cálculos matemáticos para modelar diferentes aspectos do meio físico. Já Tavares e Castro (2005) observam que ferramentas SIG aumentam a eficiência das atividades ao tornarem automáticas tarefas exaustivas de entrada e processamento de dados nos programas de modelagem hidrológica e hidráulica, sendo assim altamente recomendados.

Com os avanços tecnológicos recentes na área de geoprocessamento e sensoriamento remoto, somados à crescente capacidade computacional em armazenamento e processamento de dados, as informações espacialmente distribuídas tornaram-se nos últimos anos mais acessíveis, aprimorando assim o grau de detalhamento dos modelos hidrológicos (PAIVA, 2009).

Nesse sentido, Goodchild (1993) apresenta que, de maneira geral, as ferramentas SIG possuem as seguintes capacidades ao tratarem de sistemas ambientais:

- Processar e dispor uma grande quantidade de dados em uma forma mais amigável de análise;
- Realizar a análise, calibração, estimativas e previsões dentro da interface da ferramenta SIG;
- Fazer operações de pós-processamento com os resultados, tais como mapeamento, diagramação e produção de relatórios.

2.2.2 Modelos Chuva-vazão

Segundo Righetto (1998) o princípio físico do qual partem os modelos chuva-vazão é bastante simples. Ele se baseia no conceito de que o excesso de água de chuva não infiltrado no solo acumula-se nas pequenas depressões do terreno até formar uma lâmina d'água e, conseqüentemente, gerar o escoamento de superfície.

O mesmo autor afirma que, na prática, só é possível expressar matematicamente os processos físicos que envolvem a transformação chuva-vazão em bacias pequenas de topografia favorável. Para bacias com sistema de drenagem complexo, a modelagem física do escoamento de superfície é difícil, tanto pela falta de dados quanto pelas dificuldades computacionais na elaboração e processamento dos algoritmos. Dessa forma, são utilizados procedimentos empíricos baseados em observações em campo relativas à distribuição da chuva e ao efeito da vazão na bacia.

O resultado desses modelos é em geral expresso na forma de hidrogramas localizados no exutório da bacia. Tucci (2009) apresenta alguns dos padrões típicos dos hidrogramas de saída. De maneira geral, verifica-se uma diferença do tempo entre o início da chuva e o início das elevações de vazão no corpo hídrico. Segundo o autor, esse tempo é devido às perdas iniciais por interceptação vegetal e depressões no solo, além do tempo de deslocamento da água na própria bacia. Passado isso, há uma grande elevação da vazão até o pico, com contribuição primordial do escoamento superficial. Posteriormente ao pico, o hidrograma apresenta a recessão onde observa-se, em geral, um ponto de inflexão. Esse ponto de inflexão caracteriza o fim do escoamento superficial e a predominância do escoamento subterrâneo. Esse fenômeno decorre do fato de o escoamento subterrâneo apresentar um maior tempo de percurso.

Tucci (2009) também descreve que para caracterizar o hidrograma e o comportamento da bacia são utilizados os seguintes valores de tempo:

- Tempo de retardo (t_{LAG}): definido como o intervalo de tempo entre o centro de massa da precipitação e o centro de massa do hidrograma;
- Tempo de pico (t_P): definido como o intervalo de tempo entre o centro de massa da precipitação e o pico do hidrograma;
- Tempo de concentração (t_C): tempo necessário para a água precipitada no ponto mais distante da bacia deslocar-se até a seção principal. É definido também como o tempo entre o fim da precipitação e o ponto de inflexão do hidrograma;
- Tempo de ascensão (t_M): tempo entre o início da chuva e o pico do hidrograma;
- Tempo de base (t_B): tempo entre o início da precipitação e o final do escoamento superficial;

- Tempo de recessão (t_E): tempo necessário para a vazão baixar até o ponto de inflexão.

2.2.3 O Modelo HEC-HMS

O modelo hidrológico HEC-HMS – *Hydrologic Modeling System* –, é um *software* gratuito desenvolvido pelo Centro de Engenharia Hidrológica (HEC) do Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (USACE). O *software* HEC-HMS teve seu modelo 1.0 criado em 2000, sendo um substituto único de versões anteriores especializadas do HEC-1. O modelo foi criado para simular o processo de transformação chuva-vazão em bacias hidrográficas grandes ou pequenas, rurais ou urbanas (USACE, 2014).

Ele consiste em um modelo determinístico distribuído por sub-bacia. Ligando as diferentes sub-bacias estão os canais de drenagem, onde são aplicados os cálculos de propagação de onda de cheia para a transposição dos hidrogramas a um ponto a jusante. A forma de aplicação do modelo pode ser simplificado em quatro componentes fundamentais, sendo eles: i) módulos de serie temporal; ii) módulos de bacia hidrográfica; iii) módulos meteorológicos; e iv) especificações de controle (RAZI et al. *apud* MULONGO, 2012).

No módulo de serie temporal são inseridos os valores observados em campo da bacia e as condições de projeto, vinculados a um período de tempo. No módulo da bacia é definido o modelo físico das sub-bacias de estudo, assim como as metodologias que serão aplicadas. Nos módulos meteorológicos são definidos os métodos utilizados no processamento de dados meteorológicos (precipitação, evapotranspiração e fusão de neve). Por fim, nas especificações de controle são definidas algumas peculiaridades do modelo hidrológico, como o intervalo de tempo do modelo, bem como o “passo” temporal de computação dos dados.

Para o cálculo e inserção dos dados no módulo da bacia hidrográfica, foi utilizado o *software* de geoprocessamento HEC-GeoHMS 10.2. O *software*, também desenvolvido pela USACE, trabalha como uma extensão do programa de geoprocessamento ArcMap 10.2.2. Ele possui a capacidade de processar e realizar análises espaciais e montar o modelo da bacia nos moldes do *software* HEC-HMS a partir de uma atmosfera SIG, além de calcular outros parâmetros físicos da bacia que poderão ser utilizados em diferentes estudos hidrológicos. (USACE, 2013).

2.2.4 Estudos de sensibilidade de hidrogramas de cheia

Na Tabela 1 são descritos alguns estudos de sensibilidade de hidrogramas de cheia presentes na bibliografia que serão utilizados no desenvolvimento do presente trabalho.

Tabela 1. Descrição de estudos de sensibilidade presentes na bibliografia.

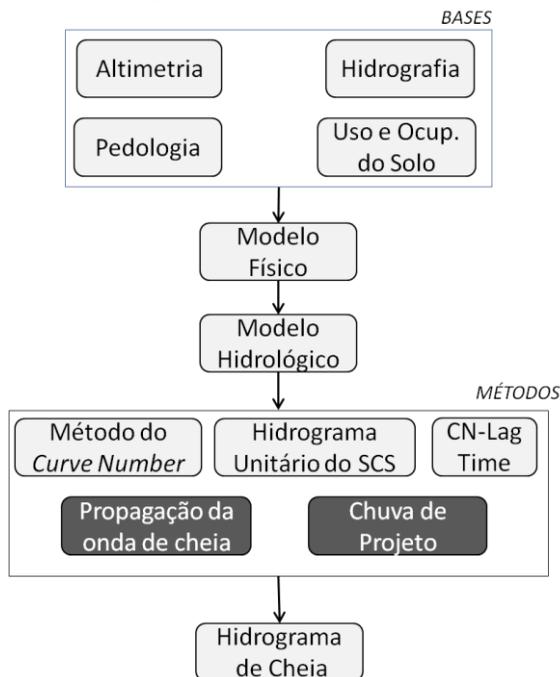
Referência	Descrição
Paulino (2014).	Realizou uma análise de sensibilidade com o <i>software</i> HEC-HMS dos parâmetros do método SCS na determinação de cheias urbanas, na bacia do córrego do Mineirinho, em São Carlos, São Paulo. A análise foi realizada com base em fotografias aéreas de alta e baixa resolução, em diferentes metodologias de estimativa de tempos de concentração e distribuição da chuva crítica, concluindo que o modelo é bastante sensível para todos os elementos citados.
Silveira (2010).	Realizou, com auxílio do <i>software</i> ABC 6, uma análise da influência do <i>Curve-Number</i> (CN), da área de drenagem, do tempo de concentração e do período de retorno nos hidrogramas de cheia e no dimensionamento de estruturas hidráulicas.
Pontremolez (2013).	O autor construiu manchas de inundações para diferentes cenários de uso do solo para a bacia do Córrego do Mineirinho, em São Carlos, São Paulo, concluindo que o uso do solo impacta significativamente na produção de vazões de pico da bacia.
Asadi & Boustani (2013).	O trabalho constitui de uma análise de sensibilidade dos parâmetros CN, armazenamento inicial e tempo de retardo, para os modelos concentrados e distribuídos, previamente calibrados, para a bacia do Delibajak, localizado no Irã. Os resultados mostraram que o modelo apresentou uma sensibilidade maior para o parâmetro de absorção inicial do que para os outros parâmetros.
Rocha (2008)	O autor comparou o modelo de escoamento Muskingum-Cunge com o modelo hidrodinâmico do <i>software</i> HEC-RAS para canais hipotéticos simplificados, encontrando que o modelo Muskingum-Cunge apresenta resultados satisfatórios e pode ser aplicado nas atividades de propagação da onda de cheia em canais simplificados.

Referência	Descrição
Pontes (2011).	O autor comparou os modelos hidrodinâmicos simplificados Onda Cinemática, Muskingum-Cunge linear, Muskingum-Cunge não linear, Muskingum-Cunge modificado por Todini e o modelo IPHS1 com o modelo hidrodinâmico completo do HEC-RAS, encontrando que o modelo Muskingum-Cunge Todini foi o que mais se aproximou dos resultados obtidos no HEC-RAS.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

A Figura 2 apresenta a metodologia das atividades realizadas no presente trabalho. O modelo físico da bacia foi extraído de bases de dados georreferenciados disponíveis, sendo utilizado o *software* HEC-GeoHMS para a execução dessas atividades. O *software* processou essas informações de modo a disponibilizá-las nos moldes para o desenvolvimento da modelagem hidrológica com o *software* HEC-HMS. Essa modelagem utilizou em comum os métodos do Curve-Number, Hidrograma Unitário do SCS e CN Lag Time, sendo variados os modelos de propagação da onda de cheia – Muskingum-Cunge e Ondas Cinemáticas –, tempos de retorno e tempos de duração da chuva de projeto – 5, 25 e 50 anos e 90 a 240 min, respectivamente – e os métodos de distribuição da chuva de projeto – Blocos Alternados e Huff do 4º Quartil – sendo gerados então um total de 72 hidrogramas de cheia para comparação.

Figura 2. Metodologia do trabalho realizado



Fonte: Elaborado pelo autor.

3.1 *SOFTWARES*

Para o desenvolvimento deste trabalho foram utilizados os seguintes *softwares*:

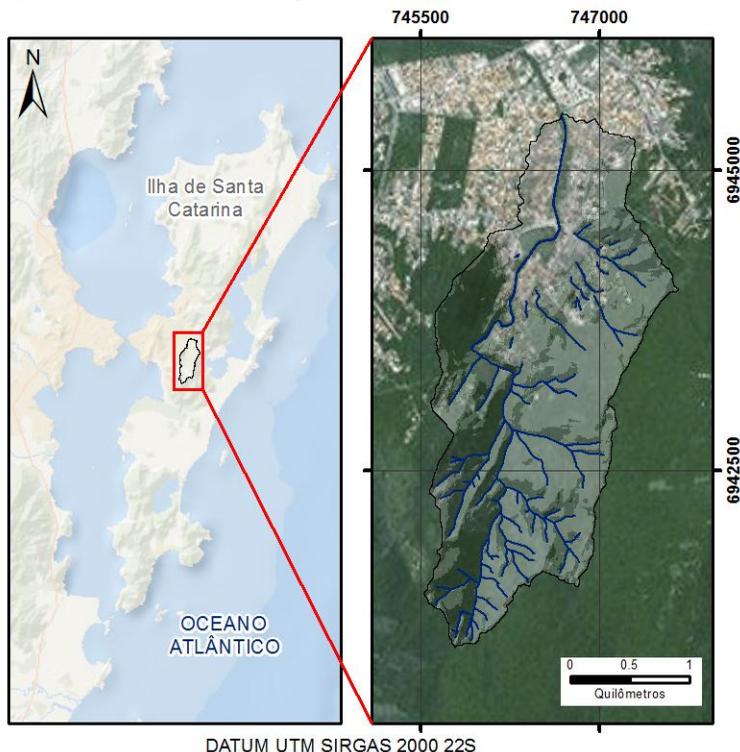
- ArcGIS 10.2.2 para o processamento e manipulação dos dados disponíveis, elaboração dos mapas temáticos, criação do modelo digital do terreno (MDT) e como *software* base para a aplicação do HEC-GeoHMS;
- HEC-GeoHMS 10.1 para definir os perímetros de inundação a partir dos resultados da modelagem no HEC-RAS e do MDT gerado.
- HEC-DSS para o processamento de dados utilizados no *software* HEC-HMS.
- HEC-HMS 4.0 para as atividades de modelagem hidrológica;
- MS Excel 2013 para o armazenamento e processamento de dados extraídos dos vetores e *rasters* utilizados no geoprocessamento do presente estudo e para o pós-processamento dos resultados dos modelos hidrológicos.

3.2 ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo compreende a BHCG, pertencente à bacia hidrográfica do Itacorubi. A área está localizada na região central da porção insular do Município de Florianópolis, englobando uma parcela dos bairros do Córrego Grande e Itacorubi. A bacia possui cerca de 5,40 Km² de extensão, tendo como rio principal o Córrego Grande, que possui sua nascente no Parque Municipal do Maciço da Costeira, unidade de conservação instituída em 1995. A Figura 3 apresenta a localização da área de estudo.

A região apresenta clima subtropical úmido (Cfa) de acordo com a classificação climática de Köppen-Geiger. Essa classificação caracteriza uma forte precipitação anual em todos os meses do ano, com a inexistência de estação seca definida e temperatura do ar média superior a 22°C no mês mais quente do ano. Ela apresenta uma média mensal de 115,20 mm de chuva por mês, sendo que no verão geralmente são registrados os maiores índices pluviométricos. A umidade relativa do ar é alta, com média mensal em torno de 82%. O valor médio da insolação é de 2.037,5 horas por ano, representando 46% do total possível e a taxa média anual de evaporação é de 1050,3 mm/ano (DUTRA, 1988 *apud* VIEIRA, 2007).

Figura 3. Mapa de localização da BHCG.



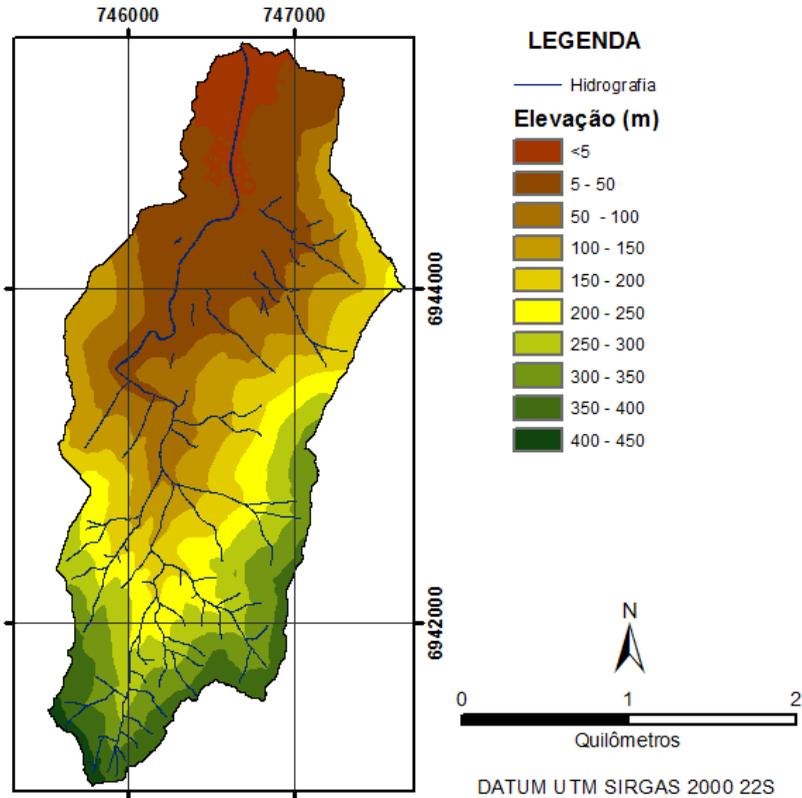
Fonte: Elaborado pelo autor.

3.2.1 Morfologia

A análise morfológica da bacia foi realizada a partir de dados de um levantamento planialtimétrico realizado pela empresa AEROCONSULT no ano de 2004 cedido pelo Instituto de Planejamento Urbano de Florianópolis (IPUF). O material é composto por 58 cartas topográficas digitais com curvas de nível com equidistância de 1,00 metro, pontos cotados, sistema viário, hidrografia e edificações, em uma escala de 1:2.000. Com o auxílio do *software* de geoprocessamento ArcMap, foi criado um Modelo tridimensional do terreno em formato *raster*, isto é, associando a cada pixel uma informação de altitude, para o seu uso no *software* HEC-GeoHMS,

A bacia apresenta um formato alongado e relativamente estreito, com uma variação altimétrica de 1 a 430 metros, aproximadamente, dentro da sua extensão. A Figura 4 apresenta o mapa hipsométrico da bacia de estudo.

Figura 4. Mapa Hipsométrico da BHCG.

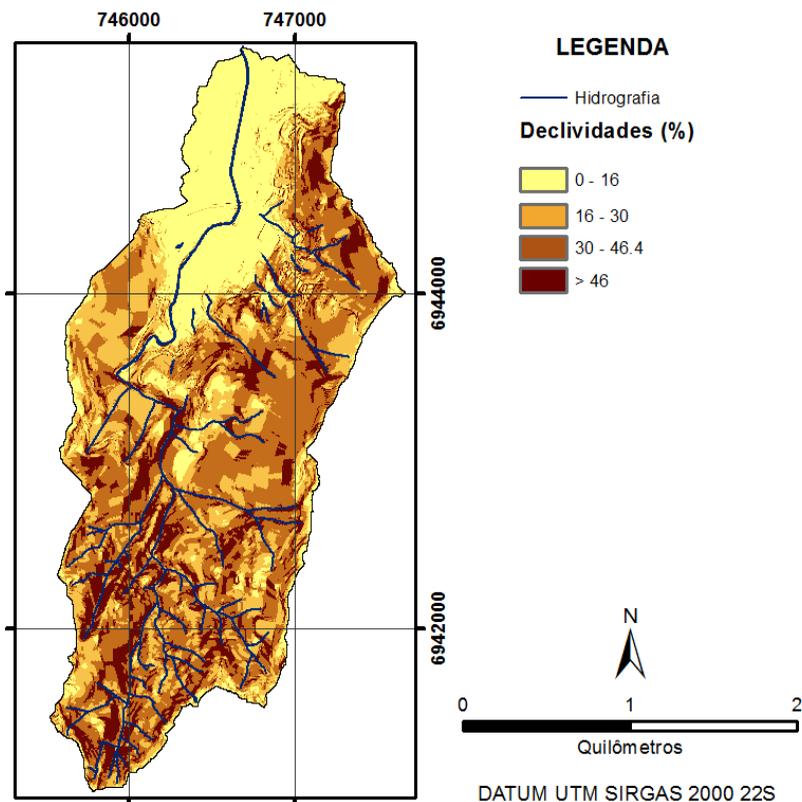


Fonte: Elaborado pelo autor.

Quanto às declividades da BHCG, apresentada na Figura 5, a seguir, temos uma grande abrangência das classes 30-46,4% e maior do que 46,4%, que correspondem as áreas enquadradas como Áreas de Preservação com Uso Limitado de Encostas (APL-E) e Áreas de Preservação Permanente (APP), conforme estabelecido no Plano Diretor do Município de Florianópolis de 2014 (SOUZA, 2014).

As classes de 0 a 16% e de 16 a 30% também apresentaram uma grande incidência especificamente área norte da bacia. Ressalta-se que segundo descreve Marcaró *apud* Souza (2014) os terrenos com declividade acima de 16% não são ideais para construções civis, visto que são necessárias intervenções para a sua estabilização.

Figura 5. Mapa de Declividades da BHCG



Fonte: Elaborado pelo autor.

3.2.2 Uso e Ocupação do Solo

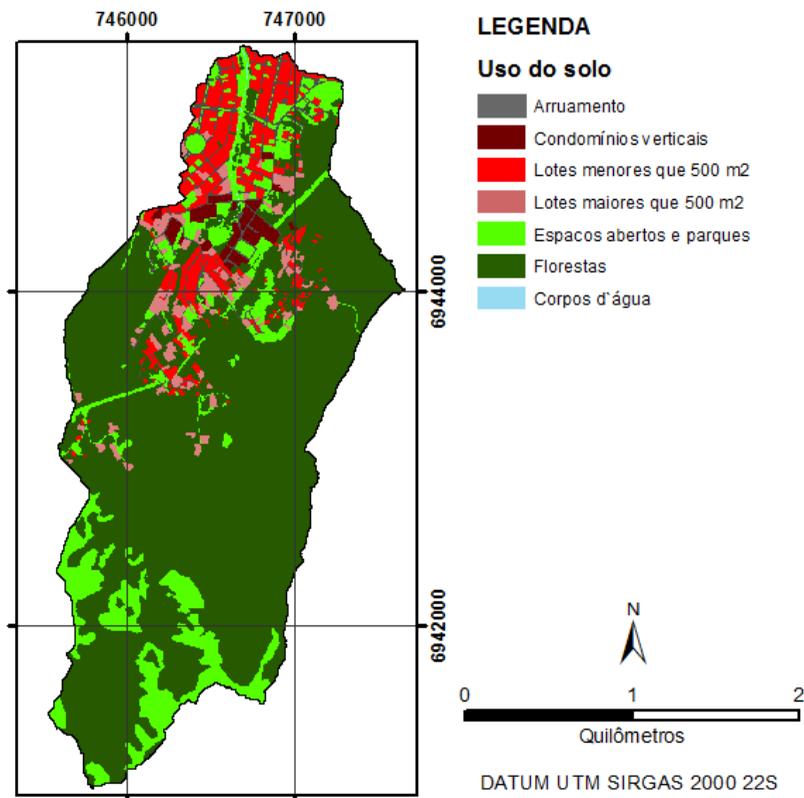
Souza (2014) descreveu, por meio de relatos locais e imagens aéreas, que desde o início do século XX a bacia já apresentava áreas antropizadas em regiões mais altas da bacia, com predominância de atividades agrícolas de criação de animais de corte e plantio de culturas diversas. Esse padrão se intensificou até o final dos anos 60, quando, impulsionados pela implementação de duas universidades nas proximidades (Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC e Universidade do Estado de Santa Catarina - UDESC) além da Centrais Elétricas de Santa Catarina (CELESC) e da Telecomunicações de Santa Catarina S/A (TELESC) e pelos ganhos de infraestrutura locais, uma colonização notoriamente urbana se iniciou nas áreas mais baixas da bacia (SANTOS, 2003). Nesse contexto, Souza (2014) apresentou que se por um lado a ocupação urbana atingiu áreas antes intactas, o abandono de atividades rurais permitiu uma regeneração das áreas verdes da bacia.

O Centro de Estudos de Cultura e Cidadania (CECCA) (1997) por sua vez tem uma opinião bem negativa sobre o efeito intensificação da ocupação urbana na ilha que se deu a partir da década de 60:

Esse tipo de ocupação, desencadeado nas últimas décadas, é muito mais danoso que o promovido no ciclo econômico anterior, pois a urbanização, ao contrario das atividades agrícolas, não permite nenhum tipo de regeneração das condições originais, constituindo, dessa forma, um comprometimento definitivo dos ambientes naturais (CECCA, 1997, p.105).

O bairro Córrego Grande acompanhou o crescimento populacional vivido por Florianópolis, principalmente nas áreas mais baixas da bacia, de relevo favorável. Para a ilustração do uso e ocupação atual faz-se uso dos trabalhos de Prochmann (2014), que a partir de imagens de satélite datadas em março de 2014 disponibilizadas pelo *software* gratuito Google Earth construiu um mapa de uso e ocupação do solo em escala aproximada de 1:2.500 por meio da identificação visual dos elementos que compõe a bacia (Figura 6).

Figura 6. Mapa de Uso de Solo da BHCG

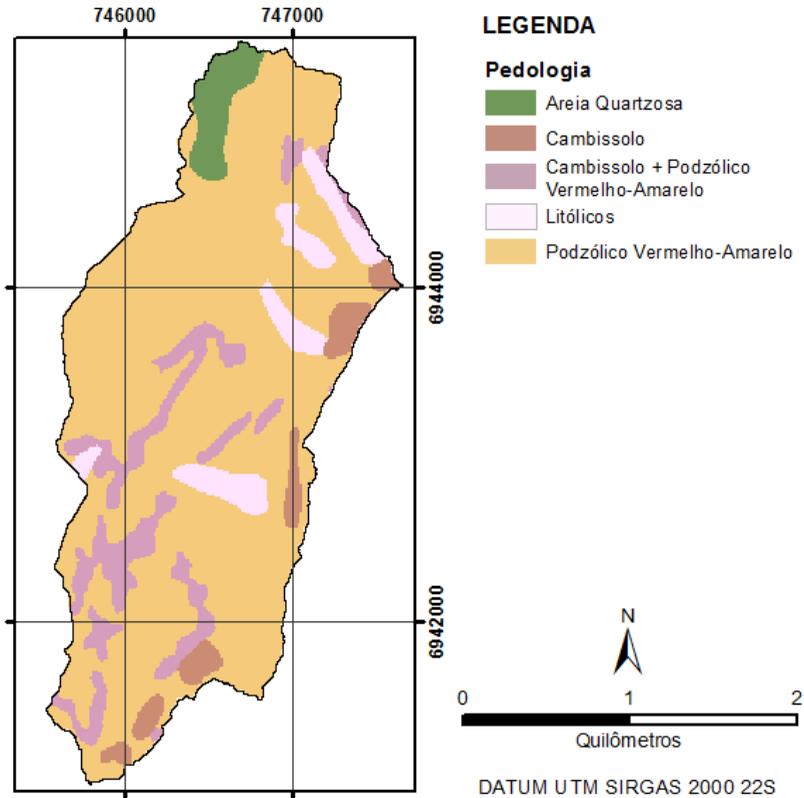


Fonte: Prochmann (2014) adaptado pelo autor.

3.2.3 Tipo do Solo

Os dados de tipo de solo foram extraídos do mapa pedológico da porção central da Ilha de Santa Catarina elaborado por Herrmann (1989) desenvolvido em escala 1:25.000, apresentado na Figura 7. Esse levantamento consistiu em trabalhos de campo e interpretação das amostras coletadas de diversos perfis para a identificação e caracterização dos solos da região.

Figura 7. Mapa pedológico da BHCG.



Fonte: Herrmann (1989) adaptado pelo autor.

A seguir são apresentadas as definições do tipo de solo da BHCG conforme Herrmann (1989).

Tabela 2. Descrição dos tipos de solo encontrados na bacia do Córrego Grande.

Solo	Descrição
Areia Quartzosa	Consistem de solos profundos, bastante porosos, excessivamente drenados, apresentando textura arenosa e argila com baixa atividade e de permeabilidade rápida ao longo do perfil.

Solo	Descrição
Cambissolo	Consistem de solos pouco intemperizados e assim pouco profundos, com uma parcela significativa de argila em sua composição, localizados principalmente em relevos que apresentam vertentes íngremes.
Podzólico Vermelho-Amarelo	Consistem de solos medianamente profundos, caracterizados por um horizonte B de coloração vermelho-amarelada, com textura variando entre média e argilosa, sendo encontrado nas áreas onde o relevo apresenta formas onduladas.
Litólico	São solos pouco desenvolvidos, localizados em regiões de declividade acentuada, com uma alta porcentagem de minerais primários e argilas.

Fonte: Elaborado pelo autor com base em Herrmann (1989).

3.3 CONSTRUÇÃO DO MODELO FÍSICO DA BACIA

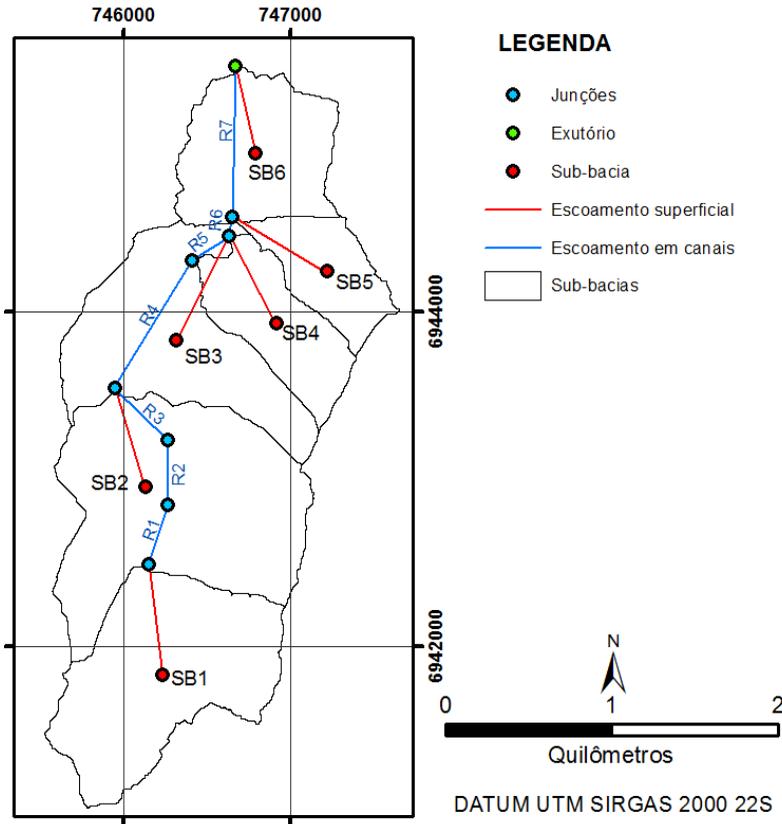
O MDT, o mapa de uso do solo e o mapa de tipo de solo foram trabalhados em formato *raster*, sendo definido o tamanho da célula de acordo a respectiva resolução espacial, calculado com o método apresentado por Tobler *apud* Kostiuk (2002), que define que a resolução espacial pode ser encontrada dividindo-se o valor da escala por um fator de 2.000. O tamanho da célula de cada *raster* pode ser observado na Tabela 3.

Tabela 3. Escalas e resoluções espaciais das bases utilizadas.

Mapa	Escala	Resolução Espacial (m)
MDE	1:2.000	1,00
Pedológico	1:25.000	12,50
Uso e Ocupação do solo	1:2.500	1,25

Para o processamento dos dados georreferenciados foi utilizado o *software* HEC-GeoHMS 5.0. A partir dos dados do MDT e da rede de drenagem foi construído um modelo dividido em seis sub-bacias e sete corpos d'água apresentado na Figura 8.

