

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS  
DEPARTAMENTO DE HIDRÁULICA E SANEAMENTO

MARCUS NÓBREGA GOMES JÚNIOR

**Aspectos hidrológicos-hidráulicos e avaliação da eficiência de  
biorretenções: modelos, princípios e critérios de projeto de técnicas  
compensatórias de 3ª geração**

**VERSÃO CORRIGIDA**

São Carlos

2021



MARCUS NÓBREGA GOMES JÚNIOR

**Aspectos hidrológicos-hidráulicos e avaliação da eficiência de  
biorretenções: modelos, princípios e critérios de projeto de técnicas  
compensatórias de 3ª geração**

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como requisito para a obtenção do Título de Mestre em Ciências: Engenharia Hidráulica e Saneamento.

Área de concentração: Hidráulica

Orientador: Prof. Dr. Eduardo Mario Mendiondo

**VERSÃO CORRIGIDA**

São Carlos

2021

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

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Prof. Dr. Sérgio Rodrigues Fontes da EESC/USP com os dados inseridos pelo(a) autor(a).

N754a Nóbrega Gomes Júnior, Marcus  
Aspectos hidrológicos-hidráulicos e avaliação da eficiência de biorretenções: modelos, princípios e critérios de projeto de técnicas compensatórias de 3ª geração / Marcus Nóbrega Gomes Júnior; orientador Eduardo Mario Mendiondo. São Carlos, 2019.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Hidráulica e Saneamento e Área de Concentração em Hidráulica e Saneamento -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2019.

1. Green-Ampt (1D). 2. TC-3G. 3. Projeto de Biorretenções. 4. Mudanças Climáticas. 5. Análise de Eficiência. 6. Funções de Custo. I. Título.

## FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **MARCUS NÓBREGA GOMES JÚNIOR.**

Título da dissertação: "Aspectos hidrológicos-hidráulicos e avaliação da eficiência de biorretenções: modelos, princípios e critérios de projeto de técnicas compensatórias de 3ª geração".

Data da defesa: 16/12/2019.

### Comissão Julgadora:

Prof. Dr. **Eduardo Mario Mendiondo**  
**(Orientador)**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Prof. Dr. **Nilo de Oliveira Nascimento**  
(Universidade Federal de Minas Gerais/UFMG)

Prof. Dr. **Marcio Hofheinz Giacomoni**  
(University of Texas at San Antonio/UTSA)

### Resultado:

Aprovado

Aprovado

APROVADO

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Hidráulica e Saneamento:

Prof. Dr. **Eduardo Mario Mendiondo**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Titular **Murilo Araujo Romero**



## AGRADECIMENTOS

A personificação desse instante ficará para sempre em minha memória. É um daqueles instantes no qual sentimos que a vida vale a pena. Quando as improbabilidades e incertezas apontam para um caminho, não é aleatoriedade, é Deus. Eu o agradeço por me guiar e abrir meus olhos para a área de Recursos Hídricos, muito embora eu vislumbrasse outros traçados em minha vida no passado. Confesso que planejava ser um engenheiro de estruturas, tudo se encaminhava para isso, aliás. Talvez eu nunca tivesse tido a chance de descobrir aquilo que eu realmente tinha paixão em estudar.

Vir para EESC, abriu-me um mundo de oportunidades. Numa dessas reviravoltas da vida, Deus me guiou e mostrou-me que eu realmente sou feliz na área de Recursos Hídricos. Às vezes queremos respostas rápidas num tempo que não é o nosso. Hoje, eu sei que Ele me olha lá em cima e diz: “Tá vendo! Era disso que eu estava falando.”.

Meus queridos pais, Edeliar Torres Saraiva e Marcus Nóbrega Gomes, o que posso dizer para vocês? Obrigado pelo privilégio de poder ser criança quando criança, de poder ser adolescente quando adolescente, de poder ser adulto quando adulto. Vocês não mediram esforços para a maximização das minhas oportunidades. Obrigado por todo amor, carinho e apoio. Meus irmãos Eduardo Torres Saraiva e Ana Carolina Gomes, obrigado também por todo o apoio e por me ouvirem quando precisei.