Figura 8. Modelo construído para a BHCG



Fonte: Elaborado pelo autor.

As características físicas dos elementos do modelo foram automaticamente extraídas do MDT, com exceção do formato dos canais de drenagem que foram inseridos a partir das observações contidas no trabalho de Souza (2014) e de trabalhos de campo realizados pelo autor. A Tabela 4 apresenta as principais características das sub-bacias e a Tabela 5 dos canais de drenagem do modelo.

Tabela 4. Características das sub-bacias do modelo.

Sub-bacia	Área (Km ²)	Declividade da bacia (m/m)	ILflow (m) ¹	S LFlow (m) ²	CN ³	Tlag (min) ⁴	Tc (min) ⁵
SB-1	1,18	36,40	1784,93	0,15	65	19,79	32,98
SB-2	1,59	34,42	2186,42	0,15	64	24,56	40,93
SB-3	1,02	24,89	1972,24	0,07	67	24,62	41,03
SB-4	0,50	25,65	1448,72	0,19	72	16,55	27,58
SB-5	0,38	33,12	1342,39	0,14	67	15,68	26,13
SB-6	0,73	12,03	1658,16	0,08	79	21,98	36,63
BHCG	5,4	31,83	5744,51	0,07	67	52,02	86,70

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 5. Características dos canais de drenagem do modelo.

Rio	Comprimento (m)	Declividade (m/m)	Formato	Número de Manning	Largura (m)	Declividade do Talude (xH:1V)	Kf ⁶
R1	569,36	0,130	Triangular	0,03	-	0,4	8068
R2	453,96	0,084	Retangular	0,03	2,4	-	4156
R3	428,76	0,130	Retangular	0,03	2,4	-	6076
R4	1275,89	0,021	Trapezoidal	0,035	4	0,4	2921
R5	292,60	0,102	Trapezoidal	0,035	4	0,4	3253
R6	122,77	0,008	Trapezoidal	0,035	4	0,4	107
R7	963,26	0,0005	Trapezoidal	0,035	4	1	52

Fonte: Elaborado pelo autor.

¹ L_{flow}: maior percurso hidráulico da sub-bacia.

² S L_{flow}: declividade do maior percurso hidráulico da sub-bacia.

³ CN: fator *Curve Number*.

⁴ T_{Lag}: Tempo de retardo estimado.

⁵ T_C: Tempo de concentração estimado

⁶ K_f: Fator para a validação do uso do modelo Onda Cinemática..

3.4 CONSTRUÇÃO DO MODELO HIDROLÓGICO CHUVA-VAZÃO

Os dados gerados no *software* HEC-GeoHMS 10.1 foram exportados para o HEC-HMS para a construção do modelo hidrológico da bacia. O modelo foi criado para um intervalo de cálculo de 24 horas, iniciando no dia 01 de janeiro de 2015 às 00:00, com o início da chuva hipotética às 01:00. Os hidrogramas foram gerados com um passo temporal de cálculo de 5 minutos. Foram exercidas um total de 72 simulações, sendo variados os tempos de retorno – 5, 25 e 50 anos –, os tempos de duração de chuva – entre 90 e 240 min –, os modelos de escoamento – Onda Cinemática e Muskingum-Cunge – e os métodos de distribuição temporal da chuva – Blocos Alternados e Huff do 4º Quartil.

Nos itens a seguir serão apresentados os métodos utilizados no presente trabalho para: a definição do hidrograma unitário; a separação da chuva efetiva; a estimativa do tempo de concentração das sub-bacias; construção da chuva de projeto; e a propagação da onda de chuva.

3.4.1 Definição do hidrograma unitário

O hidrograma unitário consiste em representar, em forma de hidrograma no exutório de uma bacia hidrográfica, os efeitos de uma precipitação efetiva de 1 unidade. Ele pode ser calculado a partir do cruzamento de dados de chuva e vazão, ou, na ausência de dados históricos, pode ser estimado a partir de modelos empíricos chamados de hidrogramas unitários sintéticos. O seu uso prático consiste em admitir que há em uma bacia uma relação linear entre chuva efetiva e escoamento superficial, e dessa forma, a partir do hidrograma unitário sintético pode-se calcular o hidrograma resultante de uma chuva qualquer (COLLISCHONN, 2013).

Para os modelos criados no presente trabalho, foi utilizado o hidrograma unitário sintético adimensional do SCS. Esse método foi desenvolvido pelo *Soil Conservation Service* (SCS) – atual *National Resources Conservation Service* (NRCS) – com base em dados de diversas bacias experimentais nos Estados Unidos e sugere que o hidrograma de uma bacia pode ser estimado com base apenas na área da bacia e no tempo de concentração (COLLISCHONN, 2013). O método apresenta as seguintes relações empíricas (CHOW, 1988):

O tempo de pico (t_p) do hidrograma é estimado como 60% do tempo de concentração (T_C):

$$t_p = 0,6 TC \quad (3.1)$$

O tempo de ascensão (t_M) do hidrograma pode ser estimado como o tempo de pico (t_p) mais a metade da duração da chuva efetiva (d):

$$t_M = d/2 + t_p \quad (3.2)$$

O tempo de base do hidrograma (t_B) é aproximado por:

$$t_B = 2,67t_p \quad (3.3)$$

O volume total escoado (V) é o produto da área da bacia (A) vezes a duração (d) e a intensidade (1 unidade) da chuva efetiva unitária:

$$V = A \cdot d \cdot 1 \quad (3.4)$$

O valor da vazão de pico (q_p) pode ser calculado como igual a:

$$q_p = \frac{0,208 \cdot A}{t_p} \quad (3.5)$$

Com base na vazão e no tempo de pico anteriormente calculados, o hidrograma unitário sintético da bacia é calculado a partir das relações do hidrograma unitário adimensional do SCS apresentadas na Tabela 6. Ressalta-se que o software HEC-HMS calcula automaticamente a transformação com o método HU do SCS, sendo necessária apenas a inserção do tempo de retardo e área da sub-bacia.

Tabela 6. Hidrograma Unitário Adimensional do SCS

(t/t_p)	(q/q_p)	(t/t_p)	(q/q_p)	(t/t_p)	(q/q_p)
0	0	1.1	0.99	2.4	0.147
0.1	0.03	1.2	0.93	2.6	0.107
0.2	0.1	1.3	0.86	2.8	0.077
0.3	0.19	1.4	0.78	3	0.055
0.4	0.31	1.5	0.68	3.2	0.04
0.5	0.47	1.6	0.56	3.4	0.029
0.6	0.66	1.7	0.46	3.6	0.021
0.7	0.82	1.8	0.39	3.8	0.015
0.8	0.93	1.9	0.33	4	0.011
0.9	0.99	2	0.28	4.5	0.005
1	1	2.2	0.207	5	0

Fonte: Adaptado pelo autor de NRCS(2007)

3.4.2 Separação da chuva efetiva

O hidrograma unitário sintético do SCS apresentado no item anterior calcula o escoamento a partir de uma chuva efetiva unitária. Assim, para o cálculo do hidrograma final da bacia é necessário remover a porção retida, infiltrada e evaporada da chuva no solo.

Um método muito utilizado para se extrair a chuva efetiva de uma chuva de projeto é o método do CN-SCS. O método relaciona a precipitação efetiva (Q_{EF}) com a precipitação total (P) e a capacidade máxima de absorção da camada superior do solo (S_S) na seguinte equação (Tucci, 2009):

$$Q_{EF} = \frac{(P - 0,2S_S)^2}{P + 0,8S_S} \quad (3.6)$$

A capacidade máxima de absorção do solo é relacionada com as características da bacia por um fator CN (do inglês *Curve Number*), apresentado pela seguinte equação (Tucci, 2009):

$$S_S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (3.7)$$

Sendo o CN um fator que varia em uma escala de 1 a 100, variando desde uma cobertura impermeável (limite inferior) até uma cobertura totalmente permeável (limite superior). O valor de CN é calculado a partir do cruzamento de informações de tipo de solo e uso do solo.

Os solos são agrupados em quatro grupos de acordo com as suas capacidades de infiltração, chamados de tipos hidrológicos do solo (COLLISCHON, 2013), conforme apresentado a seguir:

- Solos A: Solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração, como solos arenosos profundos com pouco silte e argila;
- Solos B: Solos menos permeáveis que o anterior, por exemplo, solos arenosos menos profundos do que o tipo A e com permeabilidade superior à média;
- Solos C: Solos que geram escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da média, com porcentagem considerável de argila;
- Solos D: Solos pouco profundos e contendo argilas expansiva, com muito baixa capacidade de infiltração.

A classificação dos tipos de solo da bacia foi realizada com base nas relações propostas por Sartori e Genovez (2011), que apresentam

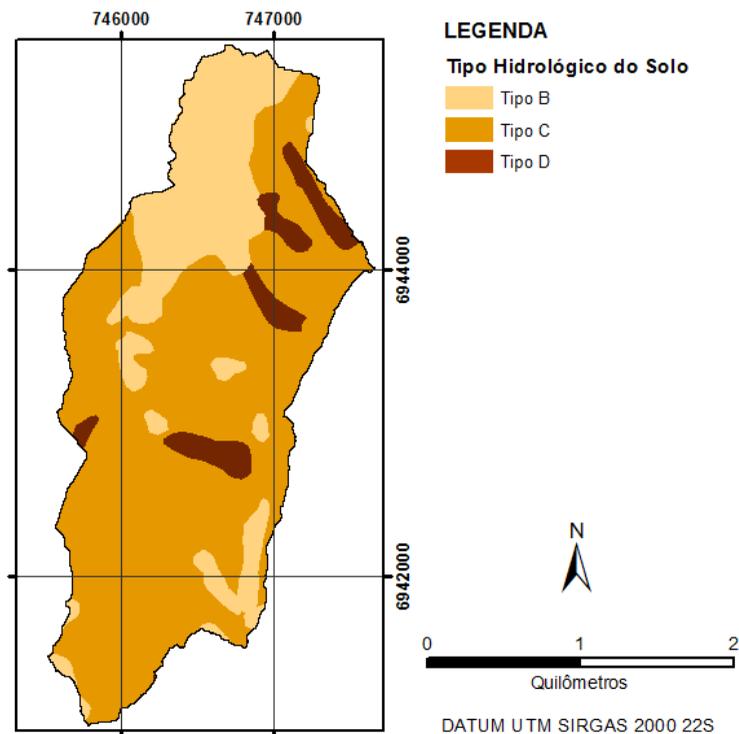
uma relação específica dos tipos hidrológicos dos solos brasileiros. A Tabela 7 e a Figura 9 apresentam os tipos hidrológicos do solo para a bacia de estudo.

Tabela 7. Tipo hidrológico dos solos presentes na bacia do Córrego Grande.

Solo	Tipo Hidrológico do Solo
Areia Quartzosa	B
Cambissolo	C
Cambissolo + Podzólico Vermelho-Amarelo	C
Podzólico Vermelho-Amarelo	B
Litólico	D

Fonte: Organizado pelo autor com base em Sartori e Genovez (2011).

Figura 9. Tipo hidrológico dos solos da BHCG.

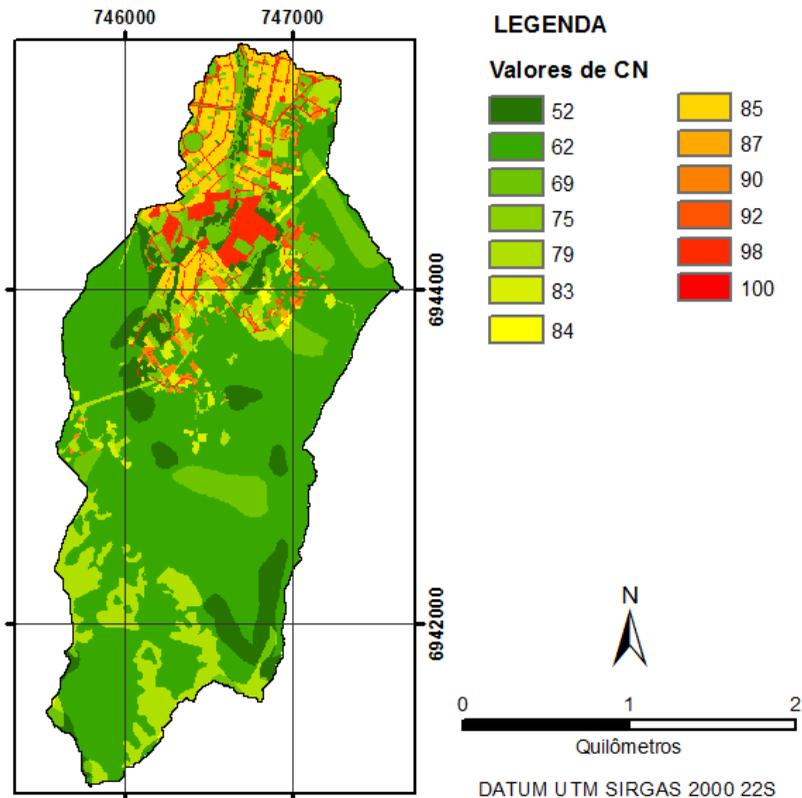


Fonte: Elaborado pelo autor

O mapa de CN foi gerado com resolução espacial 1:25.000 pelo cruzamento dos dados de tipo hidrológico do solo e uso do solo com base nas tabelas apresentadas por Tucci (2011) presentes no ANEXO 1 e ANEXO 2.

A partir da análise do mapa de CN (Figura 10), nota-se que até mesmo a parte não-antropizada da bacia de estudo apresenta uma variação significativa dos valores de escoamento superficial, devido a variedade das propriedades dos solos locais ou devido ao fato de se tratarem de áreas em processo de regeneração da mata nativa. Observa-se, porém, que a parcela mais impermeabilizada está presente de fato na área urbana localizada próxima ao exutório da bacia.

Figura 10. Mapa de CN da BHCG.



Fonte: Elaborado pelo autor.

3.4.3 Estimativas do tempo de concentração

Tucci (2009) define o tempo de concentração como sendo o tempo necessário para a água no ponto mais distante da bacia deslocar-se até o exutório da bacia. Collischonn (2011) apresenta que embora possa ser medido fisicamente por meio de traçadores químicos ou radioativos, o tempo de concentração é geralmente estimado por meio de fórmulas empíricas que utilizam em comum parâmetros físicos da bacia e dos canais de drenagem, como área, comprimento e declividade.

Foi escolhido utilizar nesse trabalho da fórmula do CN Lag para se calcular o tempo de concentração, devido ao fato dessa fórmula levar em conta a variabilidade da impermeabilização do solo por meio do parâmetro CN já calculado.

A fórmula do CN Lag calcula o tempo de retardo da bacia a partir da seguinte equação:

$$t_{lag} = \frac{L_{flow}^{0,8} \cdot (S_s + 0,039)^{0,7}}{511 \cdot SL_{flow}^{0,8}} \quad (3.8)$$

Sendo S a acumulação calculada a partir da equação (3.7). Com base no hidrograma unitário do SCS, apresentado no item 3.4.1, o tempo concentração é cerca de 1,417 vezes maior que o tempo de retardo (Silveira, 2005). O tempo de concentração foi estimado para cada sub-bacia e para toda a BHCG, sendo que os resultados estão apresentados na Tabela 4 mostrada anteriormente.

3.5 CHUVA DE PROJETO

Para a geração dos hidrogramas que serão utilizados como base no estudo de eventos extremos, a chuva de projeto é calculada baseada na determinação da probabilidade de recorrência e da duração da chuva crítica (RIGHETTO, 1998).

Uma das ferramentas mais utilizadas para essa determinação consiste das curvas intensidade-duração-frequência (IDF). A curva IDF consiste na adoção de curvas padronizadas, construídas a partir de registros históricos de pluviógrafos ou pluviômetros, que apresentam um valor de intensidade de chuva em relação a sua duração total e a sua frequência, expressa em período de anos, chamada de tempo de retorno (TR) (CANHOLI, 2005).

No presente trabalho foi utilizada a curva apresentada por Pompêo (2003), apresentada nas equações (3.9) e (3.10) a seguir (Back, 2014):

$$t \leq 60 \text{ min} \quad i = \frac{145T_R^{0,25}}{(t_d - 1,18)^{0,34}} \quad (3.9)$$

$$t > 60 \text{ min} \quad i = \frac{597T_R^{0,32}}{(t_d - 3)^{0,73}} \quad (3.10)$$

Onde i é a intensidade média máxima da chuva (mm/h), T_R é o período de retorno e t_d é a duração da chuva, em minutos. O período de retorno utilizado é relativo ao risco admitido para determinado projeto. Na prática, são utilizadas tabelas que recomendam o período de retorno para cada tipo de projeto, como a Tabela 8 apresentada no manual de drenagem da prefeitura de São Paulo. Nos modelos criados para o presente estudo, foram utilizados os tempos de retorno de 5, 25 e 50 anos, sendo o primeiro bastante utilizado em projetos de microdrenagem, e o segundo e o terceiro utilizados em projetos de macrodrenagem.

Tabela 8. Tempos de retorno adotados para projeto de estrutura de drenagem.

Estrutura	T_R (anos)
Microdrenagem	2 a 10
Macrodrenagem	25 a 50
Grandes corredores de tráfego	100
Área de edificações de uso estratégico (bombeiros, hospitais, polícia, centros de controle de emergências)	500
Locais em que há riscos de perdas humanas	100

Fonte: Adaptada de SÃO PAULO *apud* COLLISCHONN, 2013, p.286.

A respeito do tempo de duração da chuva (t_d) observou-se que não há um consenso nas recomendações da literatura especializada. Collischonn (2013) recomenda o t_d como sendo um valor múltiplo de D aproximadamente 60% maior que o tempo de concentração t_c . Tucci (2009), por sua vez, recomenda variar o tempo de duração entre 1 a 2 vezes o tempo de concentração e escolher aquele que produzir o maior valor de vazão de pico. A maior parte dos estudos analisados, no entanto, utiliza o t_d como sendo igual ao tempo de concentração.

O tempo de duração da chuva unitária (D) também apresentou algumas divergências na literatura. Collischonn (2013) recomenda que

ele seja de 5 a 10 vezes inferior ao tempo de concentração. Nesse sentido, Dias de Paiva (2001) traz as recomendações segundo alguns autores, na Tabela 9 a seguir:

Tabela 9. Recomendações do valor de D (Dias de Paiva, 2010).

Autor	Recomendações
Viessman et al (1998)	$D = 0,133.t_c$
McCuen (1982)	$D = 1,7.t_p - t_c$
Sherman apud Pinto et al (1976)	$D = 25$ a 33% de t_c , para $A < 50 \text{ Km}^2$
Diversos pesquisadores ⁷	$0,2.t_c < D < 0,33.t_c$

Fonte: Organizada pelo autor com base em Dias de Paiva (2001).

No presente trabalho, foi utilizado um tempo de duração da chuva unitária (D) de 10 min para todos os t_d calculados, correspondente a cerca de 11% do tempo de concentração originalmente estimado para a bacia.

Para representar a variabilidade da intensidade da precipitação durante as tempestades, são utilizados métodos de distribuição temporal da chuva. A seguir, segue uma breve descrição dos métodos dos Blocos alternados e método dos quartis de Huff, ambos muito utilizados para a distribuição temporal da chuva.

3.5.1 Método dos Blocos Alternados

O método dos Blocos Alternados está entre os métodos mais simples e mais utilizados de distribuição temporal de chuva. O método não se relaciona com fenômenos físicos, apenas distribui os totais de chuva para parcelas do tempo de duração.

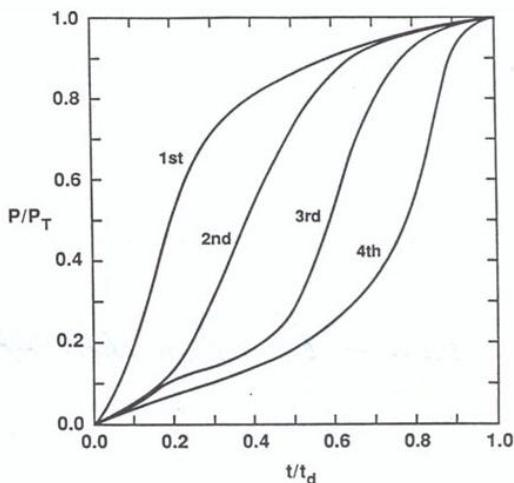
O próximo passo consiste em primeiramente calcular, a partir da equação IDF, os volumes totais precipitados para tempo múltiplos de D até o tempo total de chuva t_d . A diferença entre os valores calculados em dois intervalos de tempo sucessivos é dito incremento. A chuva de projeto é calculada pelo reposicionamento dos valores incrementais, sendo posicionado o incremento máximo no meio da duração da chuva, e os seguintes alternadamente antes e depois do bloco de chuva mais intensa.

⁷ O autor Dias de Paiva não esclareceu quais foram os autores que contribuíram para essa recomendação.

3.5.2 Método Huff dos Quartis

O método descrito por Huff inicialmente em 1967 consistiu em classificar as precipitações a de 12 anos de dados de 49 pluviógrafos localizados no estado americano de Illinois. Após uma análise detalhada dos dados, Huff dividiu as precipitações em quatro grupos de acordo com o quartil onde se encontra o pico da chuva. Para cada quartil fez-se uma análise estatística, gerando isoietas de probabilidades das curvas de distribuição temporal, conforme pode ser observado na figura a seguir (HUFF, 1992).

Figura 11. Isoietas de probabilidades das curvas de distribuição temporal.



Fonte: Huff (1990, p.15).

A respeito da isoietas a ser utilizada nos projetos, Huff (1990) recomenda o uso da curva mediana, uma vez que mesmo que curvas como as de 10% e 90% de probabilidade possam representar eventos mais extremos, a curva de 50% mostra-se mais estável em relação às chuvas de outros quartis. Além disso, o autor apresenta diferentes isoietas para as extensões das áreas de estudo.

Monteiro & Kobiyama (2011) discutiram a influência da variação temporal das precipitações em eventos de inundações. Os resultados dos estudos indicam que quanto mais tarde o pico do hietograma ocorrer, maior será a sua influência sobre o escoamento superficial, favorecendo a ocorrência de inundações. Os autores recomendam dessa forma utilizar

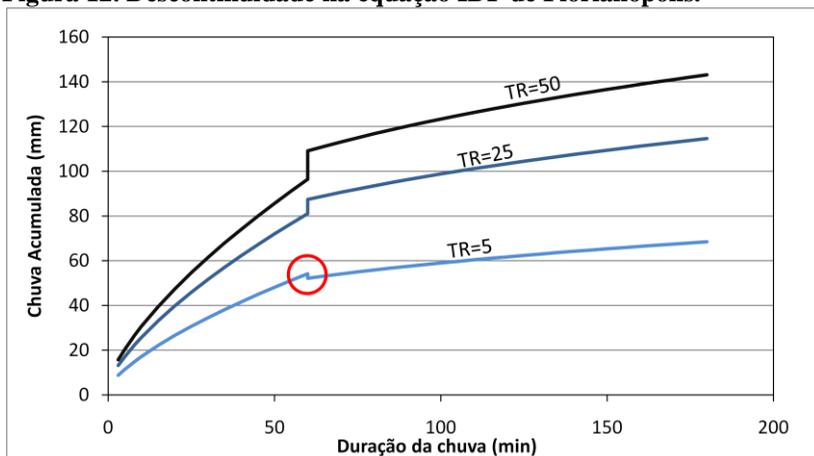
o quarto quartil de Huff para dimensionar obras de engenharia e criação de mapas de perigo e risco. O ANEXO 3 apresenta as chuvas pontuais de 50% de probabilidade de ocorrência, das quais foram utilizadas as chuvas do quarto quartil para o desenvolvimento do trabalho.

3.5.3 Interpretação das chuvas de projeto construídas

Como se pode observar a partir dos gráficos apresentados no APÊNDICE A, as chuvas de projeto produzidas pelo método de Huff 4º quartil diminuíram significativamente com o aumento do valor do tempo de duração da chuva, ao contrário das chuvas calculadas pelo método dos Blocos Alternados, cujos picos não variaram ao longo dos tempos de duração calculados devido à constância do parâmetro D.

Outro ponto importante se deu na rotina de cálculo do método dos Blocos Alternados para o tempo de retorno de cinco anos. Conforme destacado na Figura 12 a seguir, há uma descontinuidade na equação IDF utilizada para TR de 5 anos, e dessa forma, os valores de chuva acumulada para $t_d=60$ min são superiores aos de $t_d=70$ min. Assim, para os cálculos da chuva de projeto pelo método dos Blocos Alternados foram encontrados valores negativos de incrementos.

Figura 12. Descontinuidade na equação IDF de Florianópolis.



Fonte: Elaborada pelo autor.

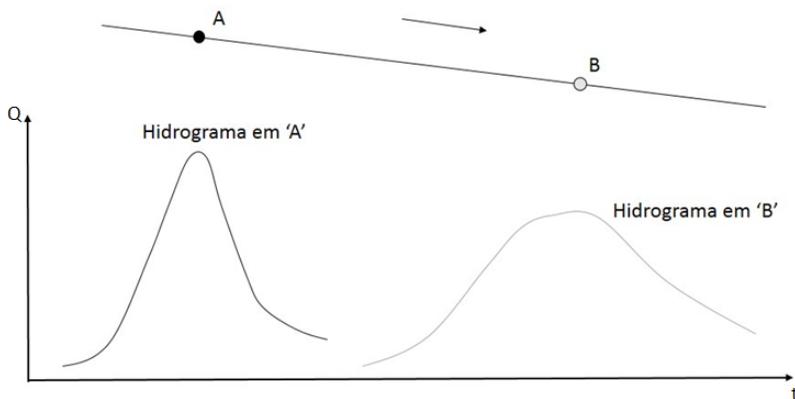
Para contornar esse problema, os valores de incremento negativos foram admitidos iguais a zero durante os cálculos. No entanto, essa correção acarretou em chuvas de TR=5 anos criadas pelo método dos

Blocos Alternados com um tempo de duração 10 minutos, inferior ao proposto originalmente. Ressalta-se que, para fins práticos, essas chuvas continuarão sendo chamadas no presente trabalho de acordo com o tempo de duração proposto originalmente.

3.6 PROPAGAÇÃO DE ONDAS DE CHEIA

Collischonn (2013) apresenta que os cálculos de propagação de onda de cheia têm como objetivo determinar o hidrograma a jusante de uma seção do rio com base no hidrograma a montante do rio. Uma onda de cheia sofre os efeitos da translação e do amortecimento ao longo de um canal (Figura 13), além de acréscimos de vazões provenientes das contribuições dos seus afluentes.

Figura 13. Efeitos da propagação da cheia em canais.



Fonte: Elaborada pelo autor.

O movimento da água pode ser representado em uma, duas ou três dimensões, no entanto, para a representação em rios pouco largos, cuja dimensão predominante é longitudinal, a utilização das equações unidimensionais mostram-se suficientes para grande parte dos sistemas modelados (CHOW *apud* FAN et al, 2014).

Segundo Tucci (1998), as equações básicas do escoamento longitudinal foram desenvolvidas por Saint Venant, sendo elas utilizadas como base de muitos modelos de escoamento para representar o escoamento superficial em rios e bacias. Essas equações são divididas em equações de continuidade e de quantidade de movimento.

A equação de continuidade (3.12) considera que a taxa de variação de massa em um volume de controle é igual a diferença das vazão de entrada (I) e saída (Q)

$$\frac{\Delta(\rho \cdot A \cdot \Delta x)}{\Delta t} = \rho(I - Q) \quad (3.11)$$

Sendo ρ a massa específica da água, A a área da seção, Δx o comprimento do volume de controle e Δt o intervalo de tempo. Assim, como ρ é dita constante e diferente de zero, tem-se, para um Δx e Δt aproximadamente igual a zero (COLLISCHONN, 2013):

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3.12)$$

Já a equação da conservação da quantidade de movimento parte do princípio de que a taxa de variação do momento linear (ΔZ) é igual à variação do produto da velocidade (V) com a massa dentro de um volume de controle ao longo do tempo, conforme expresso a seguir (PORTO, 2006):

$$\frac{\Delta Z}{\Delta t} = \frac{\Delta(\rho \cdot A \cdot \Delta x) \cdot V}{\Delta t} \quad (3.13)$$

Como é sabido, a variação do momento linear é igual às forças que atuam sobre a massa do volume de controle em um dado intervalo de tempo, sendo elas: a componente do peso da água paralela à direção do escoamento, a pressão a montante e a jusante, o atrito junto ao fundo, além do fluxo de quantidade de movimento através das seções. A equação (3.14) apresenta a equação da conservação da quantidade de movimento com seus diferentes elementos especificados (PORTO, 2006):

$$\underbrace{\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\beta \cdot Q \cdot V)}{\partial t}}_{\text{Inércia}} + \underbrace{g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x}}_{\text{Pressão}} + \underbrace{g \cdot A \cdot S_f}_{\text{Atrito}} - \underbrace{g \cdot A \cdot S_0}_{\text{Gravidade}} = 0 \quad (3.14)$$

Sendo β um coeficiente de correlação do momento linear, g a aceleração da gravidade e S_0 a declividade do fundo do rio e S_f a declividade de atrito. O uso completo das equações de Saint Venant pode demandar uma alta capacidade computacional e um grande número de informações do canal de drenagem, muitas vezes não conhecidos nos canais naturais. Dessa forma, foram desenvolvidos modelos que consistem em simplificações das equações completas de Saint Venant, muito utilizados para os cálculos de propagação da onda de cheia em modelos hidrológicos, como os modelos Onda Cinemática e Muskingum-Cunge, utilizados no presente estudo.

3.6.1 Modelo Onda Cinemática

O modelo onda cinemática parte da observação de que os termos relacionados aos valores de declividade do fundo e declividade do terreno na equação (3.14) têm uma importância muito maior que os outros termos da equação. Assim, pode-se simplificar a equação para:

$$g \cdot A \cdot Sf - g \cdot A \cdot S_0 = 0 \quad (3.15)$$

Isso significa que o escoamento pode ser considerado quase permanente e uniforme, e que a equação de Manning (3.16) pode ser utilizada (COLLISCHONN, 2013):

$$Q = \frac{AR_h^{2/3} \cdot S_0^{1/2}}{n} \quad (3.16)$$

Sendo R_h o raio hidráulico da seção e n o número de Manning. Isolando o termo da área da seção A , chega-se na seguinte expressão da vazão Q em função da área

$$A = \alpha Q^m \quad (3.17)$$

Essa equação, combinada com a equação da continuidade forma a equação da onda cinemática (3.18):

$$\frac{\partial(\alpha Q^m)}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3.18)$$

Sendo que os parâmetros α e m podem ser estimados de acordo com a geometria do canal. O escoamento modelado pela Onda Cinemática possui as seguintes propriedades (PORTO, 2006):

- A onda propaga-se somente para jusante, na direção positiva;
- O aspecto da onda cinemática não muda ao longo do percurso, isto é, não há atenuação na altura e na vazão da onda;
- A velocidade da propagação da onda é dada pela celeridade da onda (C), apresentada na equação (3.20):

$$c = \frac{\partial Q}{\partial A} \quad (3.19)$$

Porto (2006) apresenta que a aplicabilidade do modelo onda cinemática é dada por Woolhiser e Liggett (1967):

$$K_f = \frac{gLS_0}{V^2} > 20 \quad (3.20)$$

Sendo S_0 (m/m) a declividade do fundo do canal e L (m) o comprimento do trecho do canal. O valor de K_f foi calculado para os trechos modelados e os resultados foram apresentados na Tabela 5, demonstrando que, teoricamente, o modelo Onda Cinemática pode ser utilizado para toda a extensão do rio modelada.

3.6.2 Modelo Muskingum e a sua modificação Muskingum-Cunge

O modelo Muskingum foi desenvolvido por McCarthy (1939) e possui esse nome por ter sido aplicado no rio Muskingum, em Ohio, Estados Unidos. Ele utiliza uma combinação da equação da continuidade (3.12) com uma equação simplificada (3.21) que relaciona o armazenamento com as vazões de entrada e de saída do sistema (PORTO, 2005).

$$\frac{\partial S}{\partial t} = I - Q \quad (3.21)$$

Esse consiste em assumir que uma ponderação entre a vazão de entrada e a vazão de saída é válida para representar a variação do armazenamento em um trecho:

$$S_t = K(X \cdot I_t + (1 - X) \cdot Q_t) \quad (3.22)$$

E para um incremento de tempo de Δt :

$$S_{t+\Delta t} = K(X \cdot I_{t+\Delta t} + (1 - X) \cdot Q_{t+\Delta t}) \quad (3.23)$$

Combinando essas duas equações com a equação anterior, obtêm-se:

$$Q_{t+\Delta t} = C1 \cdot I_{t+\Delta t} + C2 \cdot I_t + C3 \cdot Q_t \quad (3.24)$$

Sendo C1, C2 e C3 iguais a:

$$C1 = \frac{\Delta t - 2 \cdot K \cdot X}{2 \cdot K(1 - X) + \Delta t} \quad (3.25)$$

e

$$C2 = \frac{\Delta t + 2 \cdot K \cdot X}{2 \cdot K(1 - X) + \Delta t} \quad (3.26)$$

e

$$C3 = \frac{2 \cdot K(1 - X) - \Delta t}{2 \cdot K(1 - X) + \Delta t} \quad (3.27)$$

Os parâmetros K e X consistem de valores de cálculo que são estimados a partir dos valores de vazão observados nos extremos de montante e jusante do trecho, o que nem sempre é conhecido. (PORTO, 2005)

O modelo Muskingum-Cunge permite contornar esse problema por meio de estimativas dos valores de K e X a partir das propriedades físicas do canal. O modelo parte da associação da equação da continuidade (3.12) com a equação da difusão do momento (3.28), a qual é apresentada a seguir (USACE, 2000):

$$\frac{\partial y}{\partial x} = S_f - S_0 \quad (3.28)$$

Combinando as duas equações e utilizando uma aproximação linear, obtém-se a equação da difusão convectiva da onda (3.29):

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + V \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} = \mu \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} + c \cdot q_l \quad (3.29)$$

Sendo μ a difusividade hidráulica, igual a:

$$\mu = \frac{Q}{2 \cdot B \cdot S_0} \quad (3.30)$$

Sendo B a largura do fundo do canal. Combinando-se a equação (3.29) com a equação (3.28) tem-se, por diferenças finitas, a seguinte expressão similar à equação (3.24):

$$\cdot Q_{t+\Delta t} = C1 \cdot I_{t+\Delta t} + C2 \cdot I_t + C3 \cdot Q_t + C4 \cdot q_l \quad (3.31)$$

Sendo os coeficientes C1, C2, C3 e C4 iguais a:

$$C1 = \frac{\frac{\Delta t}{K} + 2 \cdot X}{2 \cdot (1 - X) + \frac{\Delta t}{K}} \quad (3.32)$$

$$C2 = \frac{\frac{\Delta t}{K} - 2 \cdot X}{2 \cdot (1 - X) + \frac{\Delta t}{K}} \quad (3.33)$$

$$C3 = \frac{2 \cdot (1 - X) - \frac{\Delta t}{K}}{2 \cdot (1 - X) + \frac{\Delta t}{K}} \quad (3.34)$$

$$C4 = \frac{2 \cdot \left(\frac{\Delta t}{K}\right)}{2 \cdot (1 - X) + \frac{\Delta t}{K}} \quad (3.35)$$

E os parâmetros K e X são iguais a:

$$K = \frac{\Delta x}{c} \quad (3.36)$$

e

$$X = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{Q}{B \cdot S_0 \cdot c \cdot \Delta x} \right) \quad (3.37)$$

Sendo que os K e X variam significativamente ao longo do tempo durante um evento de cheia, e dessa forma, o *software* HEC-HMS recalcula-os para cada Δx e Δt . Ressalta-se aqui a importância da escolha dos parâmetros Δx e Δt no modelo Muskingum-Cunge para garantir a acurácia e a estabilidade do modelo. O *software* HEC-HMS calcula primeiramente o Δt como o mínimo dos seguintes valores: o

valor especificado pelo usuário nas especificações de controle para o passo temporal da modelagem; o tempo de percurso ao longo do trecho calculado; ou 1/20 do tempo de ascensão do hidrograma a montante do trecho (USACE, 2000).

A partir do Δt , o Δx é calculado como (USACE, 2000):

$$\Delta x = C \cdot \Delta t \quad (3.38)$$

Com a seguinte restrição:

$$\Delta x < \frac{1}{2} \left(c \cdot \Delta t - \frac{Q_0}{B \cdot S_0 \cdot C} \right) \quad (3.39)$$

Sendo Q_0 uma vazão de referência, calculada a partir do hidrograma a montante (USACE, 2000):

$$\Delta Q_0 = Q_B + \frac{1}{2} \cdot Q_P \quad (3.40)$$

3.6.3 Inserção dos Dados de Geometria de Canal no *Software* HEC-HMS

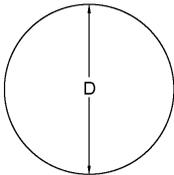
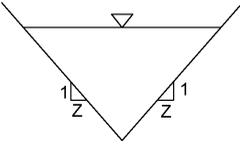
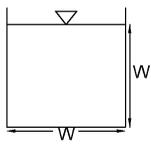
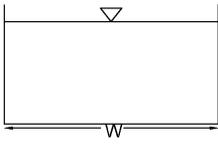
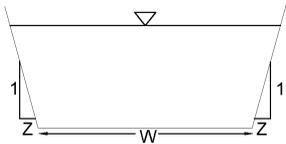
Para a definição das características físicas das seções dos trechos utilizados baseou-se nos trabalhos de campo realizados, assim como os resultados obtidos por Souza (2014), o qual percorreu o rio Córrego Grande fazendo anotações a respeito da geometria do canal e do vale em que ele se insere, da naturalidade das margens, do material de fundo de leito, entre outros.

O *software* HEC-HMS realiza as estimativas dos parâmetros α e m da equação da onda cinemática (3.18) a partir de fórmulas específicas para cada formato do canal, apresentado na Figura 14.

As informações sobre comprimento e declividade dos canais foram obtidas com o auxílio do *software* HEC-GeoHMS. Para se estimar a rugosidade do canal foi utilizada a tabela apresentada por Porto (2005) no ANEXO 4

Apesar do *software* HEC-HMS apresentar para o método de Muskingum-Cunge uma opção da discretização da geometria do canal mais detalhada com base em oito pontos, escolheu-se utilizar a forma de caracterização a partir dos formatos apresentados na Figura 14 para uma comparação mais adequada dos métodos.

Figura 14. Parâmetros α e m de acordo com a geometria hidráulica.

Formato	Esquema	Fórmulas
Circular		$\alpha = \frac{0,804 \cdot S^{(\frac{1}{2})} \cdot D^{(\frac{1}{6})}}{n}$ $m = \frac{5}{4}$
Triangular		$\alpha = \frac{0,94}{n} S^{(\frac{1}{2})} \cdot \left(\frac{Z}{1 + Z^2} \right)^{(\frac{1}{3})}$ $m = \frac{4}{3}$
Quadrada		$\alpha = \frac{0,72}{n} \cdot S^{(\frac{1}{2})}$ $m = 1$
Retangular		$\alpha = \frac{1,49}{n} \cdot S^{(\frac{1}{2})} \cdot W^{(\frac{2}{3})}$ $m = \frac{5}{3}$
Trapezoidal		$Q = \frac{1,49}{n} \cdot S^{(\frac{1}{2})} \cdot A^{(\frac{5}{3})} \cdot \varphi^{(\frac{1}{3})}$ $\varphi = \frac{1}{W + 2Y \cdot \sqrt{1 + Z^2}}$

Fonte: Adaptado pelo autor, com base em USACE (2000, p.63).

3.6.4 Comparação das respostas dos modelos de escoamento com o modelo hidrodinâmico HEC-RAS

A comparação dos modelos simplificados Muskingum-Cunge e Ondas Cinemática foi feita com base nas respostas de um modelo hidrodinâmico criado com o *software* HEC-RAS, para uma chuva do método de Huff do 4º Quartil de TR 25 anos e t_d 2,5 horas.

O *software* HEC-RAS (do inglês *River Analysis System*) foi também desenvolvido pelo HEC-USACE e no seu modelo mais atual (4.1.0) possibilita a modelagem do escoamento unidimensional da água com as equações completas de Saint Venant. Estão incluídas as seguintes opções de modelo (USACE, 2013):

- Um modelo de escoamento permanente (*Steady Flow*);
- Um modelo de escoamento não-permanente (*Unsteady Flow*);
- A consideração de vários aspectos hidráulicos, tais quais pontes, bacias de retenção, diques, etc;
- A possibilidade de calcular elementos específicos de projetos hidráulicos, como por exemplo, a erosão do solo nas proximidades dos pilares de uma ponte.

O modelo foi criado utilizando as mesmas seções simplificadas inseridas no HEC-HMS, assim como os mesmos valores de rugosidade de fundo de canal e declividade do talude. Os hidrogramas de saída calculados no HEC-HMS para cada sub-bacia foram inseridos em sua devida localização no modelo HEC-RAS em forma de contribuições laterais.

O hidrograma de saída do modelo HEC-RAS foi comparado com os hidrogramas resultantes dos modelos Muskingum-Cunge e Onda Cinemática em termo do coeficiente de Nash-Stucliffe (NS) e o erro percentual das vazões de pico (E%).

O coeficiente de Nash-Stucliffe é utilizado para analisar o poder de previsão de modelos hidrológicos, sendo similar ao coeficiente R^2 utilizado na regressão linear. O coeficiente varia entre 1 e $-\infty$, sendo que um coeficiente igual a 1 representa um modelo simulado idêntico ao observado e um igual a 0 um modelo cuja resposta é igual a média observada. O coeficiente pode ser calculado por:

$$NS = 1 - \frac{\sum_{t=1}^T (Q_o(t) - Q_m(t))^2}{\sum_{t=1}^T (Q_o(t) + Q_m(t))^2} \quad (3.41)$$

Sendo $Q_o(t)$ e $Q_m(t)$ respectivamente a vazão observada e vazão modelada em um dado tempo t , Q_M a vazão média no período analisado e T o intervalo de tempo analisado. Assim, o NS expressa o erro referente ao formato dos hidrogramas simulados em relação aos observados.

O erro percentual das vazões de pico (3.42), por sua vez, foca na acurácia dos picos modelados em relação aos picos observados, e foi escolhido dada a importância desse parâmetro nos cálculos de dimensionamento das estruturas hidráulicas.

$$E\% = 100. \left(\frac{(Q_{P,m} - Q_{P,o})}{Q_{P,o}} \right) \quad (3.42)$$

Sendo $Q_{P,o}$ e $Q_{P,m}$ respectivamente as vazões de pico observadas e modeladas.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os hidrogramas resultantes da modelagem no *software* HEC-HMS são apresentados no APÊNDICE C. Alguns parâmetros dos hidrogramas, utilizados na discussão dos resultados, são destacados no quadro do APÊNDICE B.

A seguir, é apresentada a Figura 15 contendo as vazões de pico encontradas para todos os modelos simulados. Ressalta-se que essa figura será utilizada em diferentes trechos desse capítulo.

Figura 15. Vazões de pico calculadas.

Figura 15.a) Tempo de retorno=5 anos

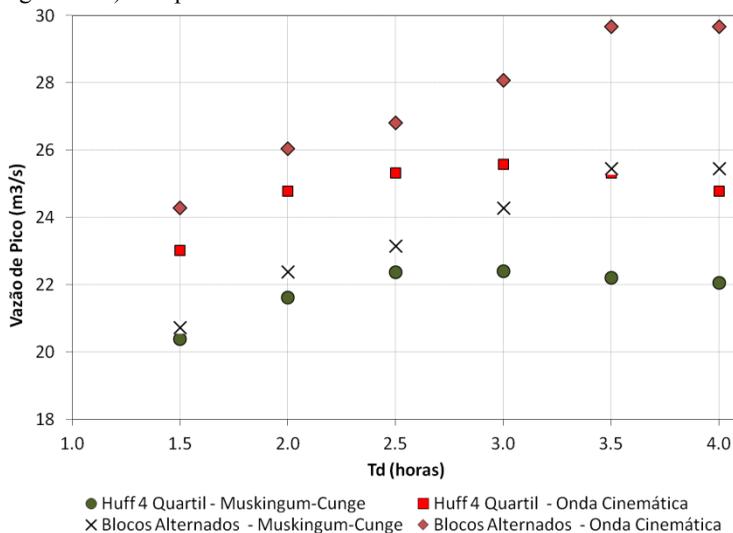


Figura 15.b) Tempo de retorno = 25 anos

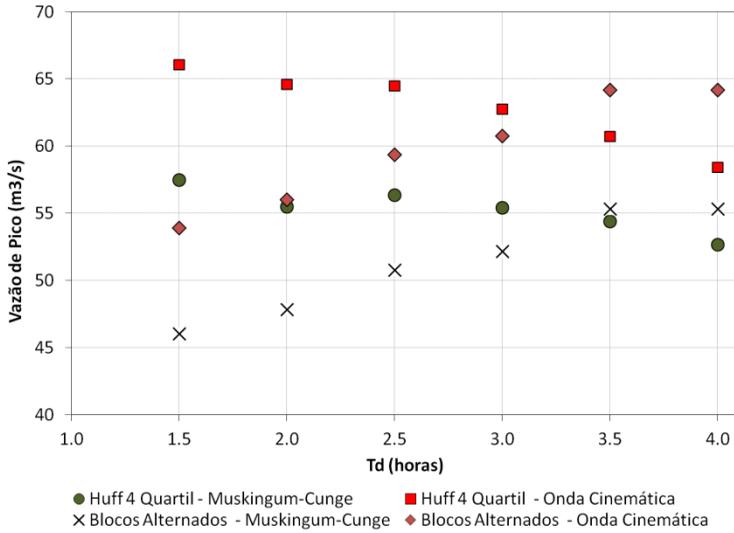
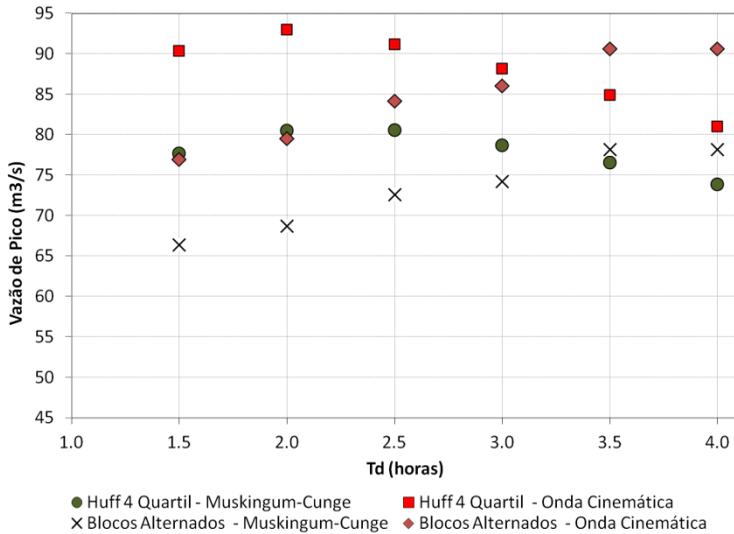


Figura 15.c) Tempo de retorno = 50 anos



Fonte: Elaborado pelo autor

4.1 COMPARAÇÃO DOS HIDROGRAMAS PARA OS DIFERENTES TEMPOS DE DURAÇÃO DA CHUVA

Conforme pode ser observado na Figura 15, de modo geral, as vazões de pico variaram significativamente com o tempo de duração de chuva. Primeiramente, nota-se que para as chuvas de TR igual a 5 anos, as curvas tiveram um comportamento diferente das curvas para TR superiores, isto é, os padrões observados nos modelos com chuvas de TR 25 e 50 anos não se repetiram para nos modelos com chuvas de TR 5 anos. Isso se deve ao fato de que esses modelos foram criados utilizando chuvas de projeto de t_d distintos, dada descontinuidade na curva IDF de Florianópolis para t_d entre 60 e 70 min para TR 5 anos, conforme já discutido no item 3.5.

Em segundo lugar, quando utilizadas chuvas de projeto construídas pelo método de Huff 4º quartil, as vazões de pico mais altas foram encontradas para t_d de 1,5 a 2,5 horas. Já quando utilizadas as chuvas construídas pelo método dos Blocos Alternados, as curvas apresentaram um sentido somente crescente, com as vazões mais altas encontradas para o t_d de 4 horas.

Isso se deve ao fato de que, quando utilizado o método de Huff do 4º quartil, se por um lado o aumento do t_d acarretou em um solo mais úmido no momento da chuva de pico, por outro lado ele também atenuou a sua intensidade, o que não ocorreu quando utilizado o método dos Blocos Alternados para a construção da chuva de projeto.

4.2 COMPARAÇÃO DOS HIDROGRAMAS PARA OS DIFERENTES MODELOS DE ESCOAMENTO

Para comparar as respostas dos dois modelos, foi elaborado um gráfico apresentando as diferenças calculadas entre as vazões de pico do modelo Ondas Cinemáticas em relação às do Muskingum-Cunge, apresentado na Figura 16. Observa-se que as vazões de pico encontradas quando utilizado o modelo Ondas Cinemáticas foram sempre superiores, atingindo valores até 16% maiores do que quando utilizado o modelo Muskingum-Cunge.

Figura 16. Modelos de escoamento Ondas Cinemáticas e Muskingum-Cunge: diferenças das vazões de pico.

Figura 16.a) Tempo de Retorno = 5 anos

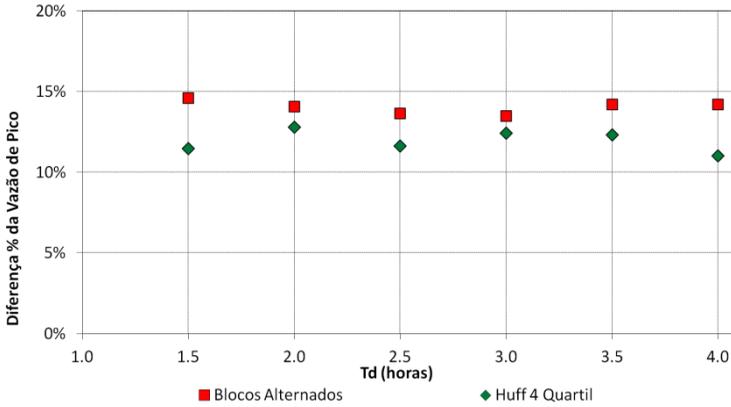


Figura 16.b) Tempo de Retorno = 25 anos

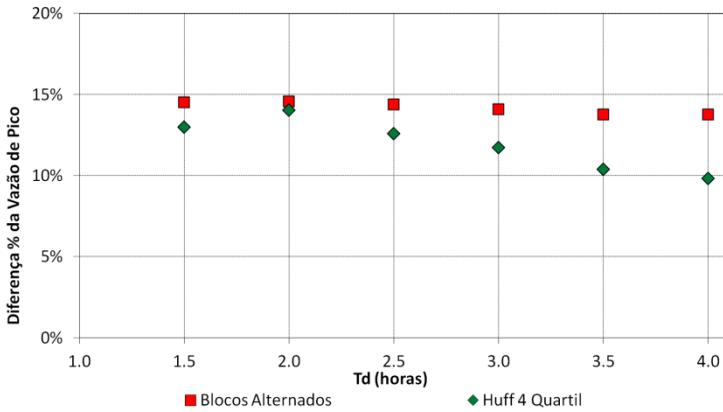
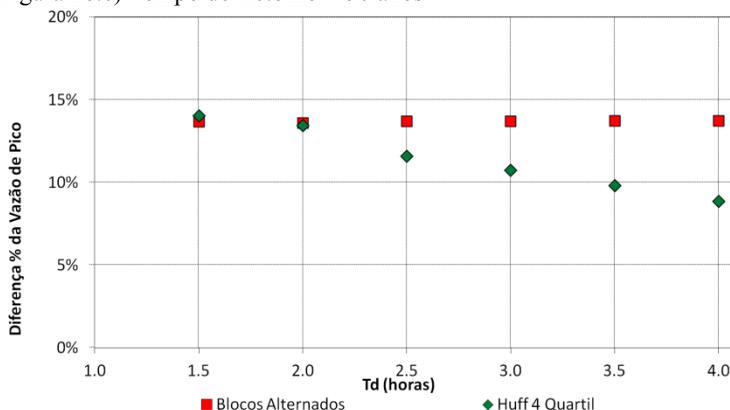


Figura 16.c) Tempo de Retorno = 50 anos



Fonte: Elaborado pelo autor

Para se compreender as causas dessas diferenças, foram analisados – para o modelo com chuva de projeto Huff do 4 quartil de 150 minutos e TR de 25 anos – os comportamentos dos trechos que compõe o rio Córrego Grande, a partir dos termos da equação da continuidade (3.21). Conforme explicado a seguir, nota-se que o comportamento do escoamento nos rios modelados variou de acordo com a sua declividade.

A Figura 17 apresenta os termos de vazão a montante, vazão a jusante para o rio de alta declividade R1 para o modelo gerado.

Os dois modelos simularam o escoamento no trecho R1 de maneira semelhante, conforme pode ser observado na Figura 17, com a vazão de pico de saída calculada pela Onda Cinemática apresentando um valor somente 0,02% superior ao valor calculado pelo método Muskingum-Cunge.

Figura 17. Exemplos da modelagem do escoamento para o trecho R1.

Figura 17.a) Onda Cinemática

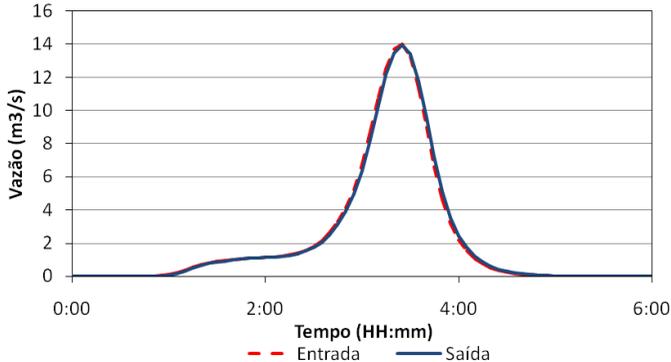
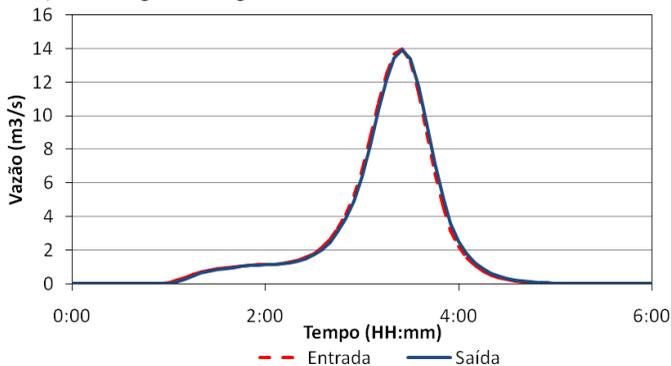


Figura 17.b) Muskingum-Cunge



Fonte: Elaborado pelo autor

A Figura 18, por sua vez, demonstra que para o R7, trecho do rio com declividade aproximadamente igual a zero, as respostas diferiram significativamente em relação ao modelo de escoamento utilizado. Enquanto o modelo Ondas Cinemática apresentou quase nenhum amortecimento da onda de cheia, o segundo apresentou um amortecimento considerável, com a redução da vazão de pico em cerca de 20% ao longo do trecho.

Figura 18. Exemplos da modelagem do escoamento para o trecho R7.

Figura 18.a) Onda Cinemática

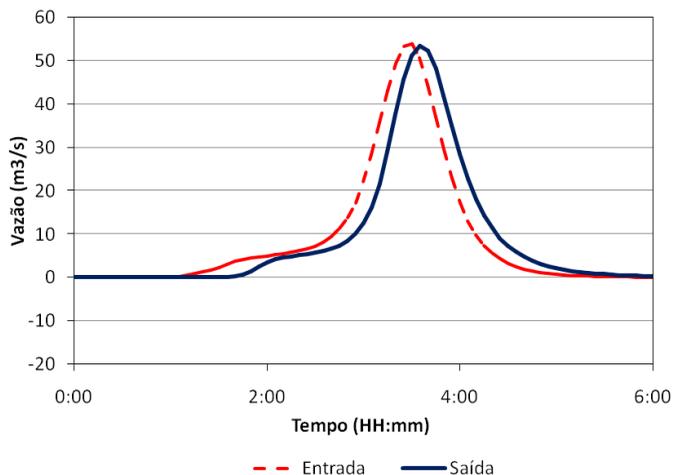
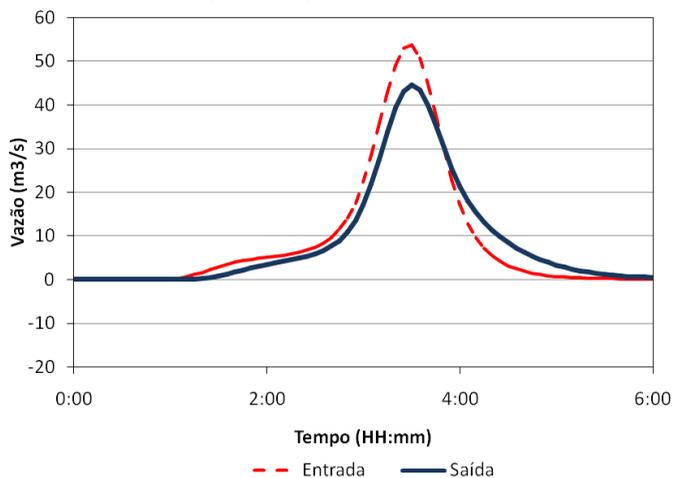


Figura 18.b) Muskingum-Cunge



Fonte: Elaborado pelo autor

Destacam-se também as perdas de volume associadas ao modelo de escoamento Muskingum-Cunge. A Figura 19 apresenta a porção de volume total perdido no modelo em relação ao volume total precipitado.

Inicialmente, era esperado que essa perda correspondesse exclusivamente ao volume infiltrado/retido no solo.

Essa relação diminuiu de acordo com o valor de t_d e TR, devido ao aumento da umidade do solo. Era esperado ainda encontrar uma relação entre a infiltração e a metodologia de construção da chuva de projeto. No entanto, com exceção do TR 5 anos – cujas chuvas possuem t_d efetivamente diferentes –, os volumes perdidos foram quase idênticos. Quanto a relação entre a perda e o modelo de escoamento, nota-se que, em geral, ela foi sempre maior quando utilizado o modelo de escoamento Muskingum-Cunge.

Figura 19. Relação entre volume infiltrado e volume precipitado.

Figura 19.a) TR = 5 anos

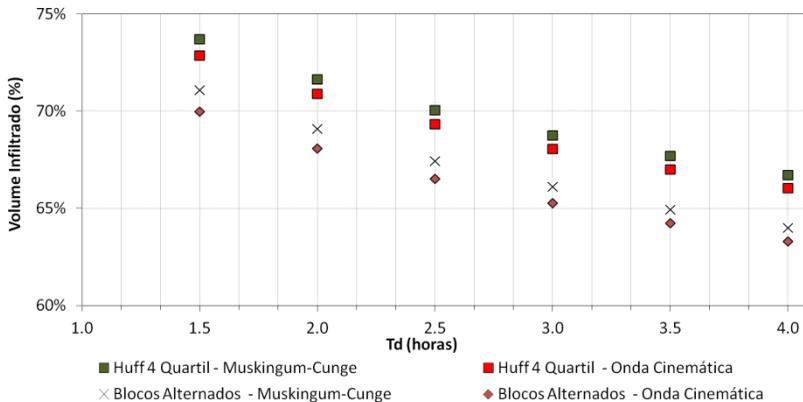


Figura 19.b) TR = 25 anos

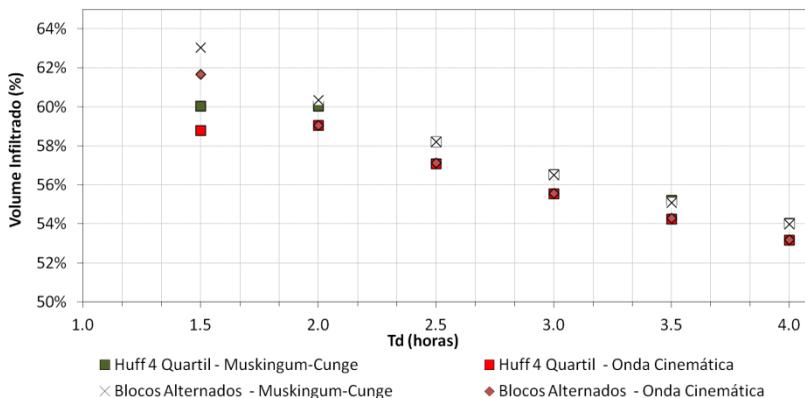
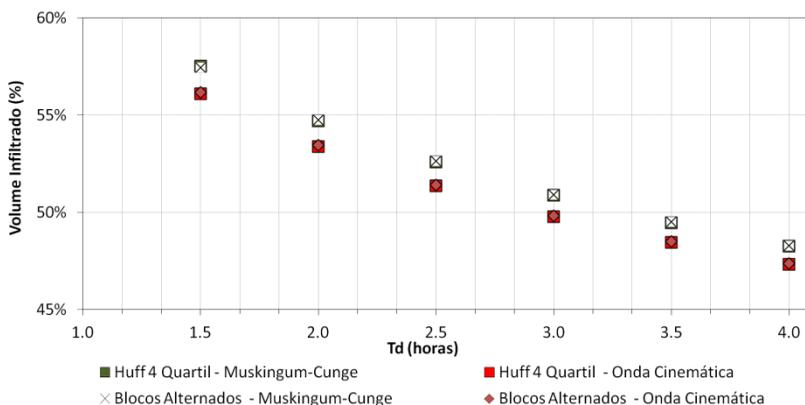


Figura 19.c) TR = 50 anos



Fonte: Elaborado pelo autor

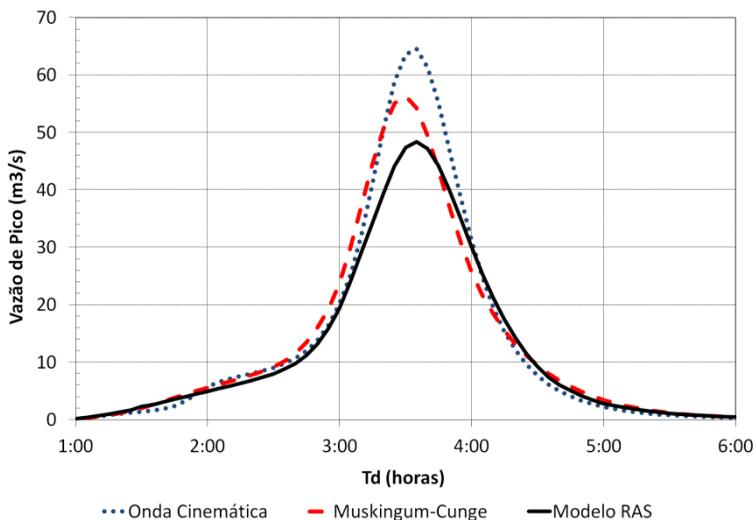
O intervalo de cálculo do modelo foi suficiente para a passagem de toda a onda de cheia. Assim, a constatação da variação da perda com os modelos de escoamento utilizados foi surpreendente, uma vez que os cálculos de propagação da onda de cheia não influenciam nos volumes infiltrados no solo.