Nessa breve e intensa jornada, vários amigos, amigas, professores e pessoas com um mundo de histórias, experiências e boa vontade cruzaram o meu caminho. Começo fazendo um agradecimento especial ao meu orientador, Prof. Dr. Eduardo Mario Mendiondo, por sempre me submeter a desafios que eu tinha condições de cumprir, fez-me galgar passos mais largos.

Sem as Agências de Fomento, muitas pesquisas não desenvolveriam todo seu potencial. Portanto, foi fundamental todo o apoio da CAPES, no início e após o meu mestrado. Foi essencial também todo apoio recebido pela FAPESP 2018/20865-0. O trabalho desenvolvido só foi possível pela ação imprescindível dessas agências.

No início desses quase 2 anos, tudo era muito obscuro. Anjos como Marina Batalini de Macedo e César Ambrogi do Lago foram muito importantes na quebra da minha infinita ansiedade por querer abraçar o mundo. Cedo eles me nortearam. Eu os agradeço, de coração, por todo o apoio. Marina e César, vocês me mostraram o conceito de grupo e de como o trabalho em equipe deve funcionar na pesquisa. Obrigado!

Um fato notável no nosso Programa de Pós-Graduação é a agilidade e eficiência do time imbatível do PPGSHS. Sá, Priscila e Rose, sem vocês nenhuma pesquisa dá o pontapé inicial.

Vocês foram essenciais e sempre me atenderam com muita prontidão e carinho. Agradeço de coração pelas inúmeras dicas e orientações.

Um agradecimento mais que especial para os amigos do WADI-LAB - Felipe Augusto Arguello de Souza por todas as piadas ruins, provérbios chineses e momentos de descontração, mas também de estudos. Meu agradecimento também à Maria Clara Fava pelas mais que engraçadas conversas e, sobretudo, pelas enésimas vezes nas quais achou que eu fosse Mineiro. A Ana Carolina Sarmiento Buarque entrou no mestrado comigo em 2018. Ao Fernando Abreu, eu agradeço pelos inúmeros jargões, mensagens subliminares e falas filosoficamente falaciosas que conversávamos sempre que podíamos, ele sempre com uma pitada de bom humor e ironia. À Denise Taffarello agradeço por todo o apoio e conselhos durante esses dois últimos anos. Agradeço também aos novos integrantes do WADI-LAB, Tassiana, César, Bruno, Gabriela e Thalita pelos perrengues e alegrias que passamos. Especialmente, à Thalita e à Tassiana que vestiram a camisa do nosso grupo (TC).

Não se faz pesquisa sozinho. Ter a ajuda de professores fantásticos foi incrível para mim. Gostaria de dizer muito obrigado ao Prof. Dr. Rodrigo de Melo Porto pelas inúmeras horas de discussão sobre hidrologia, hidráulica ou até mesmo sobre como o time do São Paulo têm jogado mal o brasileiro. Professor, você é um exemplo para mim e para muitos.

Profa. Dra. Luisa Fernanda Ribeiro Reis, a quem eu tenho muita admiração pela competência e prontidão. Sempre disposta a ajudar, a ensinar, a conversar. Obrigado por todo o apoio, pelas discussões e por moldar, em partes, o meu processo de análise crítica. Nossas discussões contribuíram muito com o meu aperfeiçoamento como pesquisador. Ao Prof. Dr. Davi Gasparini Fernandes Cunha, pela oportunidade de participar dos Workshops de Resiliência Urbana, fato esse que me abriu um mundo de ideias e possibilidades. Dentro do escopo dessa pesquisa, um dos primeiros insights foi possível pelo seu convite para os eventos.

Ao meu amigo Pedro Braga, parceiro de tudo o que há. Um cara fantástico que o mestrado na EESC-USP me possibilitou conhecer. Você sabe que tem bons amigos quando eles estão com você seja para submeter um artigo, revisar seu mestrado, para jogar futebol ou tomar uma cerveja. Pedro, muito obrigado pelo apoio. Ao meu amigo e colega de apartamento, Kalyl Gomes Calixto, uma das pessoas mais inteligentes e sensacionais que conheci. Obrigado pelas várias dicas no decorrer desses anos, seja em relação a minha pesquisa, seja em relação à vida. Aos meus queridos amigos Hélio, Alessandra, Yuri, Alex e Alan: sem a presença de vocês, seria muito difícil obter essa conquista.