De fato, essa diferença não se deve ao volume infiltrado no solo, mas sim ao volume “perdido” nos cálculos do modelo Muskingum-Cunge. Verificou-se que, para a chuva de 150 minutos e TR 25 anos, especificamente, o volume total perdido nos trechos modelados pelo

Muskingum-Cunge foi igual a $10.705,50 \text{ m}^3$, correspondente a cerca de 1,8% do volume total precipitado. Esse problema foi também encontrado por outros autores, entre eles Tod dini (2007), que propôs uma formulação para contorná-lo.

Apesar disso, a perda de volume não comprometeu a eficácia do uso do modelo Muskingum-Cunge, ao menos para o modelo testado. Conforme pode ser observado na Figura 20, o modelo HEC-RAS simulou um amortecimento ainda maior das vazões do rio, resultando em uma vazão de pico de $48,4 \text{ m}^3/\text{s}$, menor do que quando simulado por ambos os modelos de escoamento.

Figura 20. Comparação⁸ dos modelos Muskingum-Cunge e Onda Cinemática com o modelo hidrodinâmico HEC-RAS



Fonte: Elaborado pelo autor

A Tabela 10 apresenta os critérios de eficiência calculados para cada um dos modelos testados. Como pode ser observado, o modelo Muskingum-Cunge foi aquele que resultou num hidrograma de saída mais próximo do simulado pelo HEC-RAS, apresentando um índice de Nash-Stucliffê maior que 0,95 e um erro percentual da vazão de pico de 16%, o que dá indícios de que o modelo Muskingum-Cunge seja o modelo de escoamento simplificado ideal para a bacia de estudo.

⁸ Comparação realizada para uma chuva de projeto Huff do 4 quartil de 150 minutos e TR de 25 anos.

Tabela 10. Critérios de eficiência calculados

Modelo	NS	E%
Muskingum-Cunge	0.958	16%
Onda Cinemática	0.920	33%

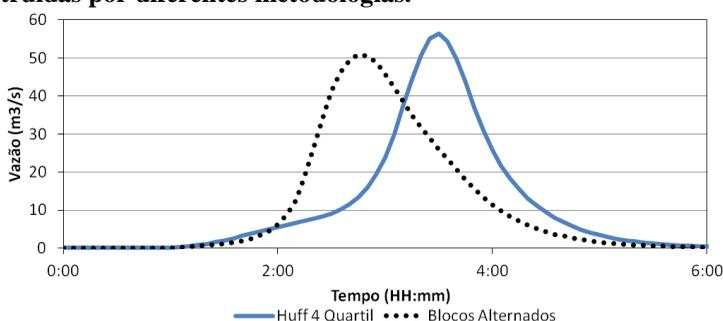
Fonte: Elaborado pelo autor

4.3 COMPARAÇÃO DOS HIDROGRAMAS PARA OS DIFERENTES MÉTODOS DE DISTRIBUIÇÃO TEMPORAL DA CHUVA.

A Figura 21 apresenta os hidrogramas simulados pelas chuvas de TR 25 anos construídas pelos métodos Blocos Alternados e Huff 4° quartil, para um t_d de 180 minutos, utilizando o modelo de escoamento Muskingum-Cunge. A primeira diferença nítida entre os dois modelos se deu no tempo de pico. Devido ao fato do método dos Blocos Alternados criar uma chuva com pico no centro do hietograma e o método de Huff do 4° quartil criar uma chuva com pico no quartil final do hietograma, era de se esperar que essa diferença fosse visível no hidrograma de saída.

Outro ponto notório se dá no formato do hidrograma. Quando utilizado o método de Huff do 4° quartil o hidrograma apresentou uma ascensão mais suave do que quando utilizado o método dos blocos alternados.

Figura 21. Exemplo⁹ de hidrogramas gerados a partir das chuvas construídas por diferentes metodologias.



Fonte: Elaborado pelo autor

⁹ Comparação realizada para uma chuva de projeto de 150 minutos e utilizando o modelo de escoamento Muskingum-Cunge.

Quanto a produção de vazões de pico, observa-se na Figura 22 que a manutenção da intensidade da chuva de pico levou o método dos Blocos Alternados a uma vazão de pico superior para os valores de t_d mais altos.

Para chuvas de t_d até 3,0 horas, com exceção do TR 5 anos – cujas chuvas possuem t_d efetivamente diferentes – o método de Huff do 4º quartil apresentou maiores valores de vazão de pico devido principalmente ao atraso do pico de chuva no hietograma e, conseqüentemente, a sua maior contribuição para as vazões de pico – uma vez que o solo encontra-se mais úmido.

Figura 22: Blocos Alternados e Huff do 4º Quartil: diferenças das vazões de pico.

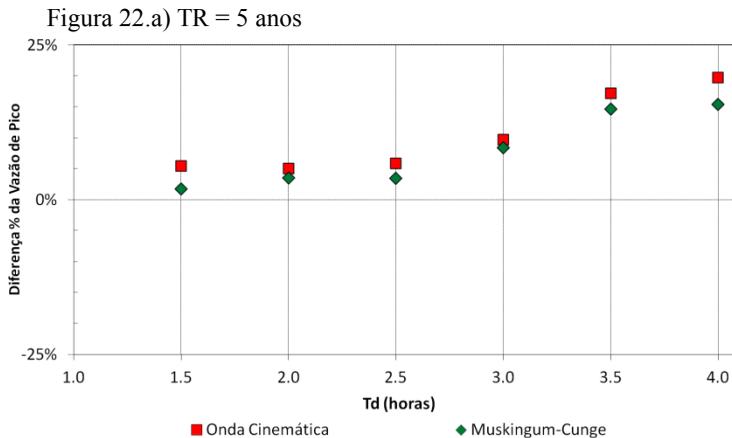


Figura 22.b) TR = 25 anos

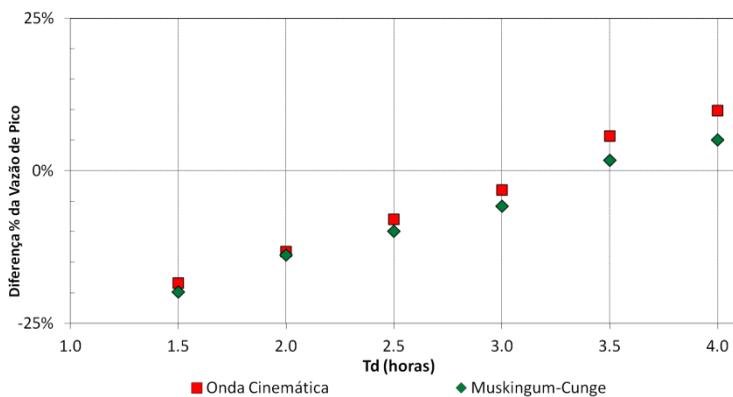
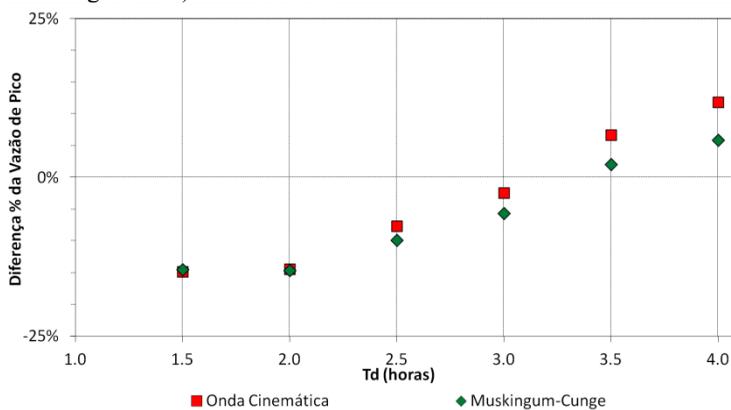


Figura 22.c) TR = 50 anos



Fonte: Elaborado pelo autor

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O objetivo desse trabalho consistiu em avaliar a variação dos hidrogramas de cheia da bacia hidrográfica do Córrego Grande para diferentes metodologias e parâmetros propostos. Devido a inexistência de dados de vazão da região estudada, esse trabalho apresentou um caráter essencialmente comparativo entre os cenários estudados e os métodos aplicados para a dada bacia.

Quanto aos resultados dos modelos, nota-se que eles apresentaram uma variação significativa de acordo com os métodos e parâmetros utilizados, sendo resumido nos seguintes pontos:

- Os modelos construídos para os tempos de retorno de 5 anos não puderam ser comparados uma vez que, devido a descontinuidade da curva IDF utilizada, os tempos de duração de chuva quando utilizado o método Blocos Alternados foram efetivamente diferentes.
- O modelo de escoamento Muskingum-Cunge, apresentou, quando comparado com um modelo hidrodinâmico do HEC-RAS um valor de índice de Nash Stouffle de 0,958 e um erro percentual de vazão de pico de 16%, e foi aparentemente mais eficaz em simular a propagação de onda de cheia no rio Córrego Grande que o modelo Ondas Cinemáticas.
- O modelo de escoamento Ondas Cinemáticas superestimou a vazão de pico na saída da bacia, por não levar em conta o efeito do amortecimento nos canais de menor declividade;
- Para os tempos de retorno de 25 e 50 anos, as chuvas criadas pelo método de Huff 4º quartil acarretaram em maiores valores de vazão de pico no hidrograma para valores de tempo de duração de até 3,0 horas, pelo maior atraso do pico de chuva;
- As chuvas criadas pelo método dos Blocos Alternados levaram a vazões de pico diretamente proporcionais ao tempo de duração de chuva. Assim, para tempos de duração maiores que 3,0 horas, as vazões de pico foram superiores àquelas simuladas com as chuvas de Huff do 4º Quartil. Isso se deve ao fato de que a manutenção do tempo de duração da chuva unitária em 10 minutos levou à constância da intensidade da chuva de pico para todas as chuvas dos Blocos Alternados, superestimando as vazões calculadas para tempos de duração mais altos.

Assim, faz-se as seguintes recomendações para o uso de modelos hidrológicos na bacia do Córrego Grande:

- Dado os resultados obtidos, não se recomenda o uso do modelo de escoamento Ondas Cinemáticas nos trechos de menor declividade do rio Córrego Grande, uma vez que essa não simula adequadamente o amortecimento nesses trechos.
- Na construção das chuvas de projeto, quando utilizado o método dos Blocos Alternados, deve-se considerar a variação do tempo de duração da chuva unitária conforme o tempo de duração da chuva de projeto, para não superestimar as respostas do modelo.
- Quanto a chuva IDF de Florianópolis, quando utilizada para tempos de retorno iguais a 5 anos, recomenda-se a construção de uma curva de ajuste para os intervalo de duração de chuva de 50 a 70 minutos.

Para futuros trabalhos, recomenda-se também o mapeamento dos dados da rede de drenagem urbana na região e a instalação de uma estação fluviométrica no rio Córrego Grande a fim de se obter dados que contribuam para a validação das metodologias apresentadas ao longo do trabalho.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASADI, Arash; BOUSTANI, Fardin. Performance Evaluation of the HEC-HMS Hydrologic Model for Lumped and Semi-distributed Stormflow Simulation (Study Area: Delibajak Basin). **American Journal Of Engineering Research (ajer)**, Dehdasht Branch, Iran, v. 2, n. 11, p.115-121, abr. 2013.

BACK, Á.J.; HENN, A.; OLIVEIRA, J.L.R. Duration-Frequency relationships of heavy rainfall in Santa Catarina, Brazil. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, v.36, p.1015-1022, 2011.

BRASIL. Lei nº 9433, de 08 de janeiro de 1997. **Política Nacional dos Recursos Hídricos**. p. 1-13. Disponível em: <<http://www.secid.ma.gov.br/files/2014/09/Politica-Nacional-de-Recursos-Hidricos.pdf>>. Acesso em: 28 set. 2014.

BRUNI, José Carlos. A água e a vida. **Tempo Social**; Rev. Sociol. USP, S. Paulo, 5(1-2): 53-65, 1993 (editado em nov. 1994). Disponível em: <<http://www.fflch.usp.br/sociologia/temposocial/site/images/stories/edicoes/v0512/Agua.pdf>>. Acesso em: 04 out. 2014.

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

CENTRO DE ESTUDOS CULTURA E CIDADANIA - CECCA. 1997. **Unidades de Conservação e Áreas protegidas da Ilha de Santa Catarina**: caracterização e legislação. Insular, Florianópolis

CEPED UFSC. **Atlas Brasileiro de Desastres Naturais 1991 a 2010: Volume Santa Catarina**, 2011. 90 p. Disponível em: <<http://150.162.127.14:8080/atlas/Atlas%20Santa%20Catarina.pdf>>. Acesso em: 05 out. 2014.

CHOW, Ven Te. **Applied Hydrology**. Usa: Mcgraw-hill, 1988. 540 p.

CHRISTOFOLETTI, Antonio. **Modelagem de sistemas ambientais**. São Paulo: Edgard Blucher, 1999. 236p.

CLARK, Michael J.. Putting Water in its Place: A Perspective on GIS in Hydrology and Water Management. In: GURNELL, A. M.;

COLLISCHONN, W.; DORNELLES, F. **Hidrologia:** para Engenharia e Ciências Ambientais. Porto Alegre, RS: Abrh, 2013. 350 p

Congresso Brasileiro de Engenharia Agrícola, 42., 2014, Campo Grande, Ms. **Avaliação de Estimativas de Chuvas Intensas de Florianópolis, Sc Obtidas por Diferentes Metodologias.** Campo Grande - Ms: Sbea, 2014. 4 p. Disponível em: <<http://www.sbea.org.br/conbea/2014/anais/R0179-2.pdf>>. Acesso em: 01 nov. 2014.

DAVIE, Tim. **Fundamentals of Hydrology.** 2. ed. New York, Ny: Routledge, 2008. Disponível em: <[http://nozdr.ru/data/media/biblioteka/kolxo3/P_Physics/PGp_Geophysics/Davie T. Fundamentals of Hydrology \(2ed., Routledge, 2008\)\(ISBN 0415399866\)\(221s\)_PGp_.pdf](http://nozdr.ru/data/media/biblioteka/kolxo3/P_Physics/PGp_Geophysics/Davie T. Fundamentals of Hydrology (2ed., Routledge, 2008)(ISBN 0415399866)(221s)_PGp_.pdf)>. Acesso em: 04 out. 2014.

GOODCHILD, Michael F.. The State of GIS for Environmental Problem-Solving. In: GOODCHILD, Michael F.; PARKS, Bo Oil; STEYART, Louis T. **Environmental Modelling with GIS.** Oxford: Oxford University Press, 1993. Cap. 2. p. 8-15. Disponível em: <<http://www.geog.ucsb.edu/~good/papers/193.pdf>>. Acesso em: 25 out. 2014.

HERRMANN, M. L. P. **Aspectos Ambientais da Porção Central da Ilha de Santa Catarina.** 1989. 254 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geografia, Centro de Ciências Humanas, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1989.

HUFF, Floyd A.. **Time Distributions of Heavy Rainstorms in Illinois.** Champaign, Illinois: Department of Energy and Natural Resources, 1990.

HUFF, Floyd A.; ANGEL, James R.. **Rainfall frequency atlas of the midwest.** Champaign, Illinois: Midwestern Climate Center, 1992.

MONTEIRO, L.R.; KOBİYAMA, M. **Influências da distribuição temporal de precipitação no mapeamento de inundação.** REGA, v.11, n.2, p.25-35, 2014.

MULUNGO, H. M. **Estudo de inundação na bacia do campus da UFSC, Florianópolis-SC.** Florianópolis: UFSC/CTC/ENS, 2012. 163f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental, Universidade Federal de Santa Catarina.

PAIVA, E.M.C.D., **Hidrologia Aplicada à Gestão de Pequenas Bacias Hidrográficas**. Editora ABRH. p.493-506. Porto Alegre, 2001.

PAIVA, Rodrigo Canduro Dias de. **Modelagem Hidrológica e Hidrodinâmica de Grandes Bacias: Estudo de Caso: Bacia do Rio Solimões**. 2009. 182 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rs, 2009.

PAULINO, Paloma Fernandes. **Estudo sobre a sensibilidade dos parâmetros do método SCS na determinação dos hidrogramas de cheia em bacias urbanas**. 2014. 128 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Hídrica e Saneamento, Universidade Federal de Santa Catarina, São Carlos, Sp, 2014.

PONTES, Paulo Rogério Monteiro. **Comparação de Modelos Hidrodinâmicos Simplificados de Propagação de Vazão em Rios e Canais**. 2011. 159 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rs, 2011.

PONTREMOLEZ, Nataska Schincariol. **Estudo das inundações em cenários alternativos de uso e ocupação do solo na bacia hidrográfica do Córrego do Mineirinho em São Carlos, SP**. 2013. 132 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Hidráulica e Saneamento, Universidade de São Paulo, São Carlos, Sp, 2013.

PORTO, R.M. **Hidráulica Básica**, 4^a. edição Projeto REENGE, EESC/USP, 2006.

PROCHMANN, João Ricardo. **Análise espacial da susceptibilidade à inundações na bacia hidrográfica do Córrego Grande, Florianópolis – sc**. 2014. 88 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Sanitária e Ambiental, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014.

QUINTO JUNIOR, Luiz de Pinedo. Urbanização e a ocupação de áreas de risco. In: ENCONTRO DE GEOGRAFIA, 3., 2010, Campos dos Goytacazes. **Anais...** . Campos dos Goytacazes: Essentia, 2011. p. 01 - 5. Disponível em:

<<http://www.essentiaeditora.iff.edu.br/index.php/ENGEO/article/view/1655>>. Acesso em: 04 out. 2014.

RIGHETTO, Antônio Marrozi. **Hidrologia e Recursos Hídricos**. São Carlos, Sp: Eesc Usp, 1998. 817 p.

ROCHA, Henrique Lucini. **Propagação de onda de cheia em canais simplificados: estudo comparativo de modelo hidrodinâmico e Muskingum-Cunge**. 2008. 38 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Sanitária e Ambiental, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2008.

SANTOS, R. F. **Planejamento Ambiental: Teoria e Prática**, São Paulo/SP, Ed. Oficina de Textos, 2004.

SARTORI, A.; GENOVEZ, A.M; LOMBARDI NETO, F. Classificação Hidrológica de Solos Brasileiros para a Estimativa da Chuva Excedente com o Método do Serviço de Conservação do Solo – Parte 1: Classificação. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v.10, p. 05-18, 2005.

SILVEIRA, André Luiz Lópes. Desempenho de Fórmulas de Tempo de Concentração em Bacias Urbanas e Rurais. **Rbrh - Revista Brasileira de Recurso Hídricos**, Porto Alegre, Rs, v. 10, n. 1, p.5-23, jan. 2005.

Disponível em:

<<http://132.248.9.34/hevila/Revistabrasileiraderecursoshidricos/2005/vol10/nol1/1.pdf>>. Acesso em: 31 out. 2014.

SILVEIRA, Gislaíne Massuia da. **Análise de sensibilidade de hidrogramas de projeto aos parâmetros de sua definição indireta**. 2010. 244 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, São Paulo, 2010.

SIMÕES, Silvio Jorge C.. Interaction between GIS and hydrologic model: A preliminary approach using ArcHydro Framework Data Model. **Ambiente & Água**, Taubaté, v. 8, n. 3, dez. 2013. Disponível em: <http://www.scielo.br/scielo.php?pid=S1980-993X2013000300007&script=sci_arttext>. Acesso em: 25 out. 2014.

SOUZA, Patrick Santos de. **Revitalização de cursos d'água em área urbana: perspectivas de restabelecimento da qualidade hidrogeomorfológica do Córrego Grande (Florianópolis/SC)**. 2014. 210 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de PÓS-graduaÇÃO em Geografia, Universidade Federa de Santa Catarina, Florianópolis, 2014.

TODINI, E. . **A mass conservative and water storage consistent variable parameter Muskingum-Cunge approach**. Hydrol. Earth Syst. Sci., 11, 1645- 1659, 2007.

TUCCI, Carlos E. M. **Hidrologia: ciência e aplicação**. 4. ed. Porto Alegre: Ed. da UFRGS, ABRH, 2009. 943 p. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos ; v. 4).

TUCCI, Carlos E. M.. **Modelos Hidrológicos**. Porto Alegre, Rs: Editora da Universidade, Ufrgs, 1998. 669 p.

TUCCI, E. M. Urbanização e recursos hídricos. In: BICUDO, C. E. M.; TUNDISI, J. G.; SCHEUENTSUL, M. C. (Org.). **Aguas do Brasil: análises estratégicas**. Sao Paulo: Academia Brasileira de Ciências; Instituto Botânica, 2003. p. 113-128. Disponível em:<<http://www.abc.org.br/IMG/pdf/doc-813.pdf>>. Acesso em 05 out. 2014.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS – HEC-GeoHMS-Geospatial hydrological modeling extension: **User’s Manual**, version 10.1, US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, 2013, 193p.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS – HMS-Hydrologic Modeling System: **Technical Reference Manual**, US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, 2000, 157p.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS – HMS-Hydrologic Modeling System: **User’s Manual**, US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, 2010, 157p.

UNITED STATES. National Resources Conservation Service. United States Department Of Agruculture (Org.). **National Engineering Handbook: Part 630 Hydrology**. Washington, Dc: United States Department Of Agruculture, 2007.

USACE, Hydrologic Engineering Center, **River Analysis System HEC-RAS, Hydraulic Reference Manual version 3.0**. 2013. Disponível em: www.usace.army.mil> acesso em 28 nov. 2014.

VIEIRA, S. J. **Transdisciplinaridade Aplicada à Gestão Ambiental de Unidade de Conservação. Estudo de Caso: Manguezal do Itacorubí**. Florianópolis/SC. Sul do Brasil. 2007. 316 f. Tese (Doutorado) - Curso de

Engenharia Civil, Departamento de Centro Tecnológico, Universidade Federal da Santa Catarina, Florianópolis, 2007.