Por fim, a minha namorada, Eudiana Oliveira, que apesar de todos os caminhos tortuosos que passei, sempre esteve do meu lado e acreditando em mim.





*“Diante da vastidão do tempo e da imensidão do universo, é um imenso prazer para mim  
dividir um planeta e uma época com você.”*

*Carl Sagan*



## RESUMO

Gomes Jr. M. N. (2021). **Aspectos hidrológicos-hidráulicos e avaliação da eficiência de biorretenções: modelos, princípios e critérios de projeto de técnicas compensatórias de 3ª geração.** Dissertação, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

A urbanização associada as mudanças climáticas torna o planejamento e gestão dos recursos hídricos complexa. No que tange às cheias, diversas soluções de caráter estrutural buscam atacar o problema de picos excessivos, volumes excedentes e piora da qualidade da água nos centros urbanos. Diversas abordagens mundo a fora proporcionam novas linhas de pensamento em relação ao manejo dos recursos hídricos, à aplicação de técnicas mitigadoras de drenagem urbana e a seus critérios de projeto. Destacam-se as Best Management Practices (BPM) e Low-Impact Development (LID). De maneira geral, seus escopos focam na aplicação de seus princípios em direção aos objetivos de desenvolvimento sustentável (SDGs). As TCs (técnicas compensatórias) podem ser subdivididas em (i) de controle na fonte, em (ii) escala de microdrenagem e em (iii) , escala de bacia. Contudo, há ainda muita divergência em relação aos aspectos de projeto, desenho e simulação do comportamento hidrológico-hidráulico-qualitativo dessas técnicas. Em relação às biorretenções, diversos atributos as fazem ser uma das mais atrativas sob o ponto de vista de: (a) melhoria do aspecto visual, (b) melhoria da qualidade da água, (c) proteção contra erosão, proteção contra enchentes e redução de seu risco. Especialmente, em relação ao último atributo, muito se tem discutido sobre sua real aplicabilidade e/ou eficácia para biorretenções, uma vez que, usualmente, elas são desenhadas com o objetivo primordial de melhoria da qualidade de água. Assim, o objetivo desse trabalho é propor um modelo matemático fisicamente baseado para simular o escoamento em meio poroso não saturado, de modo a possibilitar a avaliação do comportamento hidráulico de biorretenções. O volume armazenado, a vazão de saída, a posição da camada de saturação, e a altura de ponding depth são variáveis de estado matematicamente resolvidas para uma dada condição de contorno de hidrograma e hietograma de entrada. De modo a avaliar um cenário de precipitações atualizado para a cidade de São Carlos - SP, uma nova curva IDF, maximizando indicadores estatísticos de ajuste, foi elaborada. Uma vez o modelo hidráulico elaborado e calibrado via experimentações em escala reduzida, utilizando volumes e vazões equivalentes entre escala real e reduzida, o projeto de uma técnica compensatória em escala de lote na EESC-USP campus II foi elaborado e a avaliação de sua eficiência generalizada, levando em conta indicadores como (i) potencial de enchentes, (ii) potencial de reuso e (iii) risco e incerteza da obra foi estimada. Funções de custo de implantação e manutenção foram construídas de modo a serem parte integrante na relação de eficiência generalizada versus custo para cenários atuais de precipitação (1961-2018) e cenários futuros (2015-2050 e 2050-2100).

**PALAVRAS-CHAVE** – Green-Ampt (1D), TC-3G, Projeto de Biorretenções, Mudanças Climáticas, Análise de Eficiência, Funções de custo

## ABSTRACT

Gomes Jr. M. N. (2021). **Hydrologic and Hydraulic aspects and efficiency assessment of bioretentions: models, principles, and design criteria of the 3<sup>rd</sup> generation LID practices.** Dissertação, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Urbanization associated with climate change makes planning and management of water resources a complex task. In terms of floods, several structural solutions seek to tackle the problem of excessive peaks, excess runoff volumes and worsening water quality in urban centers. Different approaches worldwide provide new lines of thought regarding the management of water resources, the application of mitigation techniques for urban drainage and its design criteria. Best Management Practices (BPM) and Low-Impact Development (LID) stand out. Overall, their scopes focus on applying their fundamental principles towards sustainable development goals (SDGs). CTs (compensatory techniques) can be subdivided into (i) source control, (ii) micro-drainage scale and (iii) basin scale. However, there is still a great divergence regarding design and simulation aspects of the hydrological-hydraulic-qualitative behavior of these techniques. Regarding to bioretentions, several attributes make them one of the most attractive from the point of view of: (a) improvement of the visual aspect, (b) improvement of water quality, (c) protection against erosion, protection against floods and reduction at your risk. The latter, however, has been extensively discussed about its real applicability and/or effectiveness for bioretentions since these techniques are usually designed with the primary objective of improving water quality. Thus, the objective of this work is to propose a physically based mathematical model to simulate the flow in an unsaturated porous medium, to enable the evaluation of the hydraulic behavior of bioretentions. The stored volume, output flow, saturation layer position, and ponding depth height are mathematically resolved as state variables for a given input hydrograph and hyetograph boundary condition. In order to assess an updated rainfall scenario for the city of São Carlos - SP, a new IDF curve, maximizing statistical adjustment indicators, was created. Once the hydraulic model was elaborated and calibrated via reduced-scale experiments, using volumes and flows equivalent between real and reduced scale, the project of a compensatory technique in real-scale at EESC-USP Campus II was elaborated and the evaluation of its generalized efficiency, considering indicators such as (i) flood potential, (ii) reuse potential and (iii) construction risk and uncertainty, was performed. Implementation and maintenance cost functions were constructed in such a way as to be a constituent part of the generalized efficiency versus cost relationship for current precipitation scenarios (1961-2018) and future scenarios (2015-2050 and 2050-2100).

**KEY WORDS** – Green-Ampt (1D), TC-3G, Bioretention Design, Climate Change, Efficiency Assessment, Cost Functions.

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO GERAL .....	21
1.1	OBJETIVOS.....	24
1.1.1	Objetivo geral.....	24
1.1.2	Objetivos específicos .....	24
	CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	26
2.1	Conceitos básicos hidrológicos .....	26
2.1.1	Evento de projeto .....	26
2.1.2	Risco de falha hidrológico .....	26
2.1.3	Tempo de concentração .....	28
2.2	Modelos hidrológicos aplicados à drenagem urbana .....	31
2.2.1	Distribuição temporal.....	31
2.2.2	Separação do escoamento .....	35
2.2.3	Modelos de chuva-vazão sintéticos.....	37
2.2.4	Escoamento em meios não saturados e percolação profunda .....	38
2.3	Amortização de cheias em reservatórios .....	39
2.4	Técnicas compensatórias.....	40
2.5	Qualidade como critério de dimensionamento .....	43
2.6	Dimensionamento de biorretenções para segurança hídrica quali-quantitativa .....	45
	REFERÊNCIAS .....	47
	CAPÍTULO 3 – ANÁLISES ESTATÍSTICAS, VISUAIS E NÃO PARAMÉTRICAS PARA A OTIMIZAÇÃO DO AJUSTE DE CURVAS IDF E CONSTRUÇÃO DE ÁBACOS DE PROJETO DE OBRAS HIDRÁULICAS: ESTUDO DE CASO EM SÃO CARLOS SP.....	51
3.1	INTRODUÇÃO.....	52
3.2	OBJETIVO .....	54
3.3	MATERIAL E MÉTODOS.....	54
3.3.1	Estudo de Caso.....	54
3.3.2	Remoção de <i>Outliers</i> .....	56