7 APÊNDICES

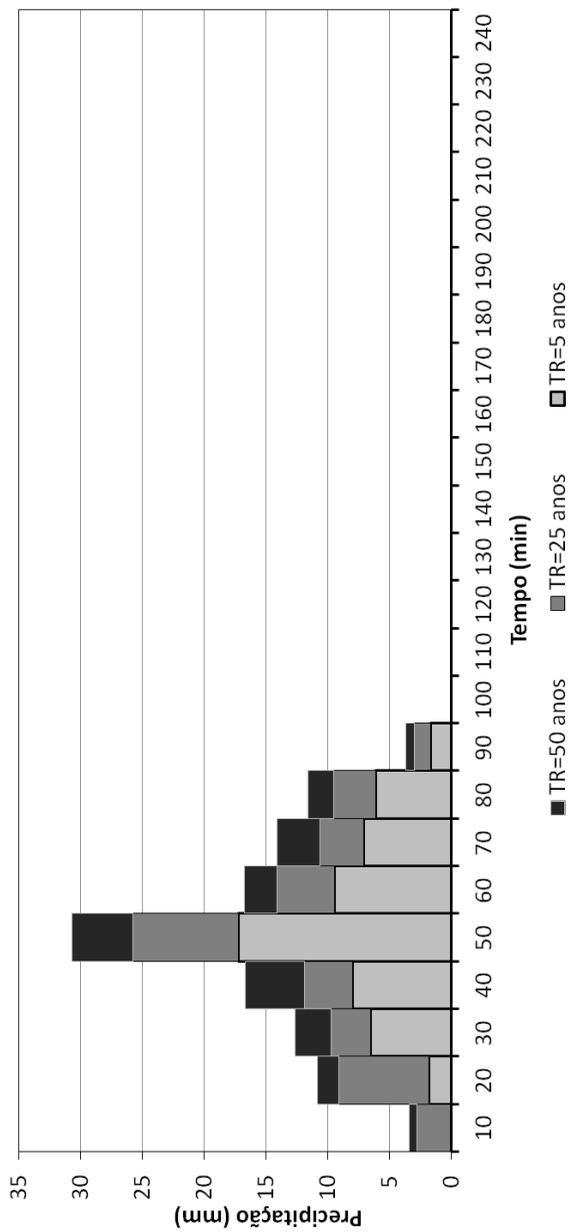
ÍNDICE DE APÊNDICES

APÊNDICE A: CHUVAS DE PROJETO	84
APÊNDICE B: QUADROS RESUMOS	96
APÊNDICE C: HIDROGRAMAS DE SAÍDA	97

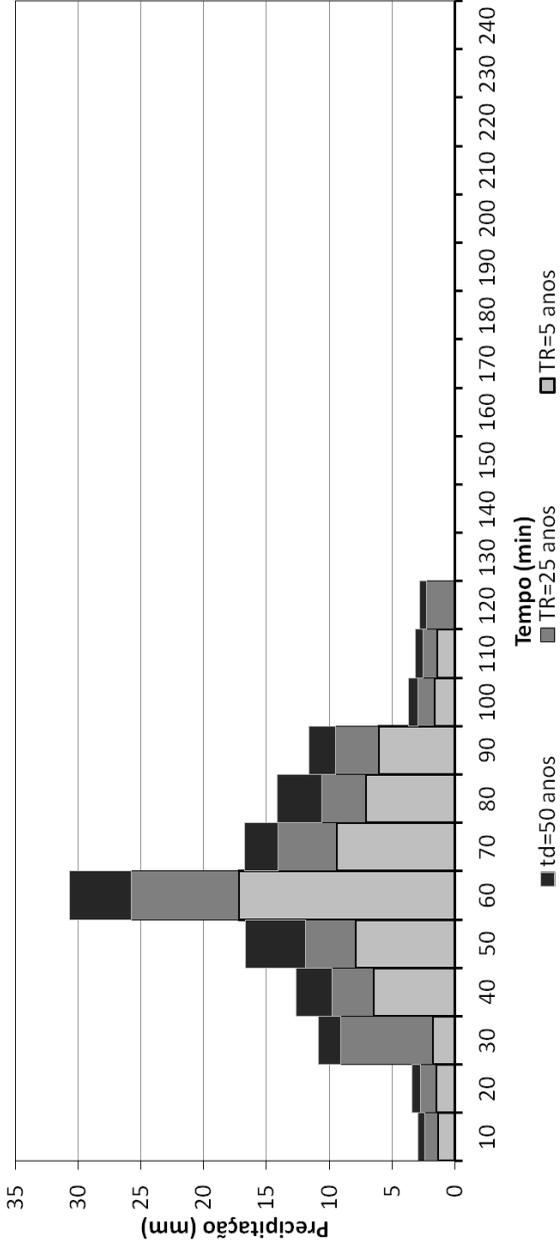
APÊNDICE A: CHUVAS DE PROJETO

a) BLOCOS ALTERNADOS

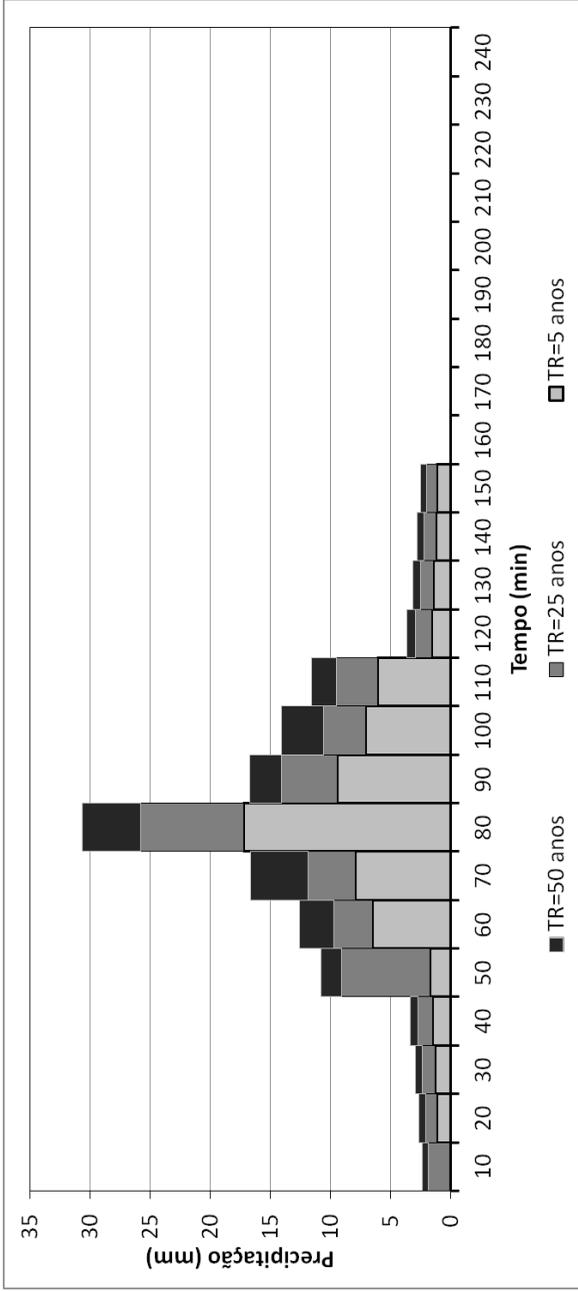
a.1) $t_d = 90 \text{ min}$



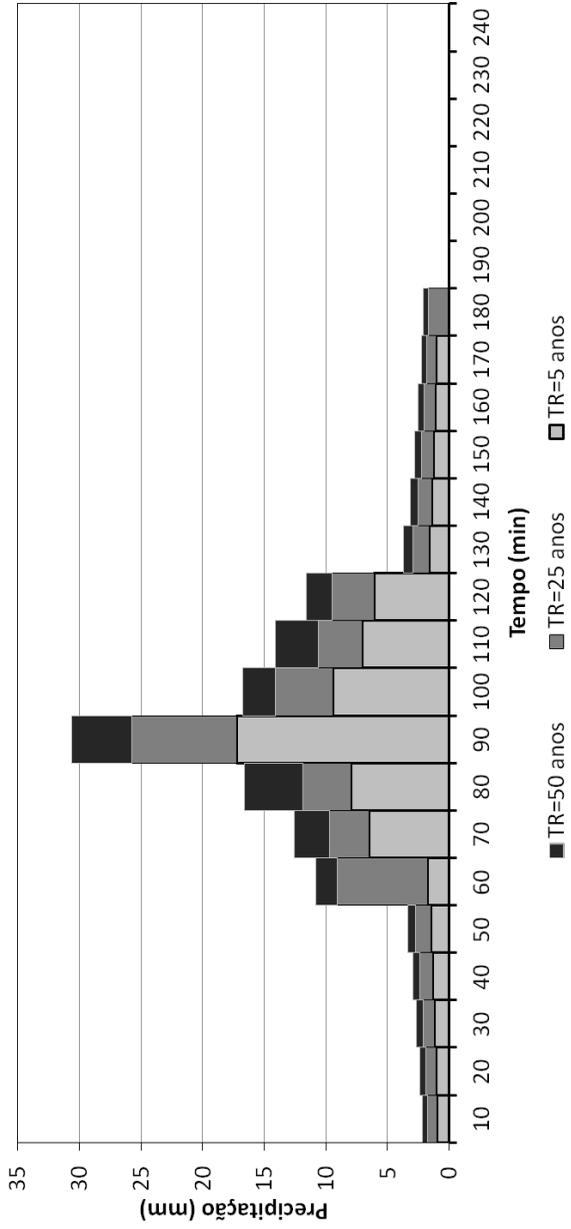
a.2) td = 120 min



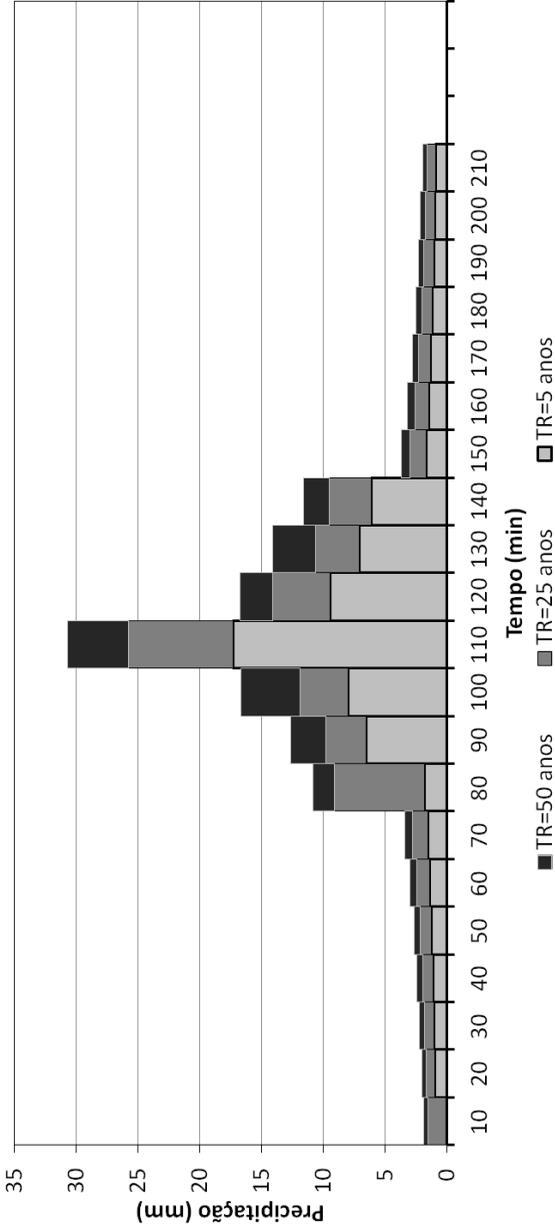
a.3) $t_d = 150 \text{ min}$



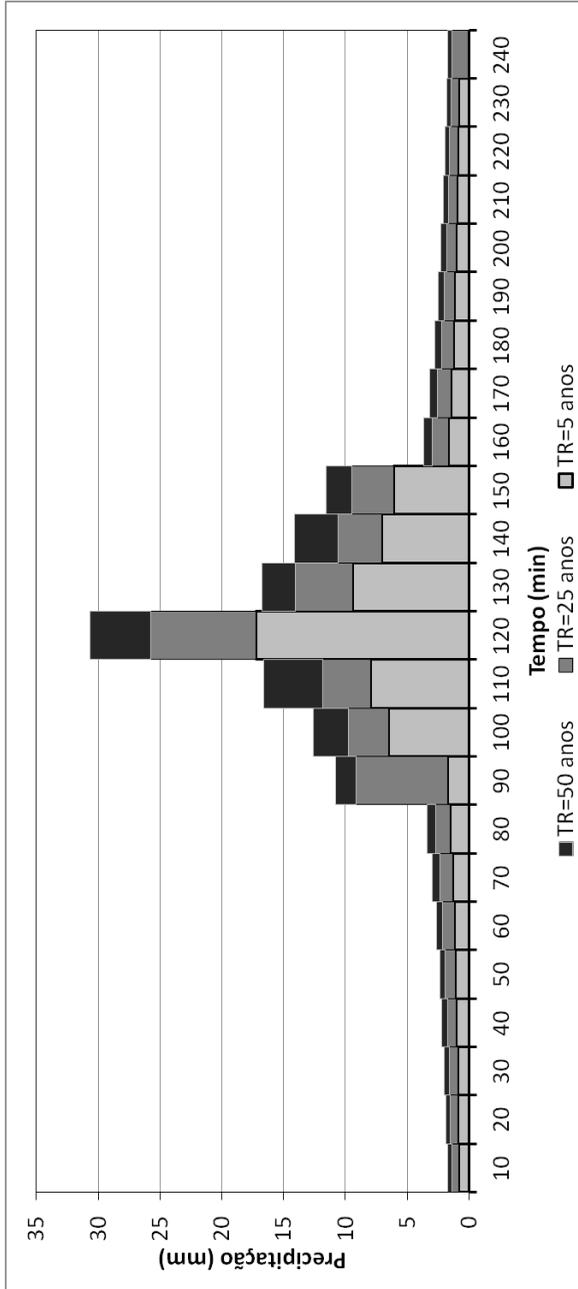
a.4) $t_d = 180 \text{ min}$



a.5) $t_d = 210 \text{ min}$

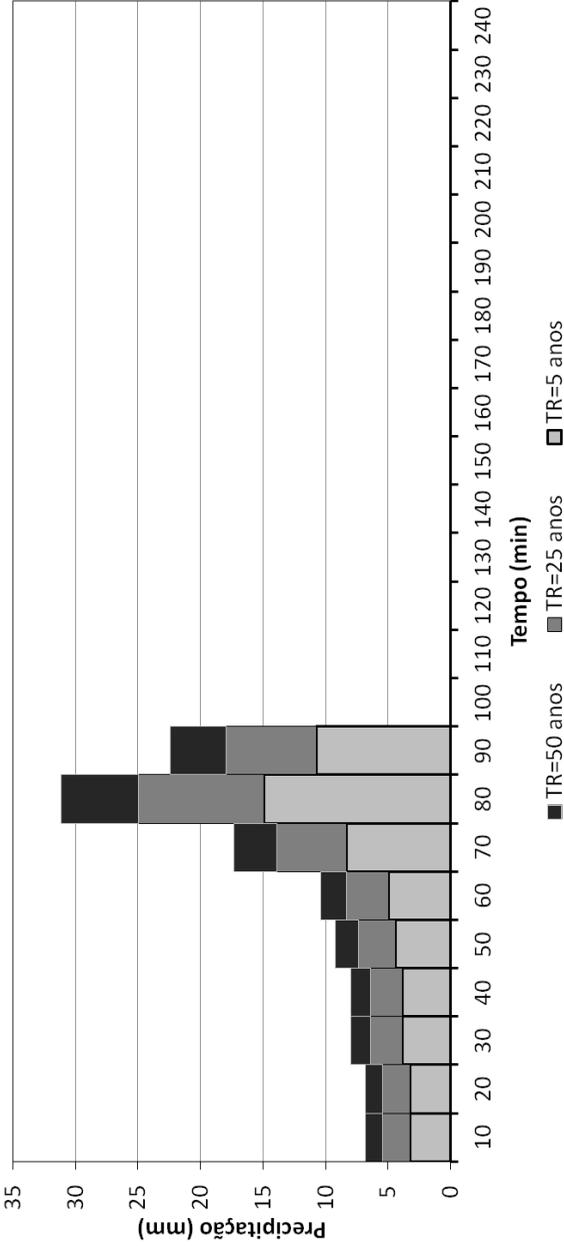


a.6) $t_d = 240 \text{ min}$

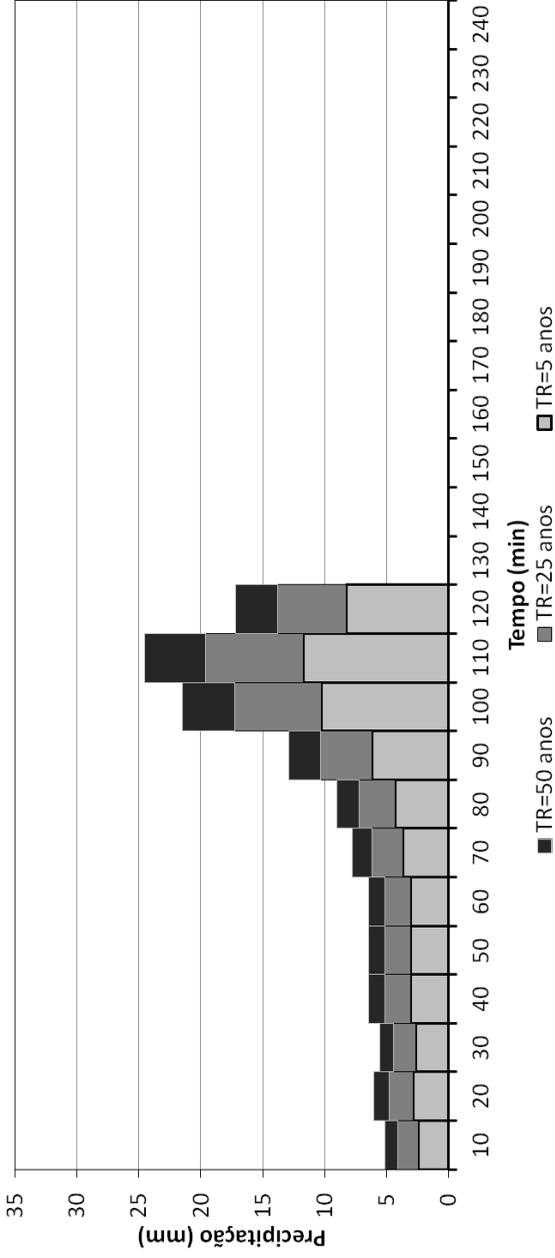


b) HUFF 4° quartil

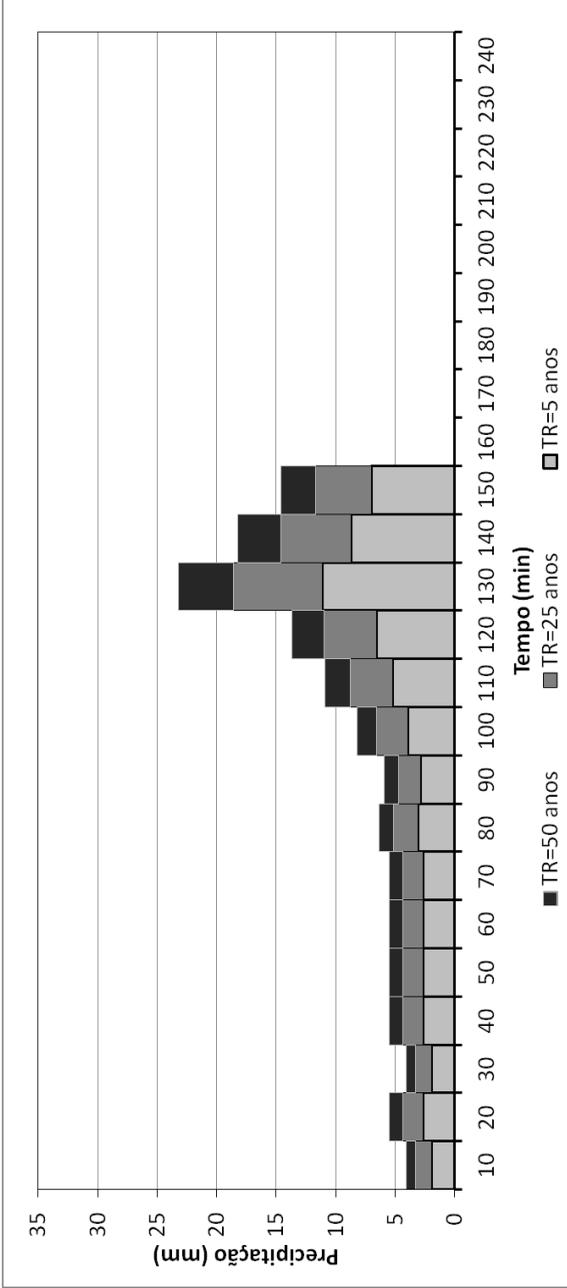
b.1) $t_d = 90$ min



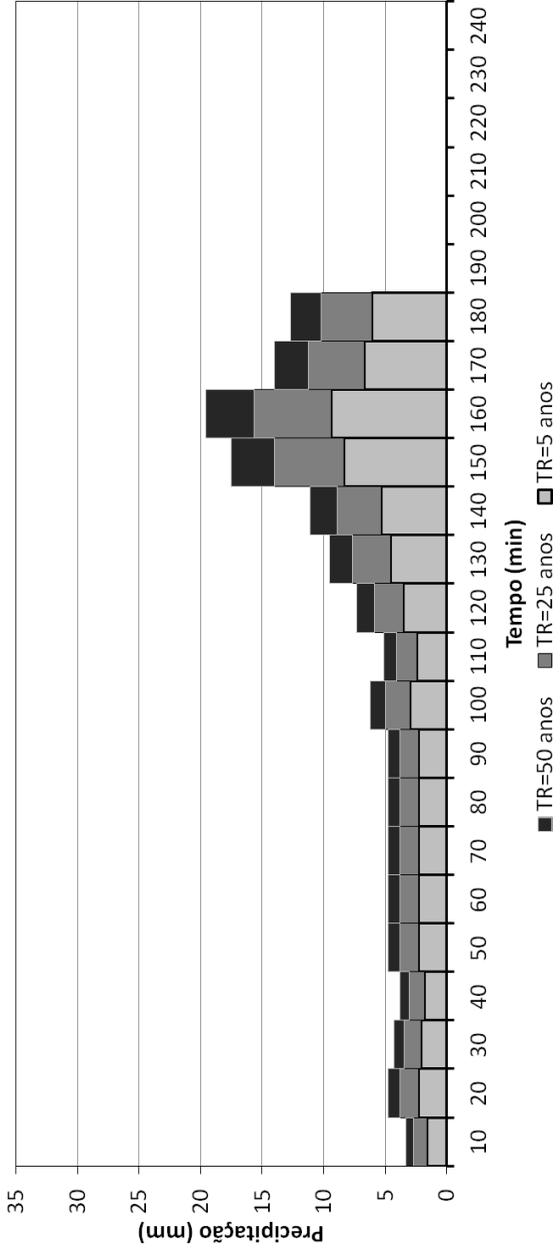
b.2) $t_d = 120 \text{ min}$



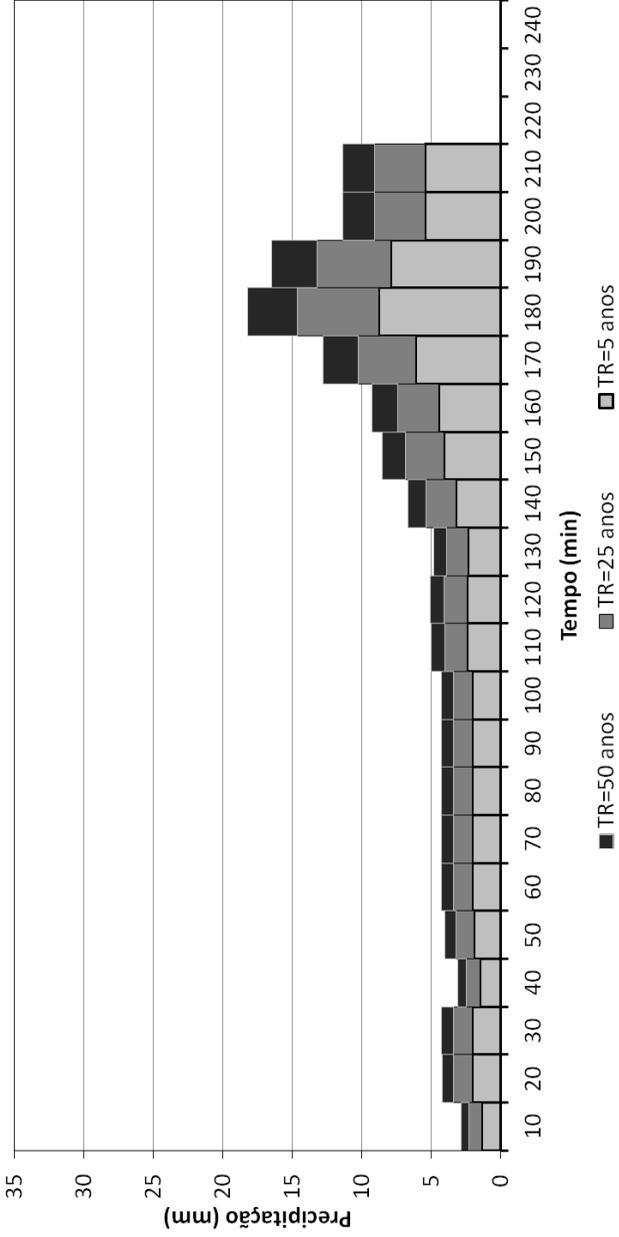
b.3) $t_d = 150 \text{ min}$



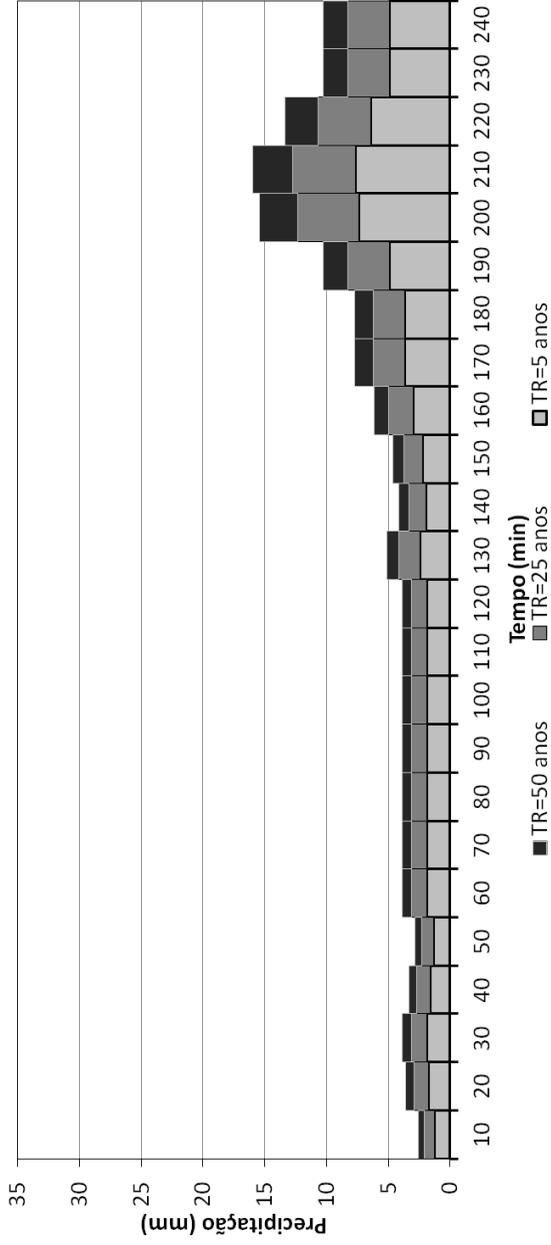
b.4) $t_d = 180 \text{ min}$



b.5) $t_d = 210 \text{ min}$



b.6) $t_d = 240$ min

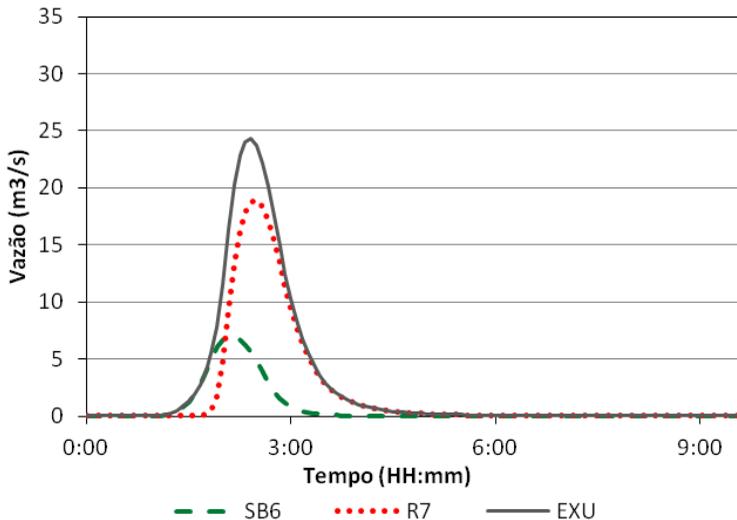


APÊNDICE B: QUADROS RESUMOS

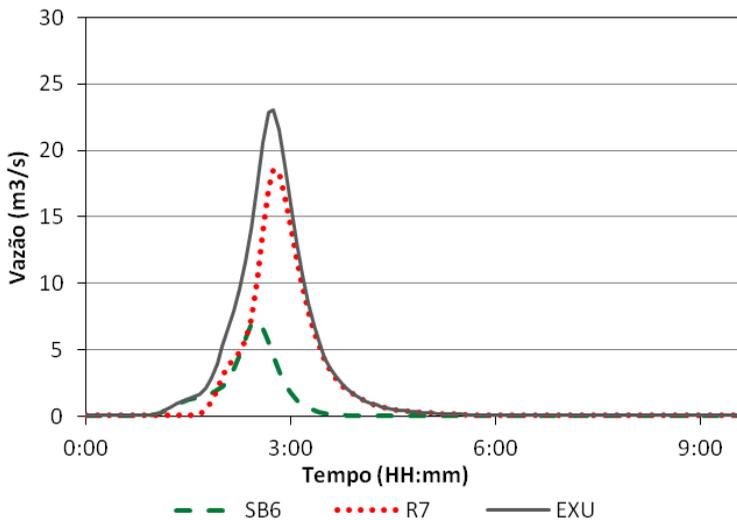
VAZÃO DE PICO (m ³ /s)						
	Blocos Alternados			Huff 4 Quartil		
	td = 1,5 Horas					
TEMPO DE RETORNO	5	25	50.00	5	25	50.00
ESCOAMENTO						
ONDA CINEMÁTICA	24.29	53.91	76.93	23.03	66.10	90.35
MUSKINGUM-CUNGE	20.75	46.07	66.42	20.39	57.51	77.67
	td = 2 Horas					
TEMPO DE RETORNO	5	25	50.00	5	25	50.00
ESCOAMENTO						
ONDA CINEMÁTICA	26.06	56.04	79.53	24.80	64.60	92.97
MUSKINGUM-CUNGE	22.39	47.86	68.72	21.62	55.52	80.49
	td = 2,5 Horas					
TEMPO DE RETORNO	5	25	50.00	5	25	50.00
ESCOAMENTO						
ONDA CINEMÁTICA	26.83	59.38	84.15	25.34	64.52	91.14
MUSKINGUM-CUNGE	23.17	50.82	72.62	22.39	56.39	80.58
	td = 3 Horas					
TEMPO DE RETORNO	5	25	50.00	5	25	50.00
ESCOAMENTO						
ONDA CINEMÁTICA	28.09	60.78	86.02	25.59	62.78	88.17
MUSKINGUM-CUNGE	24.30	52.21	74.24	22.41	55.42	78.70
	td = 3,5 Horas					
TEMPO DE RETORNO	5	25	50.00	5	25	50.00
ESCOAMENTO						
ONDA CINEMÁTICA	29.69	64.20	90.59	25.34	60.74	84.92
MUSKINGUM-CUNGE	25.47	55.35	78.15	22.22	54.41	76.58
	td = 4 Horas					
TEMPO DE RETORNO	5	25	50.00	5	25	50.00
ESCOAMENTO						
ONDA CINEMÁTICA	29.69	64.20	90.59	24.79	58.45	81.00
MUSKINGUM-CUNGE	25.47	55.35	78.15	22.06	52.69	73.83

APÊNDICE C: HIDROGRAMAS DE SAÍDA**a) Tempo de duração = 90 min**

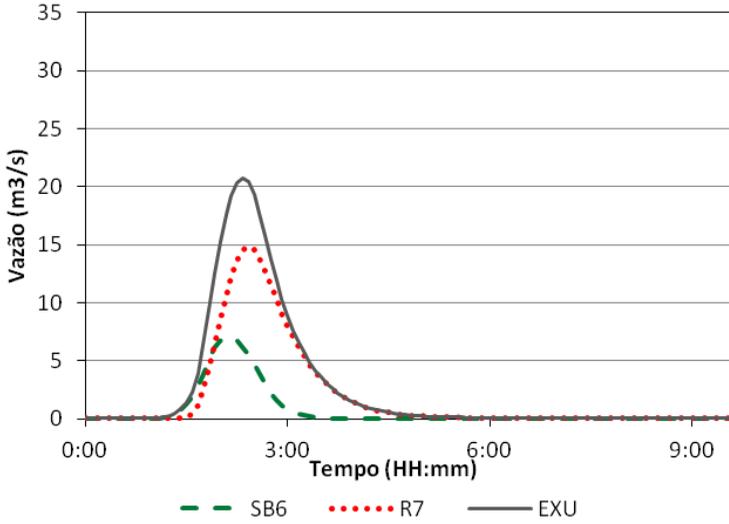
a.1) Blocos Alternados – Onda Cinemática – TR=5 anos



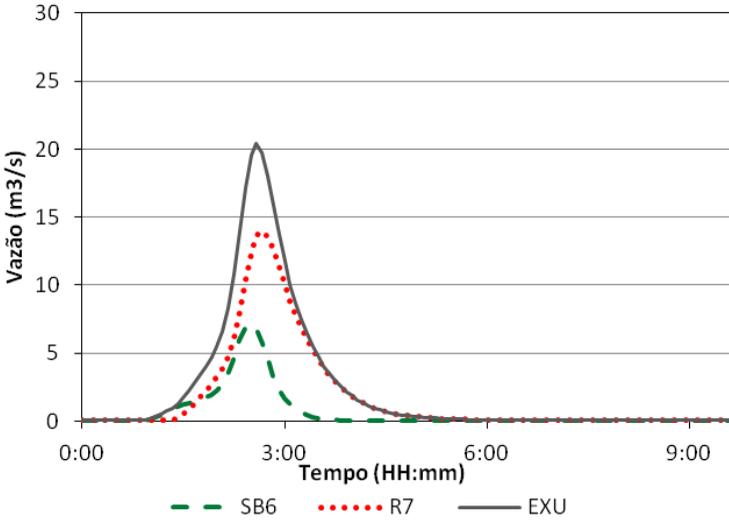
a.2) Huff 4° quartil – Onda Cinemática – TR=5 anos



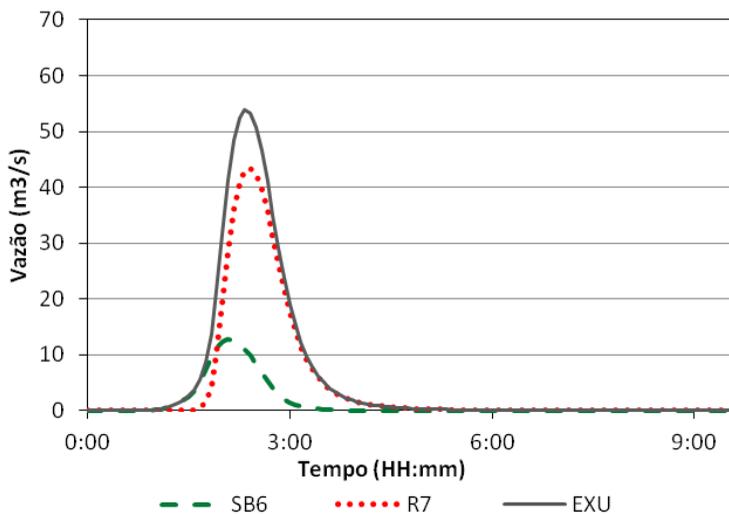
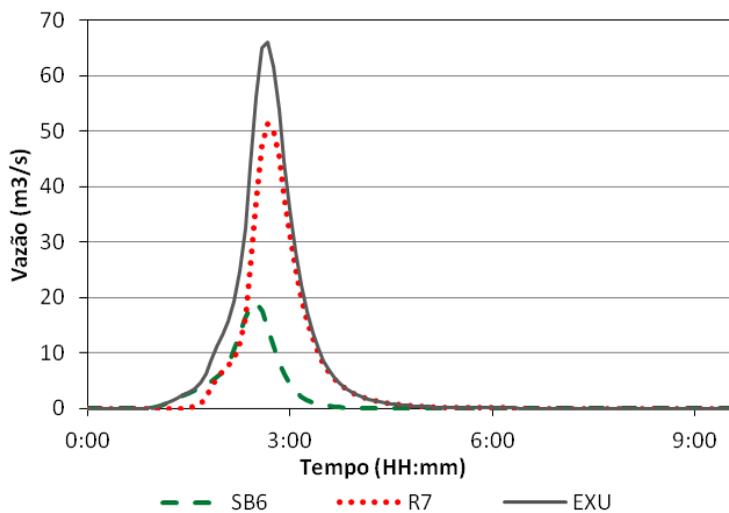
a.3) Blocos Alternados – Muskingum-Cunge – TR=5 anos



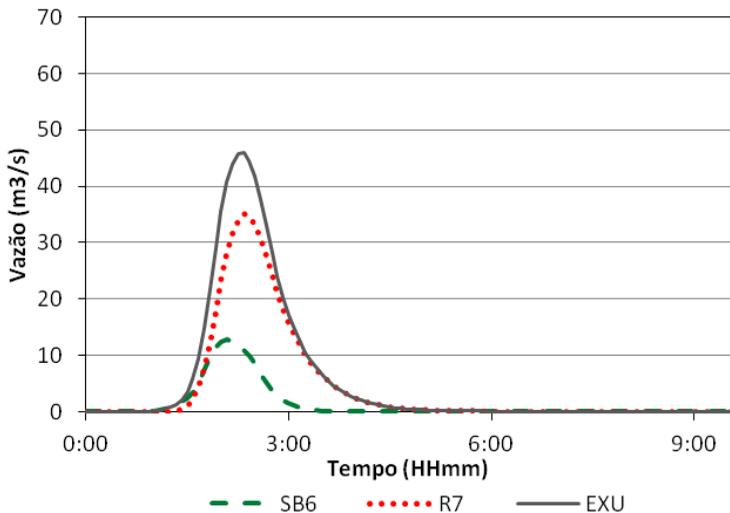
a.4) Huff 4º quartil – Muskingum-Cunge – TR=5 anos



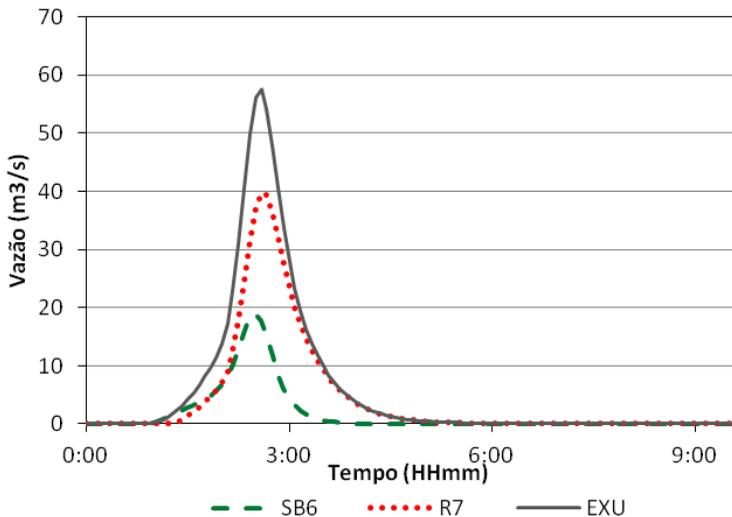
a.5) Blocos Alternados – Onda Cinemática – TR=25 anos

a.6) Huff 4^o quartil – Onda Cinemática – TR=25 anos

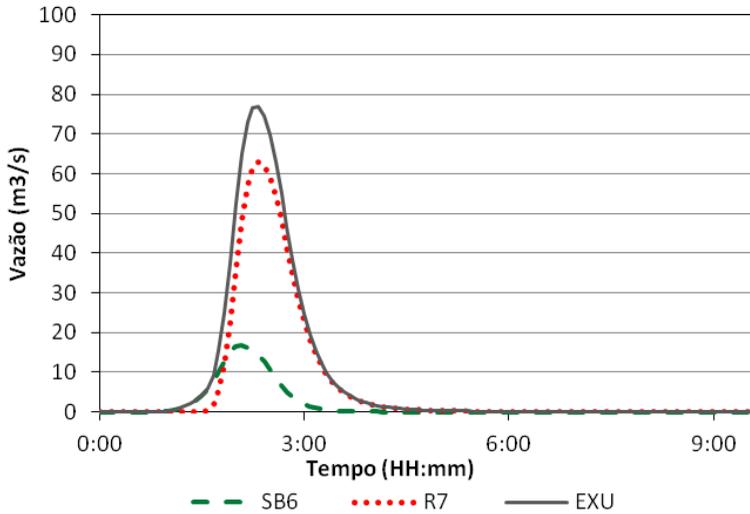
a.7) Blocos Alternados – Muskingum-Cunge – TR=25 anos



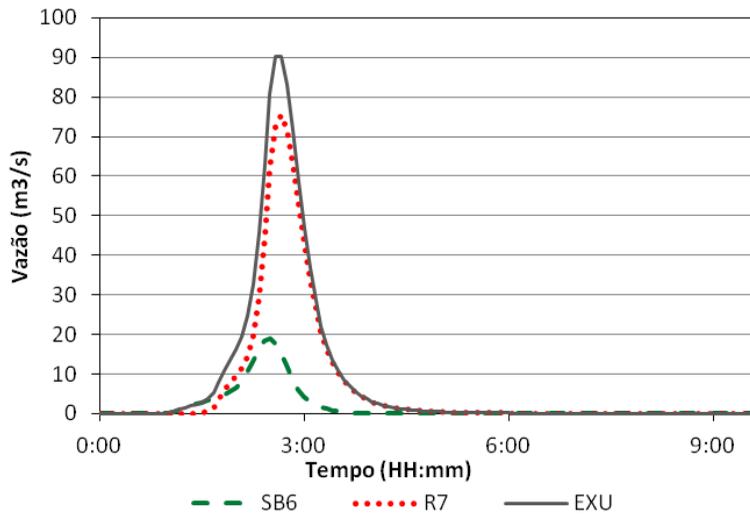
a.8) Huff 4º quartil – Muskingum-Cunge – TR=25 anos



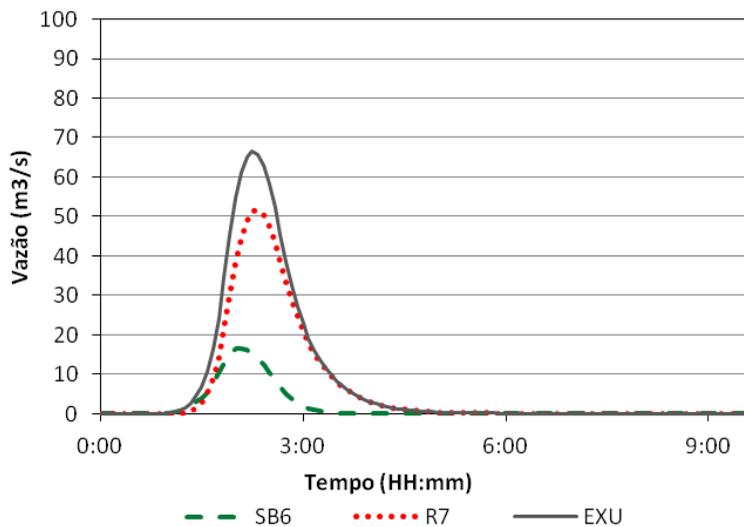
a.9) Blocos Alternados – Onda Cinemática – TR=50 anos



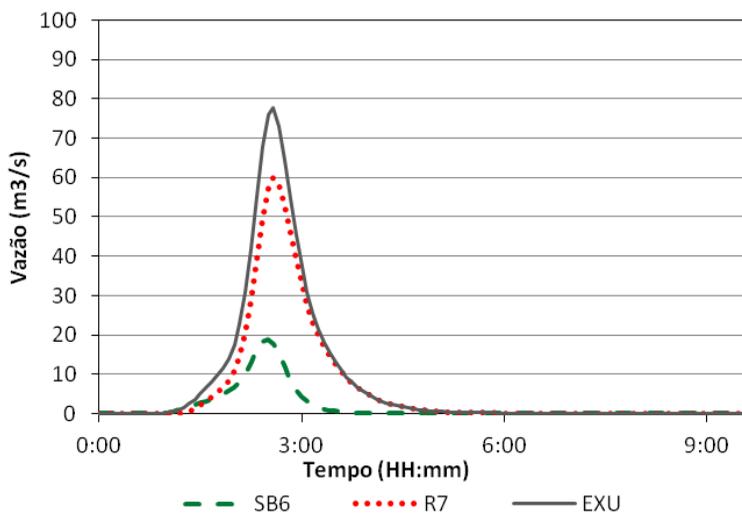
a.10) Huff 4° quartil – Onda Cinemática – TR=50 anos



a.11) Blocos Alternados – Muskingum-Cunge – TR=50 anos

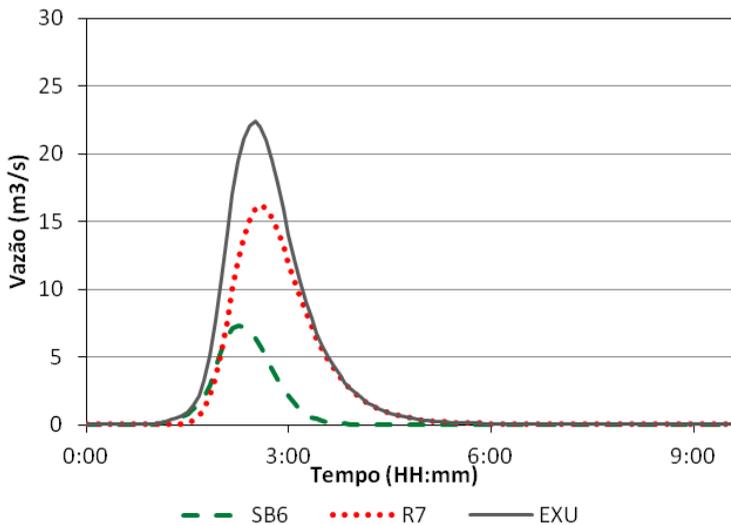


a.12) Huff 4^o quartil – Muskingum-Cunge – TR=50 anos

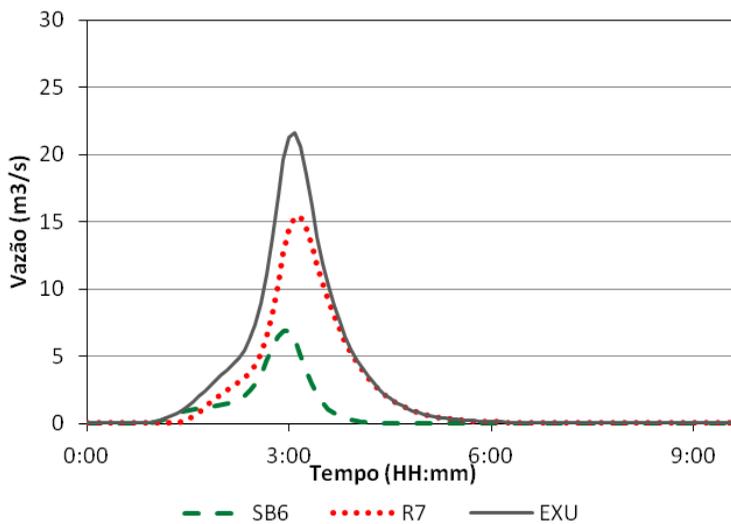


b) Tempo de duração = 120 min

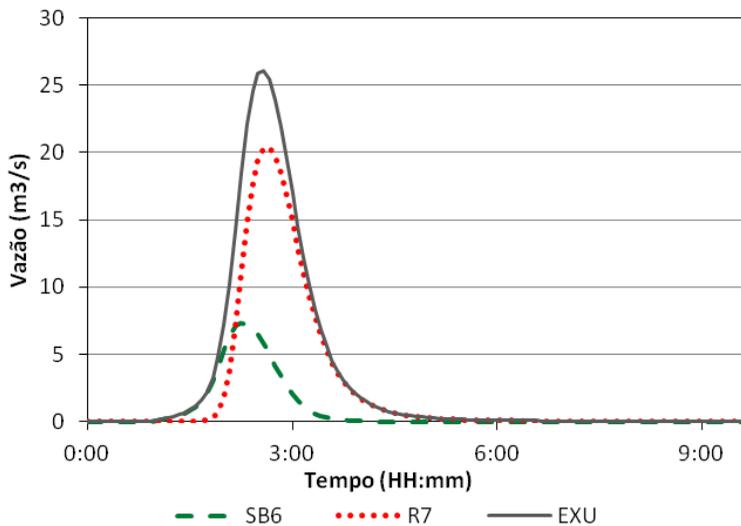
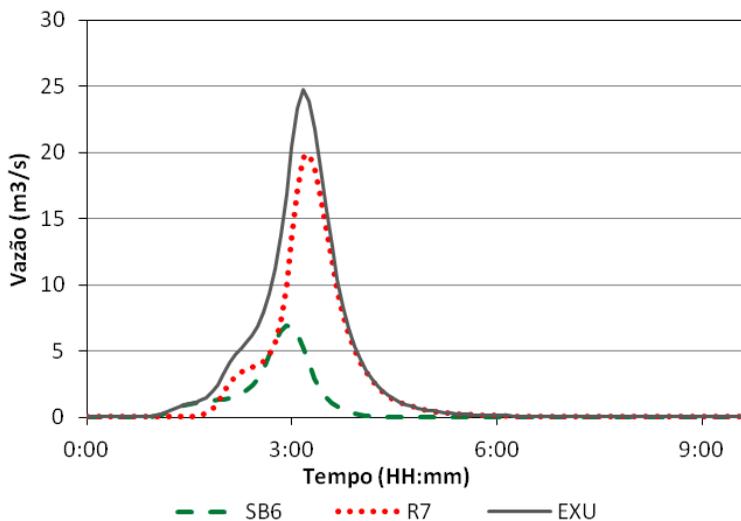
b.1) Blocos Alternados – Onda Cinemática – TR=5 anos



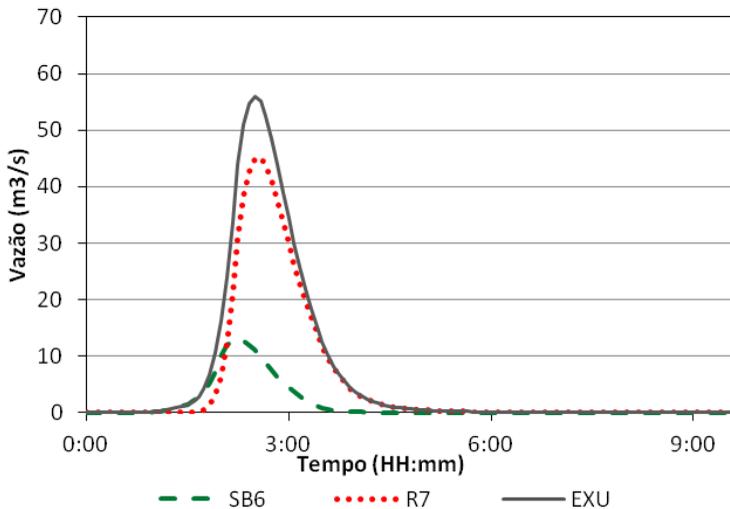
b.2) Huff 4º quartil – Onda Cinemática – TR=5 anos



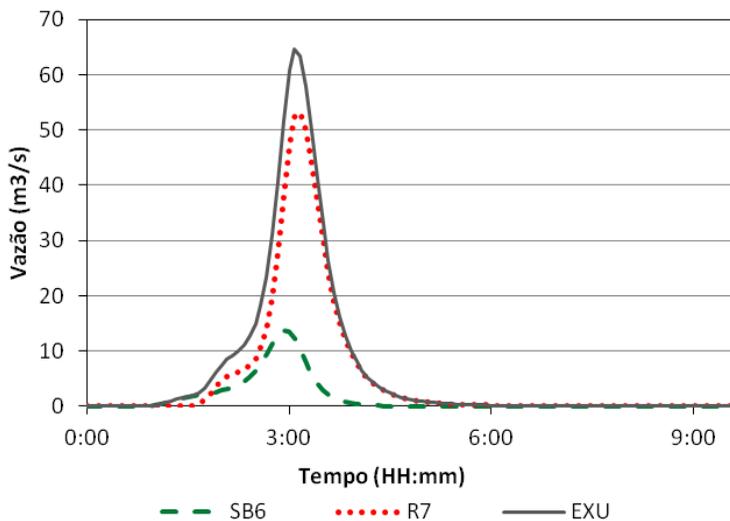
b.3) Blocos Alternados – Muskingum-Cunge – TR=5 anos

b.4) Huff 4^o quartil – Muskingum-Cunge – TR=5 anos

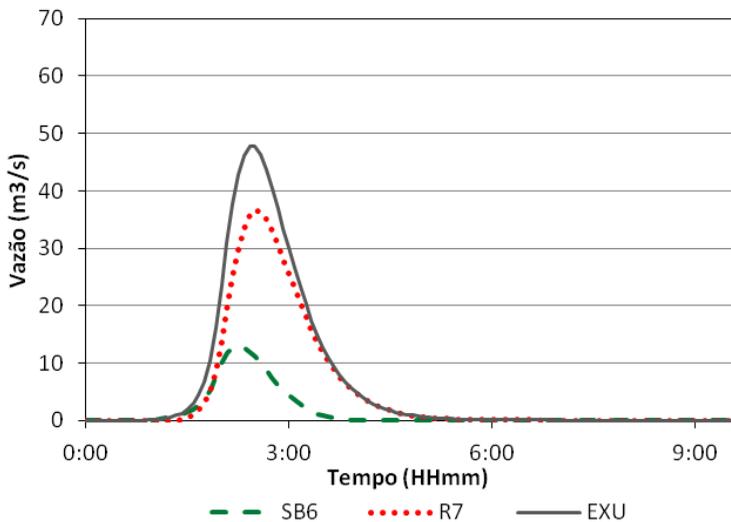
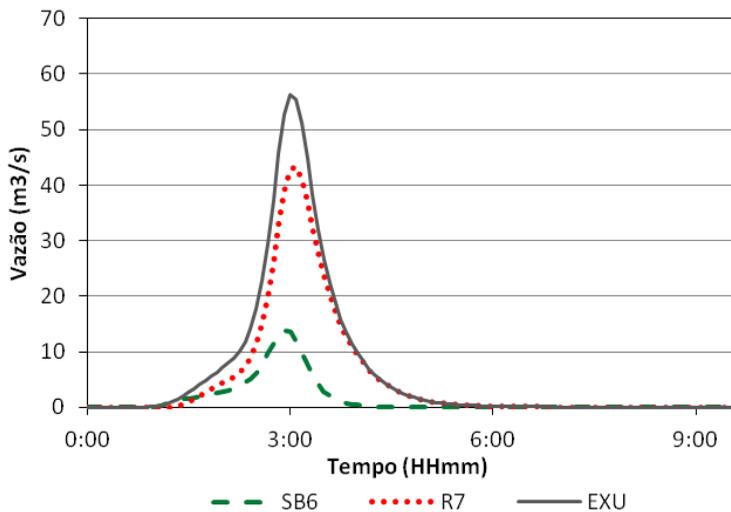
b.5) Blocos Alternados – Onda Cinemática – TR=25 anos



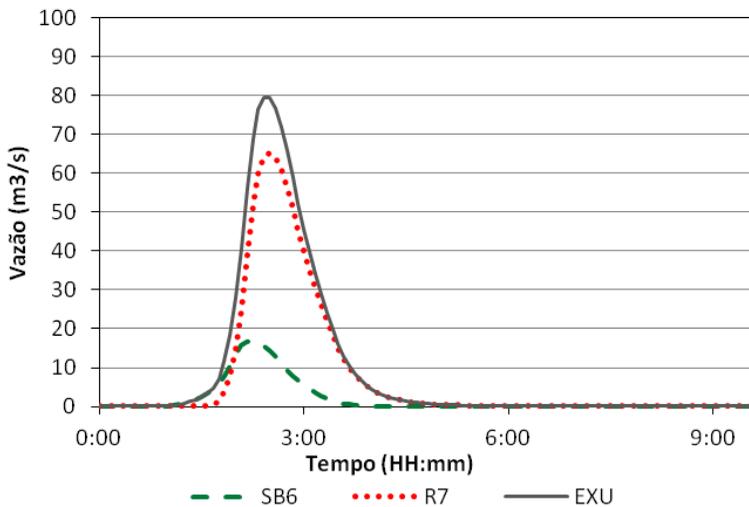
b.6) Huff 4° quartil – Onda Cinemática – TR=25 anos



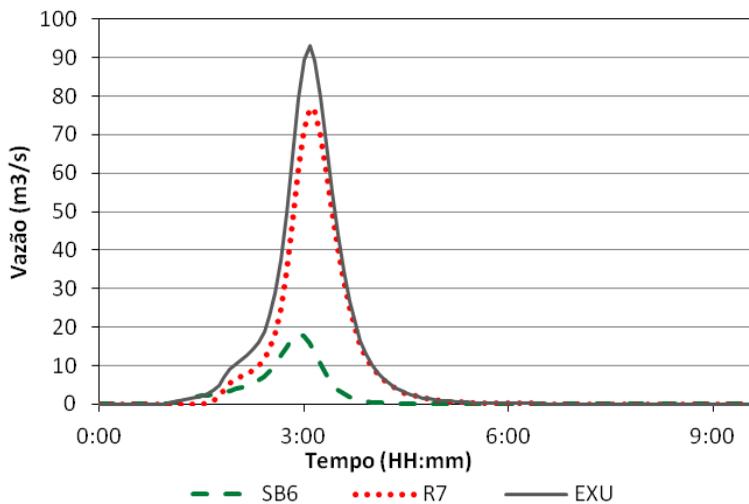
b.7) Blocos Alternados – Muskingum-Cunge – TR=25 anos

b.8) Huff 4^o quartil – Muskingum-Cunge – TR=25 anos

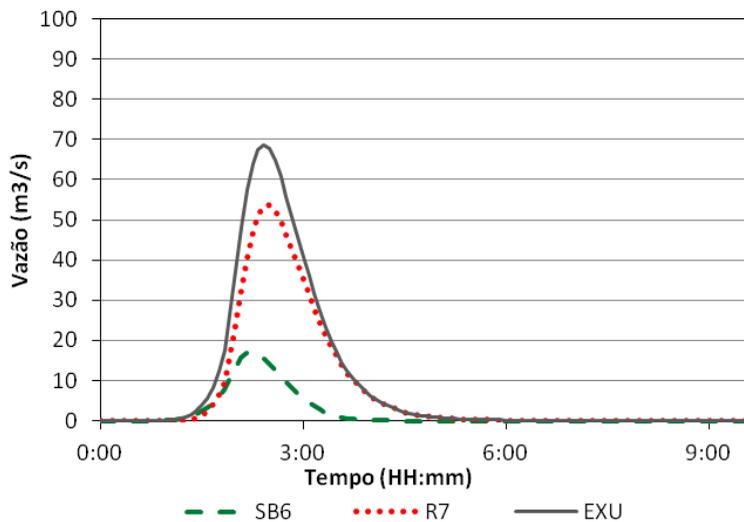
b.9) Blocos Alternados – Onda Cinemática – TR=50 anos



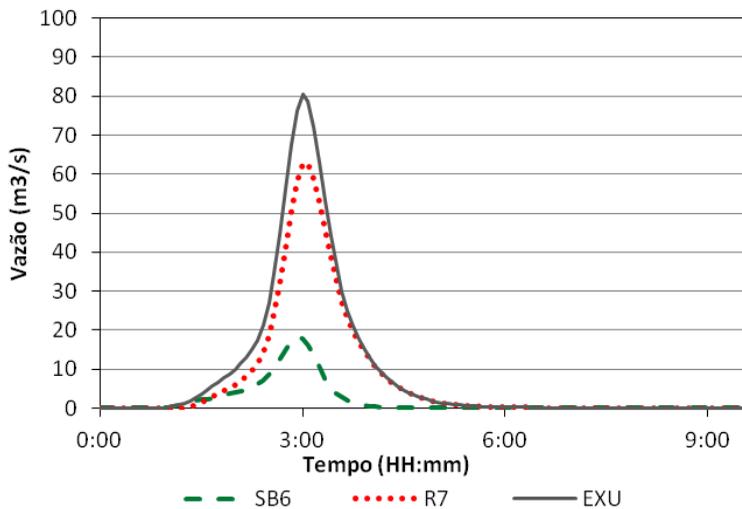
b.10) Huff 4° quartil – Onda Cinemática – TR=50 anos



b.11) Blocos Alternados – Muskingum-Cunge – TR=50 anos

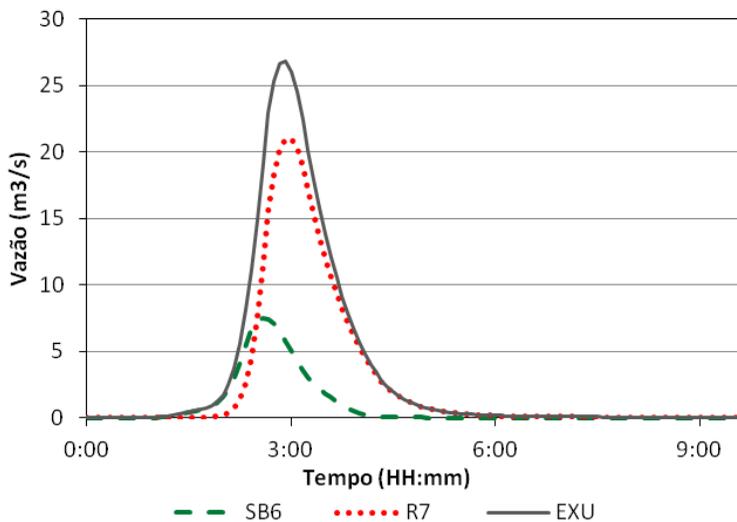


b.12) Huff 4^o quartil – Muskingum-Cunge – TR=50 anos

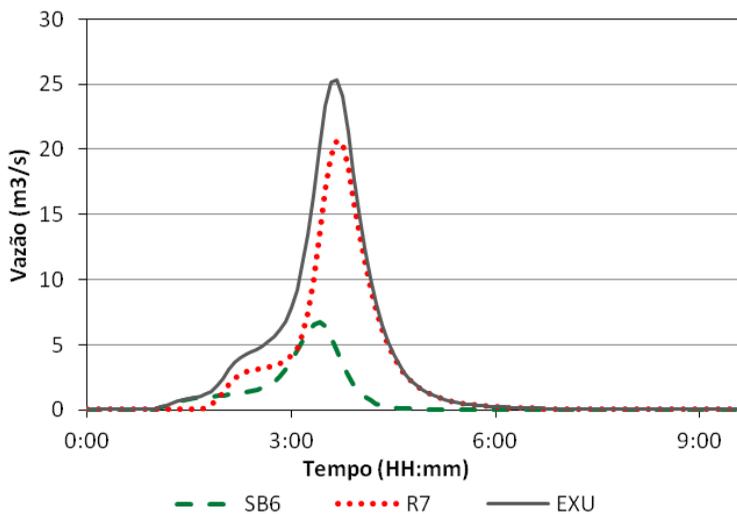


c) Tempo de duração = 150 min

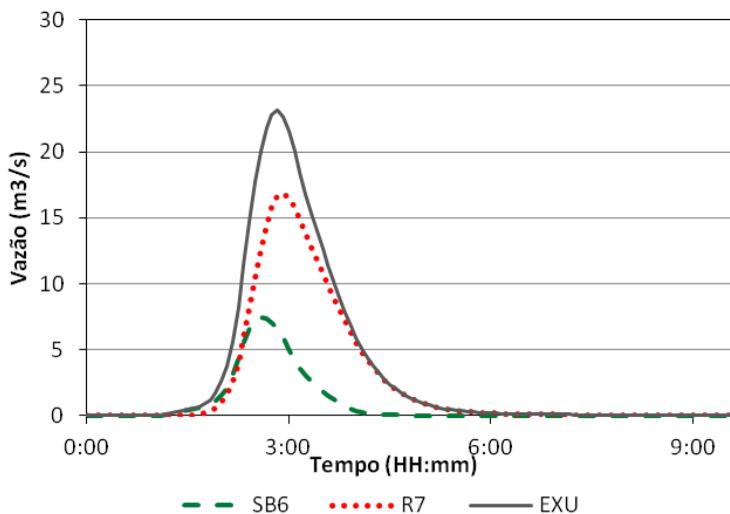
c.1) Blocos Alternados – Onda Cinemática – TR=5 anos



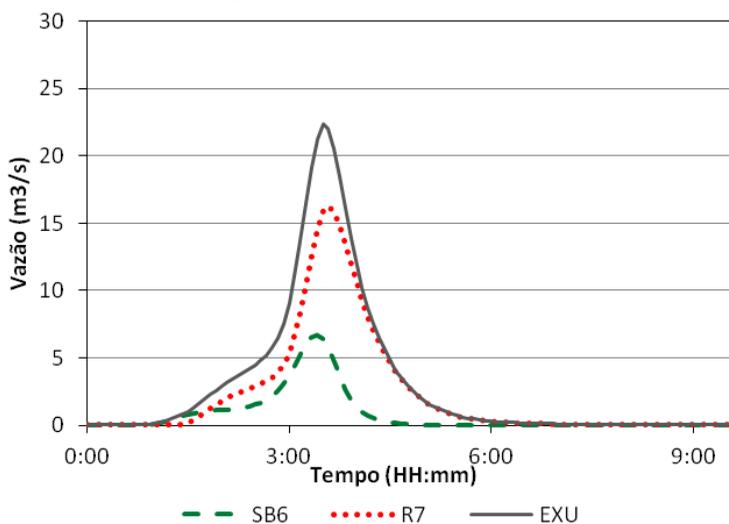
c.2) Huff 4º quartil – Onda Cinemática – TR=5 anos



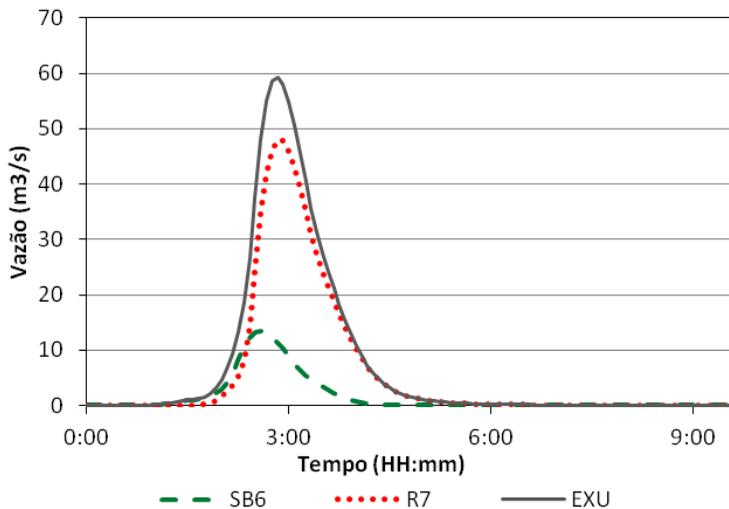
c.3) Blocos Alternados – Muskingum-Cunge – TR=5 anos



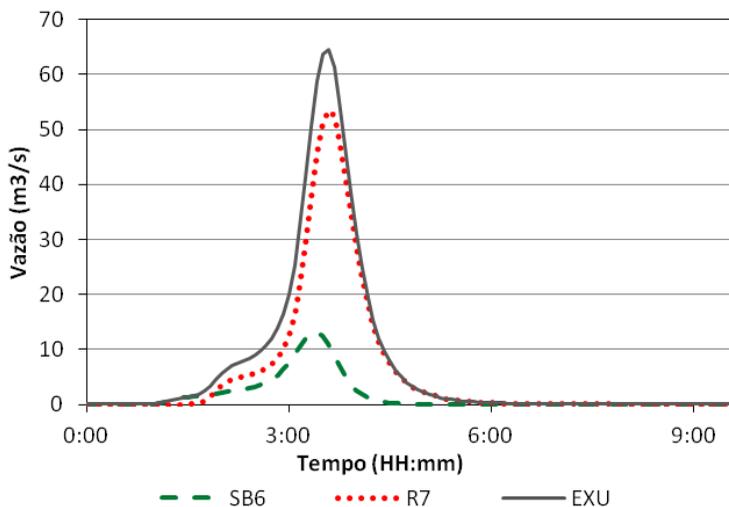
c.4) Huff 4º quartil – Muskingum-Cunge – TR=5 anos



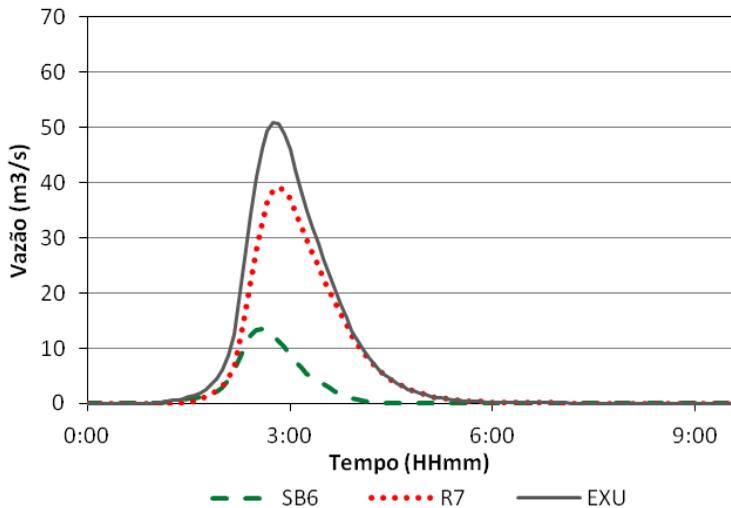
c.5) Blocos Alternados – Onda Cinemática – TR=25 anos



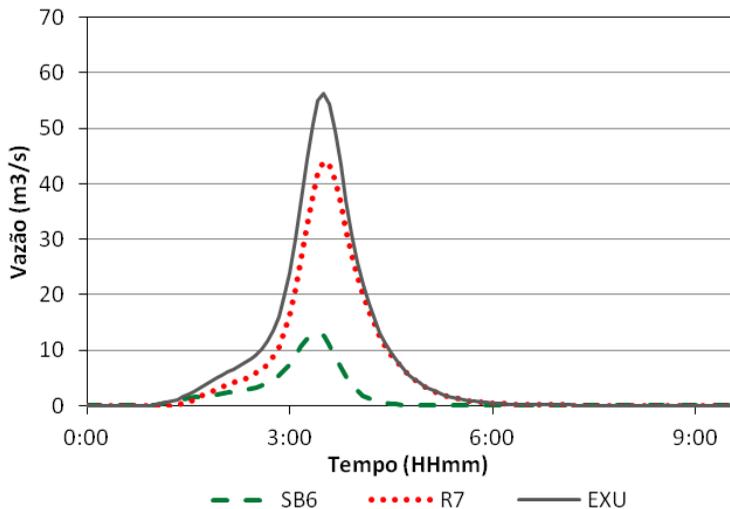
c.6) Huff 4º quartil – Onda Cinemática – TR=25 anos



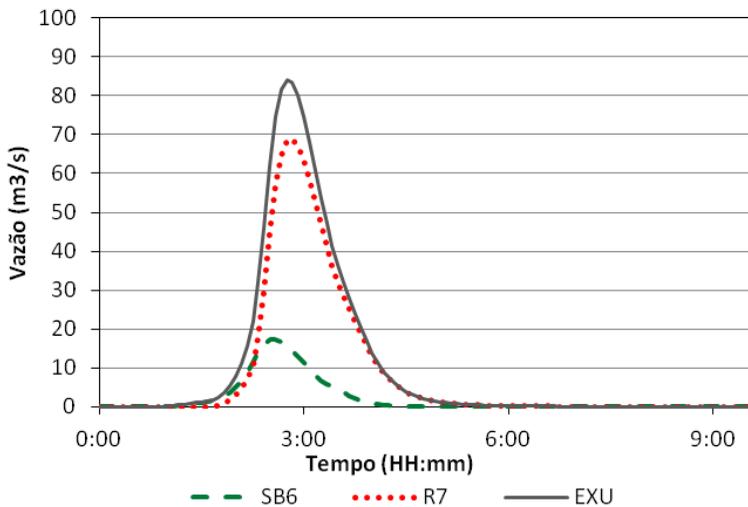
c.7) Blocos Alternados – Muskingum-Cunge – TR=25 anos



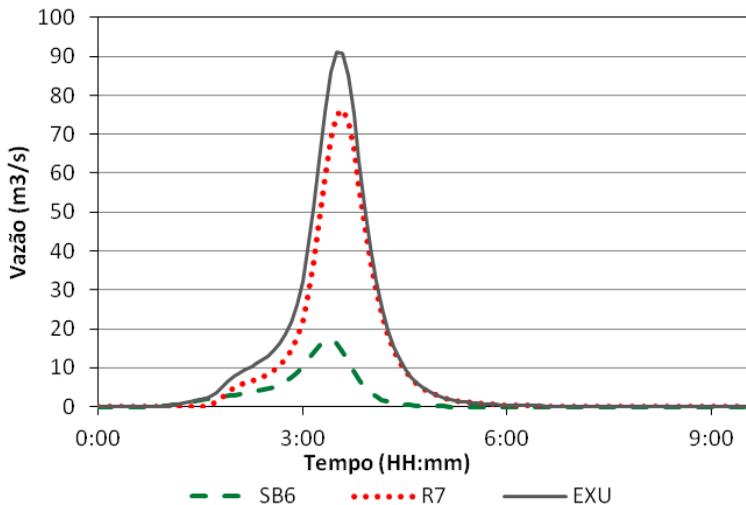
c.8) Huff 4º quartil – Muskingum-Cunge – TR=25 anos



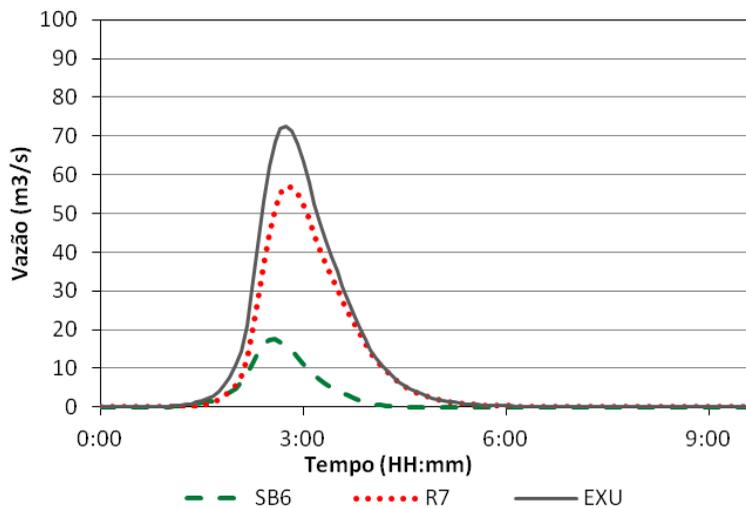
c.9) Blocos Alternados – Onda Cinemática – TR=50 anos



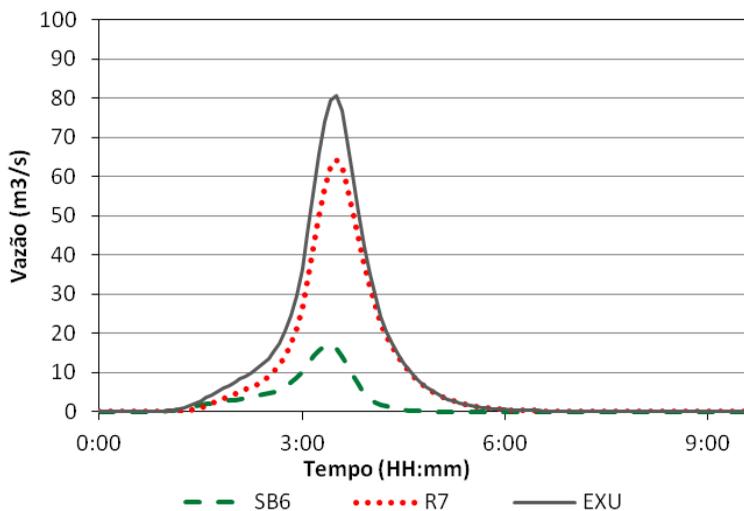
c.10) Huff 4° quartil – Onda Cinemática – TR=50 anos



c.11) Blocos Alternados – Muskingum-Cunge – TR=50 anos

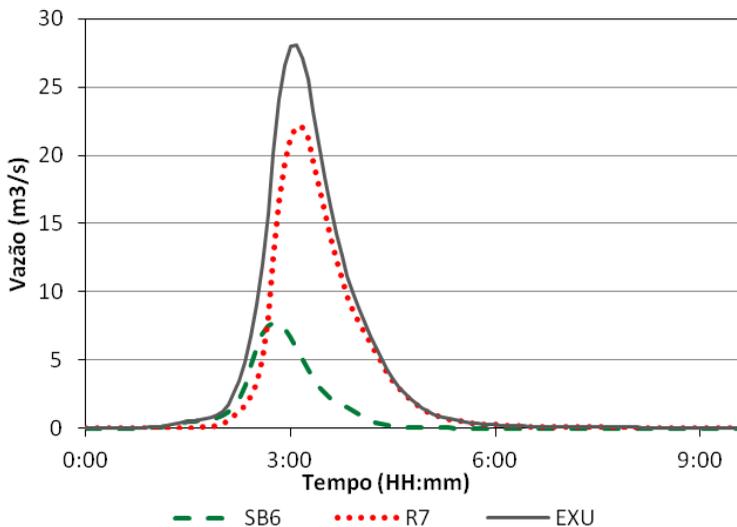


c.12) Huff 4^o quartil – Muskingum-Cunge – TR=50 anos

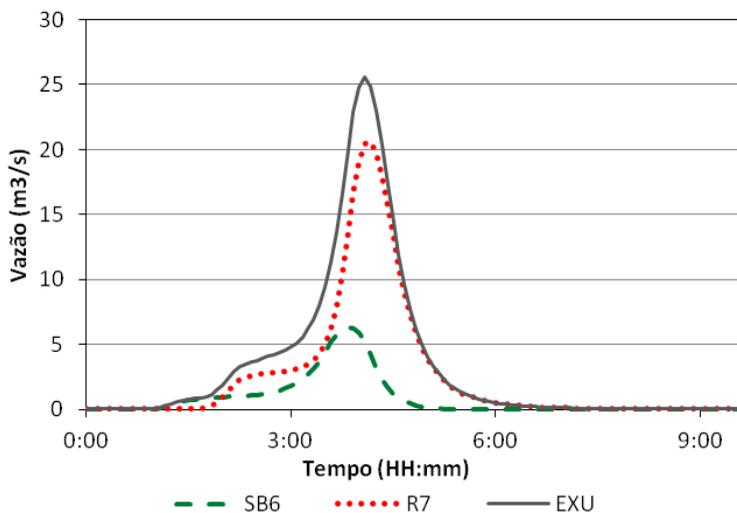


d) Tempo de duração = 180 min

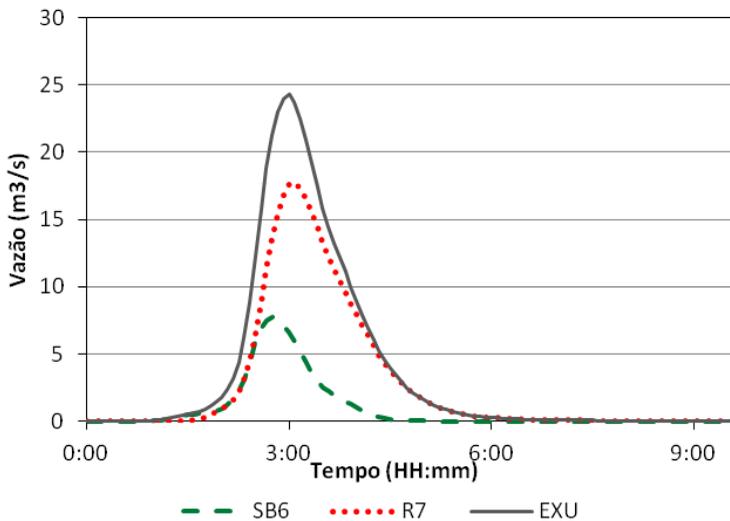
d.1) Blocos Alternados – Onda Cinemática – TR=5 anos



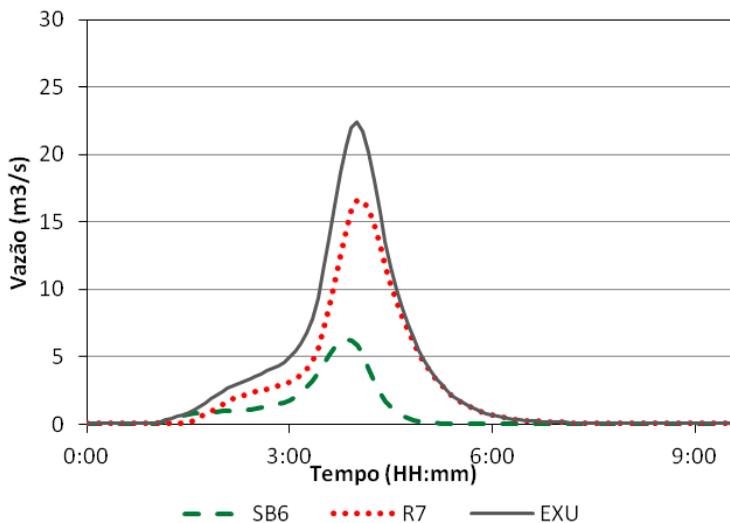
d.2) Huff 4º quartil – Onda Cinemática – TR=5 anos



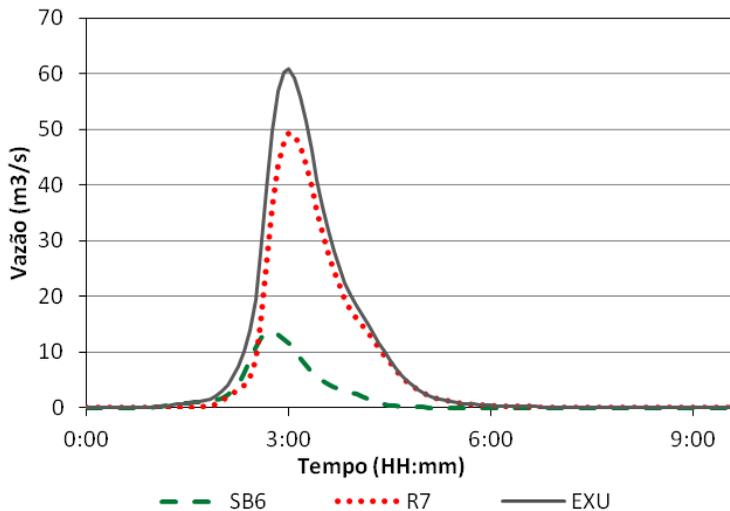
d.3) Blocos Alternados – Muskingum-Cunge – TR=5 anos



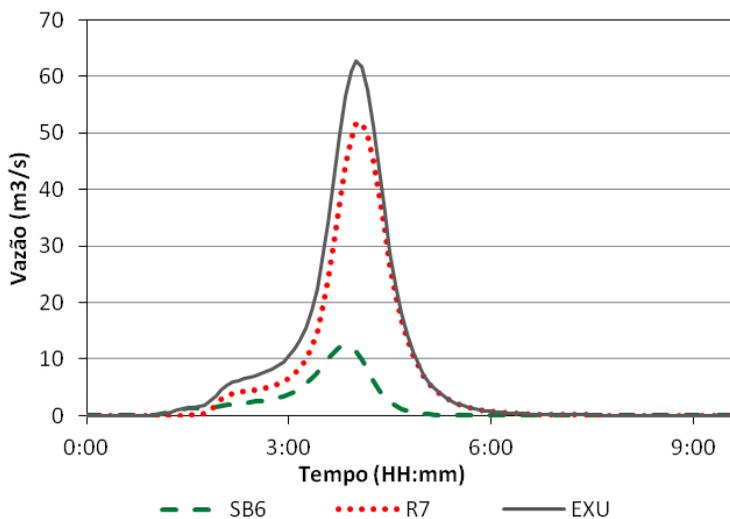
d.4) Huff 4º quartil – Muskingum-Cunge – TR=5 anos



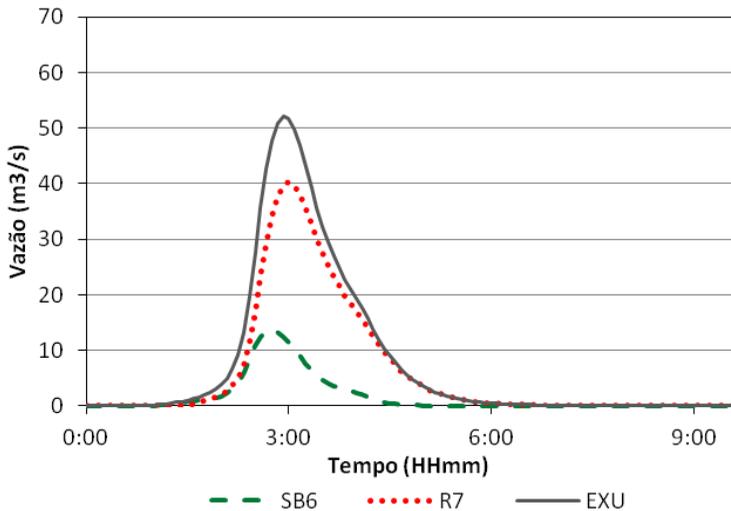
d.5) Blocos Alternados – Onda Cinemática – TR=25 anos



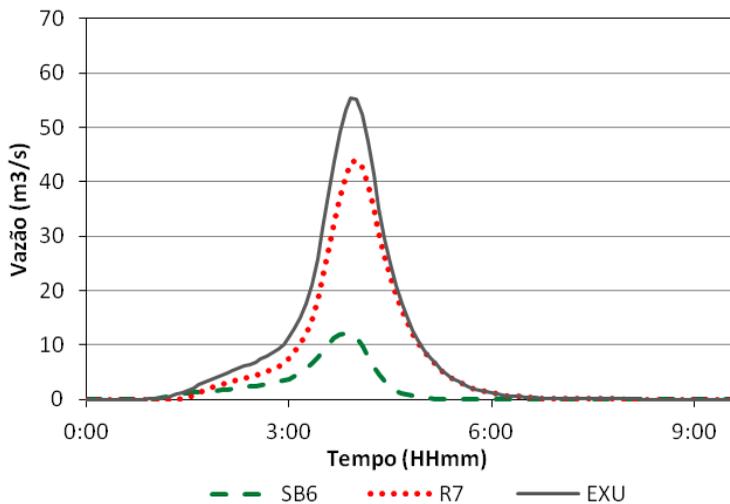
d.6) Huff 4º quartil – Onda Cinemática – TR=25 anos



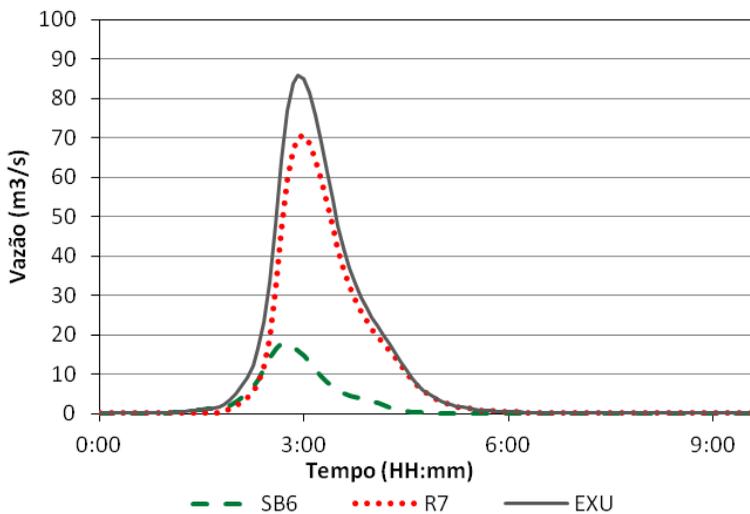
d.7) Blocos Alternados – Muskingum-Cunge – TR=25 anos



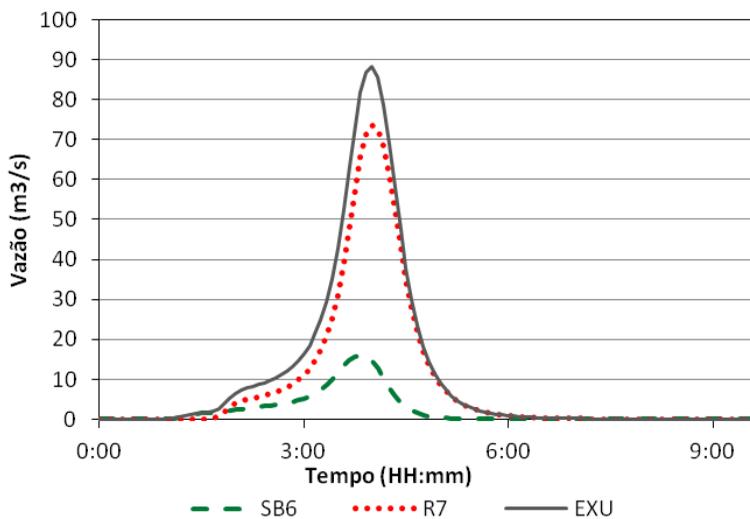
d.8) Huff 4º quartil – Muskingum-Cunge – TR=25 anos



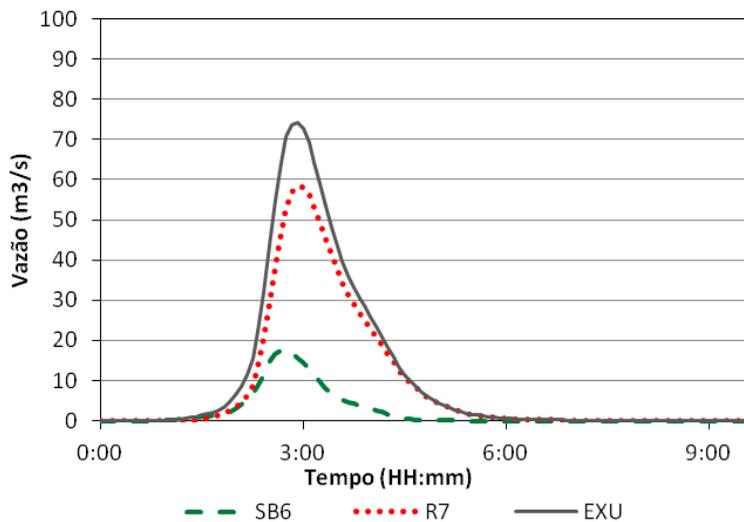
d.9) Blocos Alternados – Onda Cinemática – TR=50 anos



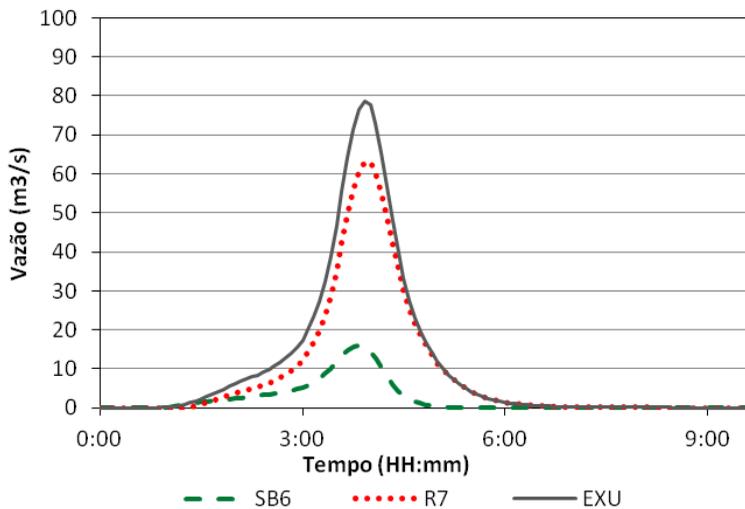
d.10) Huff 4° quartil – Onda Cinemática – TR=50 anos



d.11) Blocos Alternados – Muskingum-Cunge – TR=50 anos

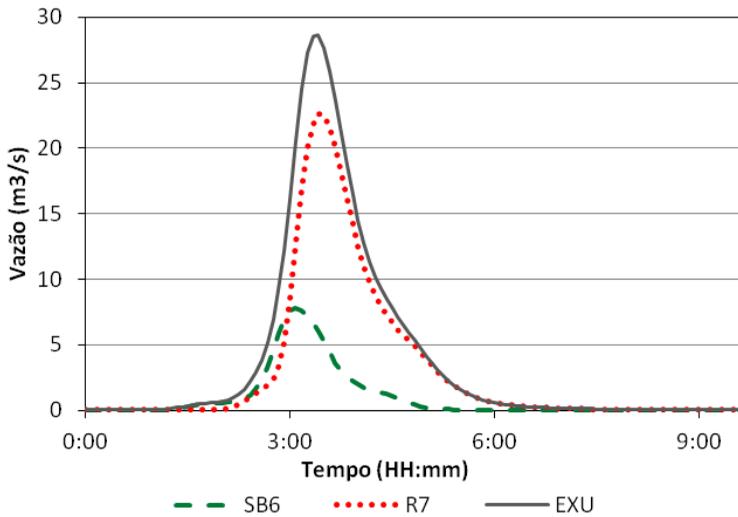


d.12) Huff 4° quartil – Muskingum-Cunge – TR=50 anos

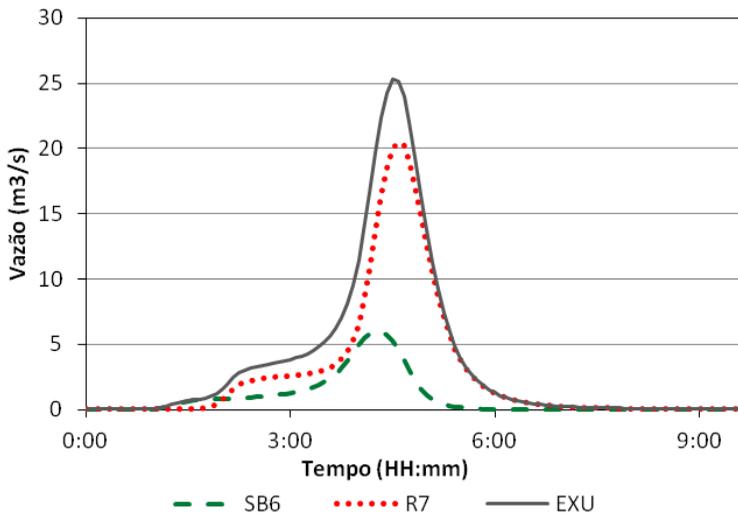


e) **Tempo de duração = 210 min**

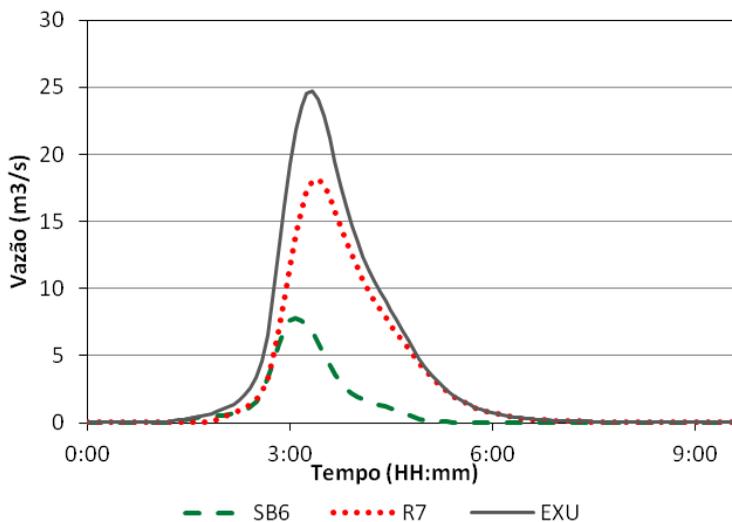
e.1) Blocos Alternados – Onda Cinemática – TR=5 anos



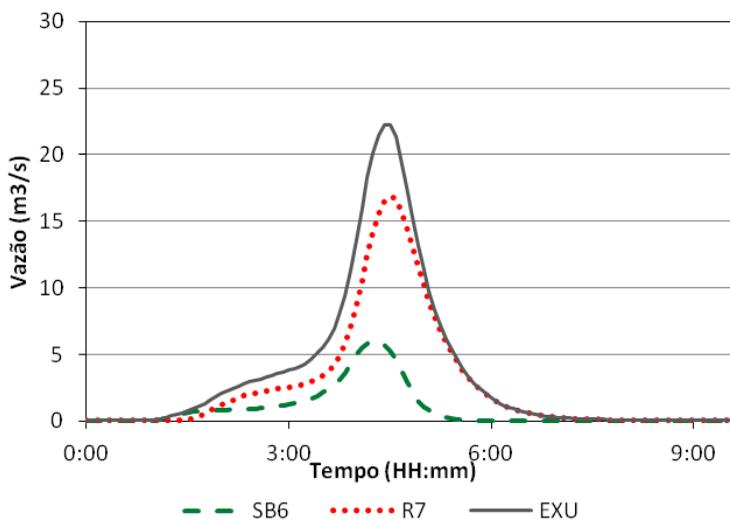
e.2) Huff 4º quartil – Onda Cinemática – TR=5 anos



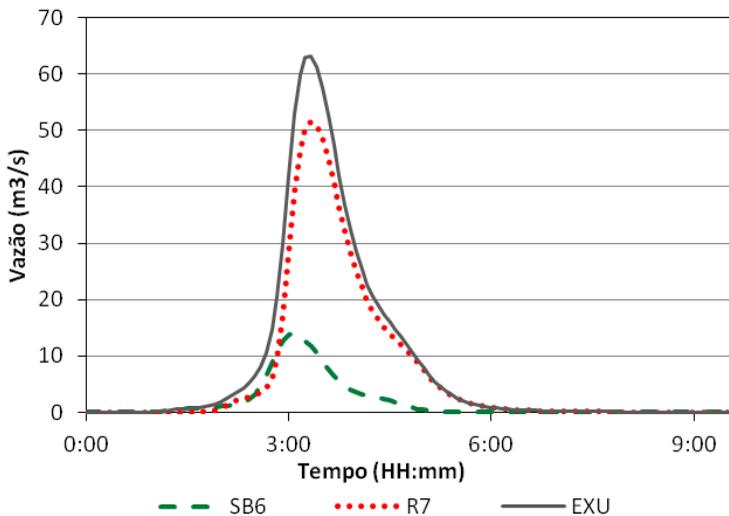
e.3) Blocos Alternados – Muskingum-Cunge – TR=5 anos



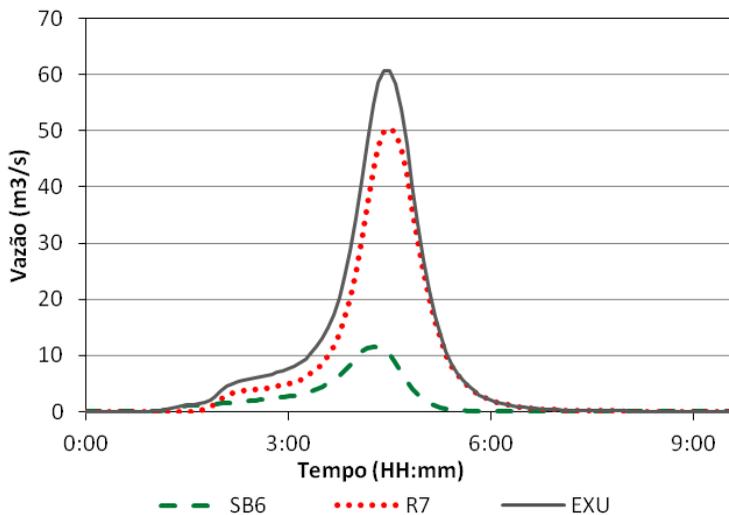
e.4) Huff 4° quartil – Muskingum-Cunge – TR=5 anos



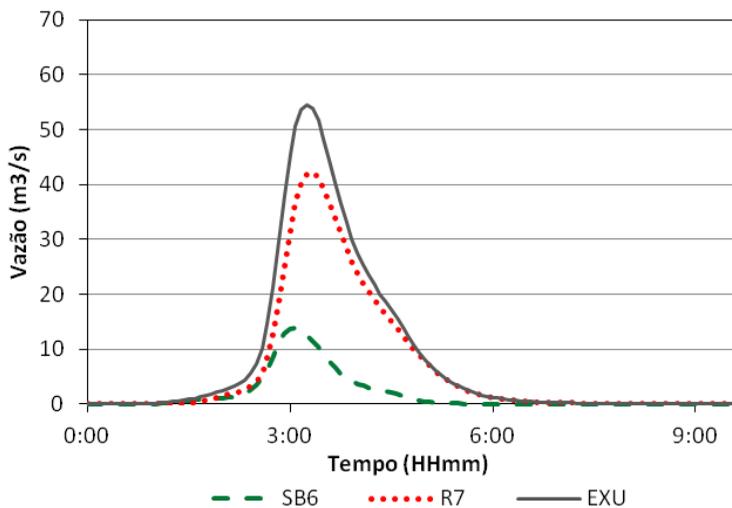
e.5) Blocos Alternados – Onda Cinemática – TR=25 anos



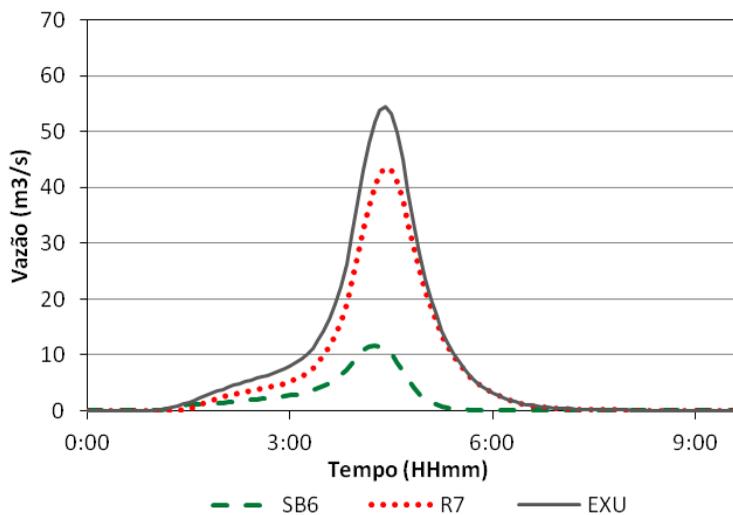
e.6) Huff 4º quartil – Onda Cinemática – TR=25 anos



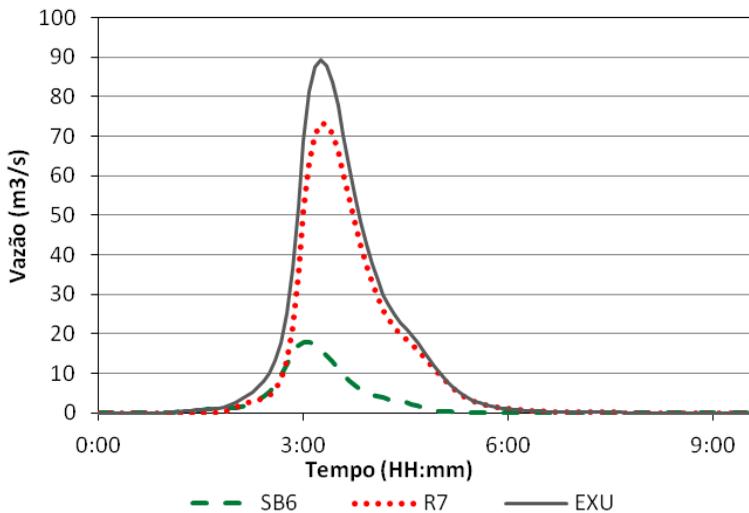
e.7) Blocos Alternados – Muskingum-Cunge – TR=25 anos



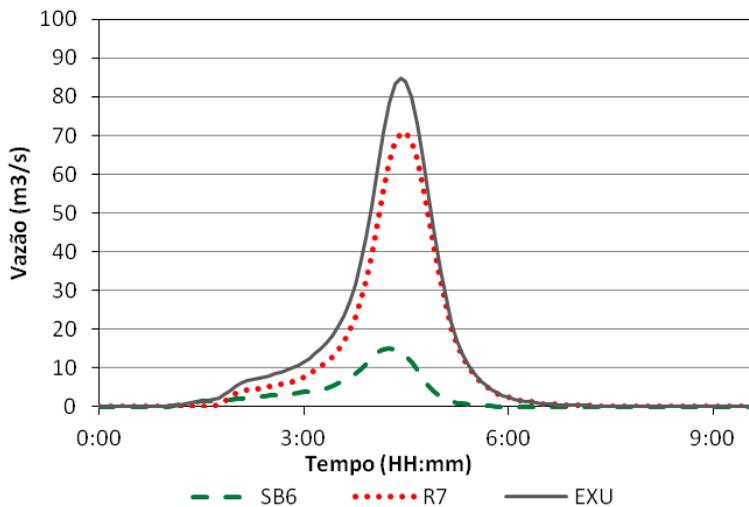
e.8) Huff 4º quartil – Muskingum-Cunge – TR=25 anos



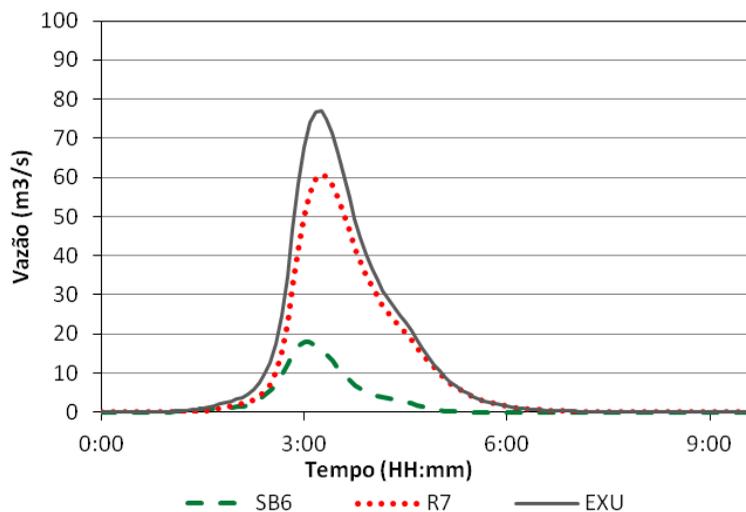
e.9) Blocos Alternados – Onda Cinemática – TR=50 anos



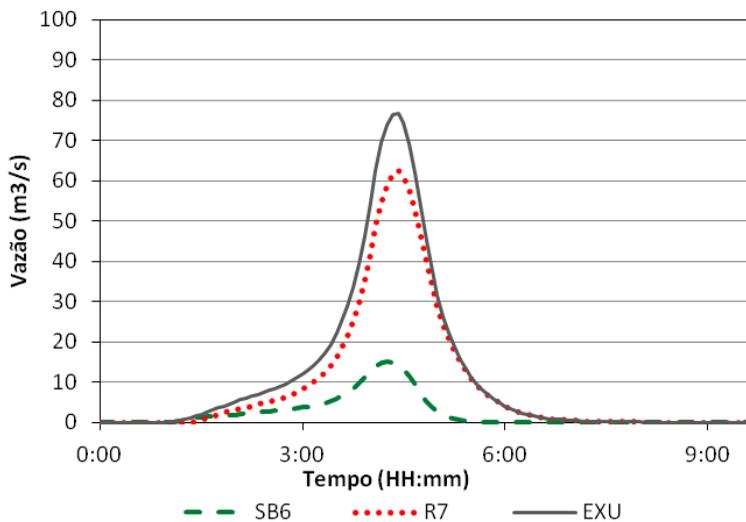
e.10) Huff 4º quartil – Onda Cinemática – TR=50 anos



e.11) Blocos Alternados – Muskingum-Cunge – TR=50 anos

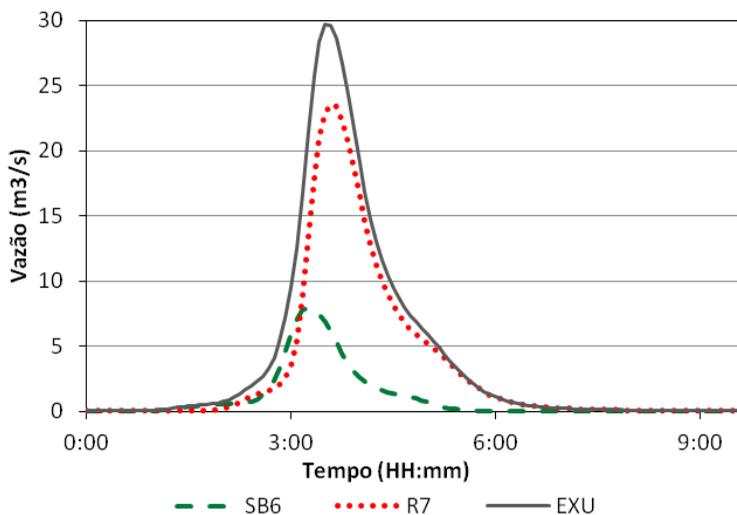


e.12) Huff 4^o quartil – Muskingum-Cunge – TR=50 anos

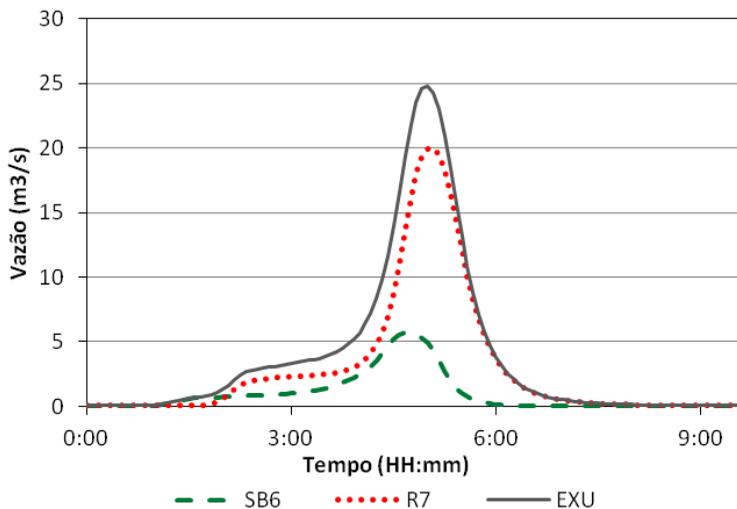


f) Tempo de duração = 240 min

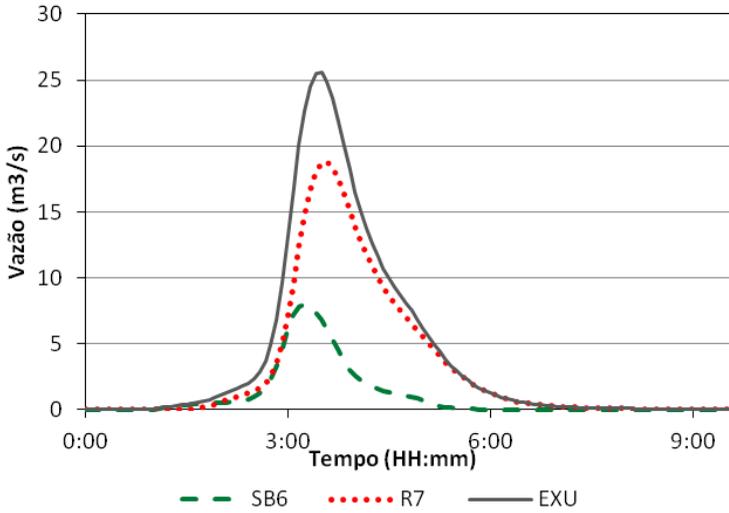
f.1) Blocos Alternados – Onda Cinemática – TR=5 anos



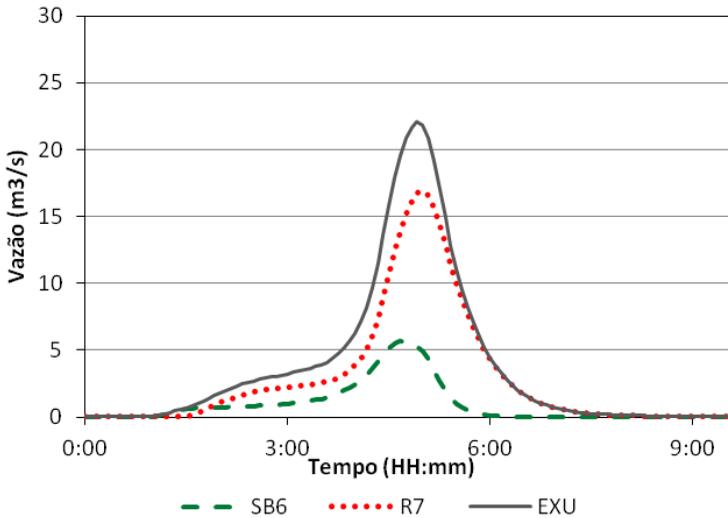
f.2) Huff 4° quartil – Onda Cinemática – TR=5 anos



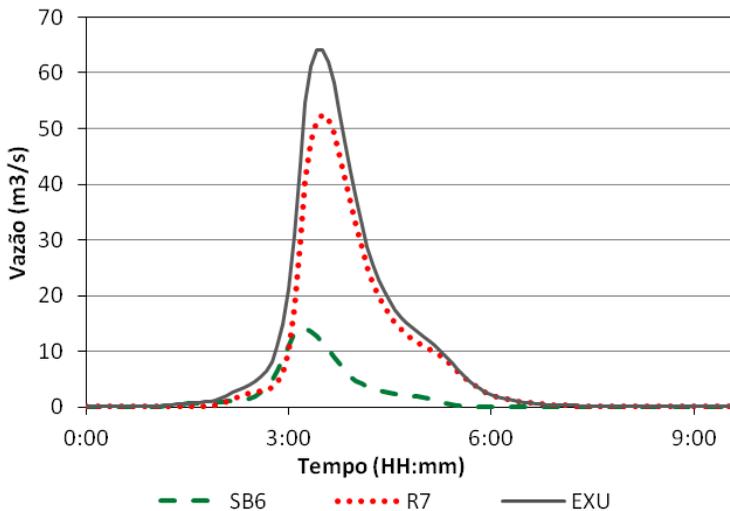
f.3) Blocos Alternados – Muskingum-Cunge – TR=5 anos



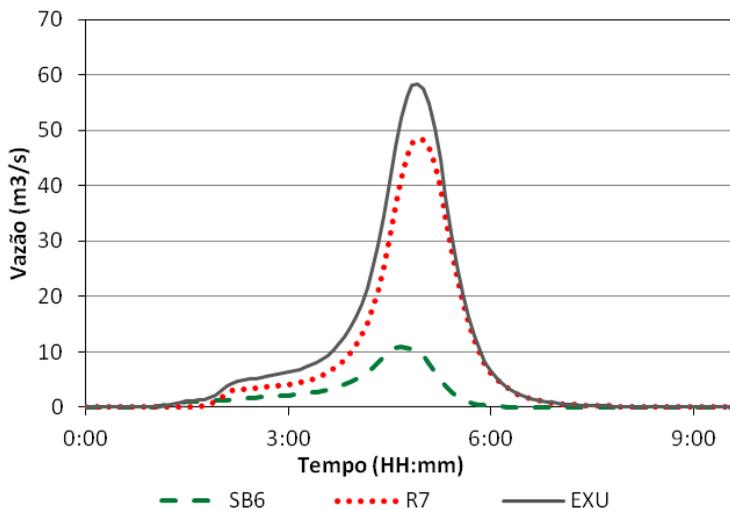
f.4) Huff 4° quartil – Muskingum-Cunge – TR=5 anos



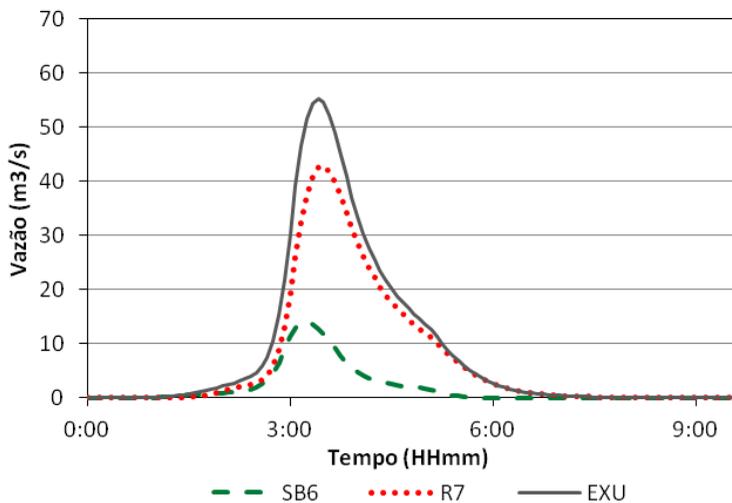
f.5) Blocos Alternados – Onda Cinemática – TR=25 anos



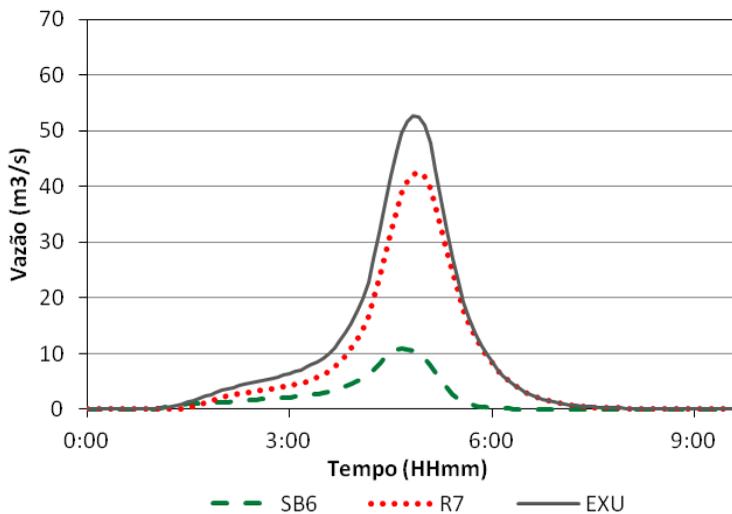
f.6) Huff 4° quartil – Onda Cinemática – TR=25 anos



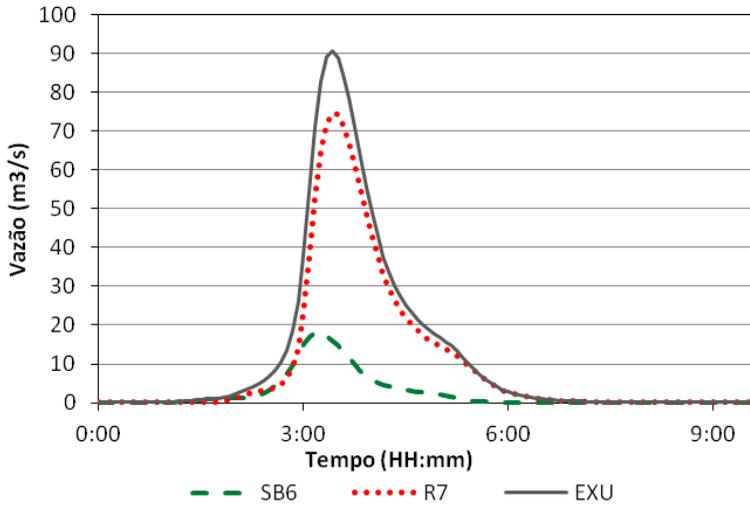
f.7) Blocos Alternados – Muskingum-Cunge – TR=25 anos



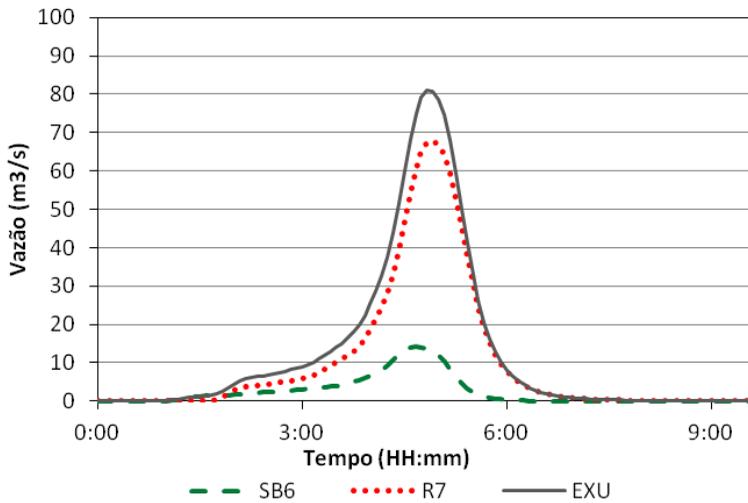
f.8) Huff 4° quartil – Muskingum-Cunge – TR=25 anos



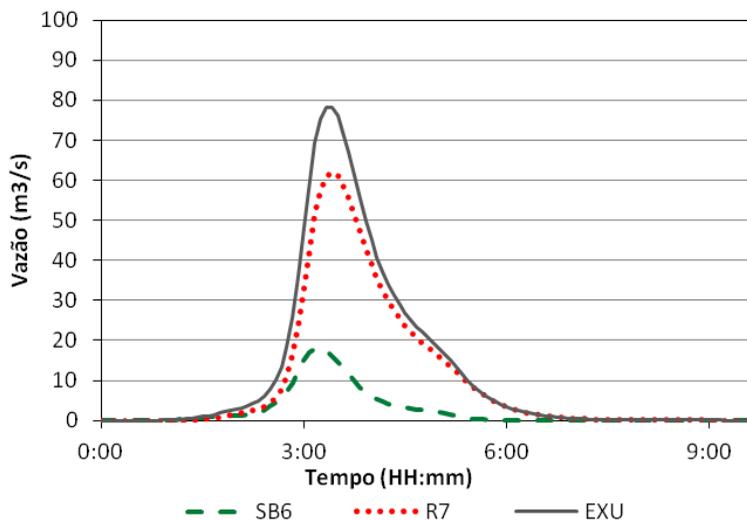
f.9) Blocos Alternados – Onda Cinemática – TR=50 anos



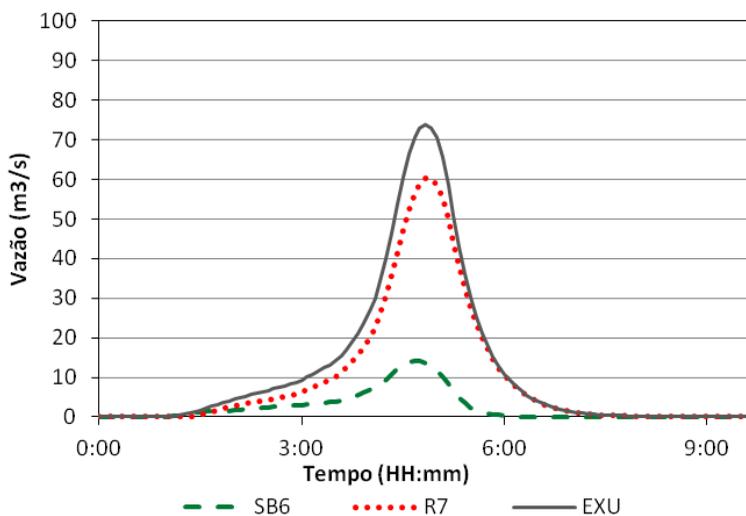
f.10) Huff 4° quartil – Onda Cinemática – TR=50 anos



f.11) Blocos Alternados – Muskingum-Cunge – TR=50 anos



f.12) Huff 4° quartil – Muskingum-Cunge – TR=50 anos



8 ANEXOS

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1: VALOR DE CN PARA BACIAS RURAIS	134
ANEXO 2: VALOR DE CN PARA BACIAS URBANAS	135
ANEXO 3: DISTRIBUIÇÃO DOS TEMPOS DE CHUVAS PONTUAIS INTENSAS (50% DE PROBABILIDADE DE OCORRÊNCIA).....	136
ANEXO 4: VALORES DE NÚMERO DE MANNING	137

ANEXO 1: VALOR DE CN PARA BACIAS RURAIS

Uso do solo	Superfície do solo	Tipo de Solo			
		A	B	C	D
Solo lavrado	Com sulcos retilíneos	77	86	91	94
	Em fileiras retas	70	80	87	90
Plantações regulares	Em curvas de nível	67	77	83	87
	Terraceado em nível	64	76	84	88
	Em fileiras retas	64	76	84	88
Plantações de cereais	Em curvas de nível	62	74	82	85
	Terraceado em nível	60	71	79	82
	Em fileiras retas	62	75	83	87
Plantações de legumes ou cultivados	Em curvas de nível	60	72	81	84
	Terraceado em nível	57	70	78	89
	Pobres	68	79	86	89
	Normais	49	69	79	94
	Boas	39	61	74	80
Pastagens	Pobres, em curvas de nível	47	67	81	88
	Normais, em curvas de nível	25	59	75	83
	Boas, em curva de nível	6	35	70	79
Campos permanentes	Normais	30	58	71	78
	Esparsas, de baixa transpiração	45	66	77	83
	Normais	36	60	73	79
	Densas, de alta transpiração	25	55	70	77
Chácaras Estradas de terra	Normais	56	75	86	91
	Más	72	82	87	89
	De superfície dura	74	84	90	92
Florestas	Muito esparsas, baixa transpiração	56	75	86	91
	Esparsas	46	68	78	84
	Densas, alta transpiração	26	52	62	69
	Normais	36	60	70	76

Fonte: Tucci (2009, p.405)

ANEXO 2: VALOR DE CN PARA BACIAS URBANAS

		Grupo do Solo			
Uso do solo		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 baldios	em más condições	68	79	86	89
	em boas condições	39	61	74	80
Prado	em 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 golfe, 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 de (m2)	% média impermeável				
<500	65	77	85	90	92
1000	38	61	75	83	87
1300	30	57	72	81	86
2000	25	54	70	80	85
4000	20	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

Fonte: Tucci (2009, p.406)

**ANEXO 3: DISTRIBUIÇÃO DOS TEMPOS DE CHUVAS
PONTUAIS INTENSAS (50% DE PROBABILIDADE DE
OCORRÊNCIA)**

Porcentagem cumulativa do tempo de duração da chuva	Porcentagem cumulativa do volume de precipitada			
	1 Quartil	2 Quartil	3 Quartil	4° quartil
5	16	3	3	2
10	33	8	6	5
15	43	12	9	8
20	52	16	12	10
25	60	22	15	13
30	66	29	19	16
35	71	39	23	19
40	75	31	27	22
45	79	62	32	25
50	82	70	38	28
55	84	76	45	32
60	86	81	57	35
65	88	85	70	39
70	90	88	79	45
75	92	91	85	51
80	94	93	89	59
85	96	95	92	72
90	97	97	95	84
95	98	98	97	92
100	100	100	100	100

ANEXO 4: VALORES DE NÚMERO DE MANNING

Natureza das paredes	Condições			
	Muito boa	Boa	Regular	Má
Alvenaria de pedra argamassada	0,017	0,020	0,025	0,030
Alvenaria de pedra aparelhada	0,013	0,014	0,015	0,017
Alvenaria de pedra seca	0,025	0,033	0,033	0,035
Alvenaria de tijolos	0,012	0,013	0,015*	0,017
Calhas metálicas lisas (semicirculares)	0,011	0,012	0,013	0,015
Canais abertos em rocha (irregular)	0,035	0,040	0,045	-
Canais c/ fundo em terra e talude c/ pedras	0,028	0,030	0,033	0,035
Canais c/ leito pedregoso e talude vegetado	0,025	0,030	0,035	0,040
Canais com revestimento de concreto	0,012	0,014*	0,016	0,018
Canais de terra (retilíneos e uniformes)	0,017	0,020	0,023	0,025
Canais dragados	0,025	0,028	0,030	0,033
Condutos de barro (drenagem)	0,011	0,012*	0,014*	0,017
Condutos de barro vitrificado (esgoto)	0,011	0,013*	0,015	0,017
Condutos de prancha de madeira aplainada	0,010	0,012*	0,013	0,014
Gabião	0,022	0,030	0,035	-
Superfícies de argamassa de cimento	0,011	0,012	0,013*	0,015
Superfícies de cimento alisado	0,010	0,011	0,012	0,013
Tubo de ferro fundido revestido c/ alcatrão	0,011	0,012*	0,013*	-
Tubo de ferro fundido sem revestimento	0,012	0,013	0,014	0,015
Tubos de bronze ou de vidro	0,009	0,010	0,011	0,013
Tubos de concreto	0,012	0,013	0,015	0,016
Tubos de ferro galvanizado	0,013	0,014	0,015	0,017
Córregos e rios Limpos, retilíneos e uniformes	0,025	0,028	0,030	0,033
Igual anterior porém c/ pedras e vegetação	0,030	0,033	0,035	0,040
Com meandros, bancos e poços, limpos	0,035	0,040	0,045	0,050
Margens espraiadas, pouca vegetação	0,050	0,060	0,070	0,080
Margens espraiadas, muita vegetação	0,075	0,100	0,125	0,150

Fonte: Porto (2006).