3.3.3	Distribuições de frequência empírica .....	57
3.3.4	Distribuições de probabilidade teóricas.....	59
3.3.5	Testes de aderência.....	60
3.3.6	Desagregação dos valores máximos diários em subdiários.....	62
3.3.7	Determinação dos coeficientes da IDF tipo Sherman .....	63
3.3.8	Ábacos de projeto de estruturas hidráulicas .....	64
3.4	RESULTADOS .....	64
3.4.1	Remoção de <i>Outliers</i> .....	64
3.4.2	Histograma de frequências .....	65
3.4.3	Ajuste das curvas IDF para durações de 5 a 60 min e 60 a 1440 min.....	68
3.5	DISCUSSÕES .....	71
3.6	CONCLUSÕES .....	73
3.7	AGRADECIMENTOS .....	73
	REFERÊNCIAS.....	74
CAPÍTULO 4 – CRITÉRIOS DE PROJETO E DESIGN DE BIORRETENÇÕES UTILIZANDO O MODELO TC-HYDRO: ESTUDO DE CASO EM SÃO-CARLOS SP... 78		
4.1	INTRODUÇÃO .....	78
4.2	OBJETIVO .....	80
4.3	MATERIAL E MÉTODOS .....	80
4.3.1	Estudo de caso .....	80
4.3.2	Modelos de distribuição temporal sintéticos .....	81
4.3.3	Modelo hidráulico .....	84
4.3.4	Pré-dimensionamentos .....	92
4.3.5	Modelos em escala reduzida.....	93
4.4	RESULTADOS .....	98
4.4.1	Pré-dimensionamentos .....	98
4.4.2	Simulação, calibração e validação do modelo.....	99

4.4.3	Projeções do comportamento hidráulico no modelo em escala real .....	100
4.5	DISCUSSÕES .....	107
4.5.1	Variabilidade dos pré-dimensionamentos .....	108
4.5.2	Calibração do modelo hidráulico .....	108
4.5.3	Previsões de comportamento no modelo real .....	110
4.6	CONCLUSÕES .....	111
	REFERÊNCIAS .....	113
CAPÍTULO 5 – CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO HIDROLÓGICA-HIDRÁULICA, MODULAÇÃO E RESILIÊNCIA DE BIORRETENÇÕES EM CENÁRIOS FUTUROS .		116
5.1	INTRODUÇÃO.....	116
5.2	OBJETIVO.....	118
5.3	MATERIAL E MÉTODOS.....	118
5.3.1	Indicadores de Eficiência .....	118
5.3.2	Indicador Global de Eficiência .....	122
5.3.3	Indicador de Eficiência Média Esperada .....	123
5.3.4	Funções de Custo .....	124
5.3.5	Atividades demandadas de cada serviço.....	126
5.3.6	Modulação para os cenários futuros.....	128
5.3.7	Formulação do problema de otimização .....	129
5.4	RESULTADOS .....	133
5.4.1	Análise de custo x eficiência para o cenário atual e para os cenários futuros .	136
5.4.2	Curvas Eficiência x Custo.....	137
5.5	DISCUSSÕES .....	139
5.6	CONCLUSÕES.....	141
	REFERÊNCIAS .....	143
CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES GERAIS .....		146
6.1	– Objetivo Geral .....	146



6.2	–	Objetivos Específicos .....	146
6.3	–	Recomendações futuras .....	150

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Fluxograma da metodologia proposta .....	25
Figura 2.1 - Distribuição de Poisson para uma vida útil de 50 anos.....	28
Figura 2.2 - Tipos de bacia analiticamente solucionáveis pela aproximação da onda cinemática .....	30
Figura 2.3 - Gráficos de Huff em função do tamanho da bacia .....	32
Figura 2.4 - Modelo de separação do escoamento de Horton .....	35
Figura 2.5 - Modelo físico de Green-Ampt.....	36
Figura 2.6 - Fluxograma do método PULS.....	40
Figura 2.7 - Escopo das técnicas compensatórias de TC-1G, 2G e 3G. ....	42
Figura 2.8 - Classificação das TCs 1G,2G e 3G, adaptado de Fletcher et al., (2014) .....	42
Figura 2.9 - Princípios e focos das TCs 1G, 2G e 3G adaptado de Fletcher et al., (2015) .....	43
Figura 3.1 – Estruturação do artigo incluindo métodos utilizados, intervalo da série de dados e tipos de análise elaboradas.....	55
Figura 3.2 - Dados históricos de precipitação da cidade de São Carlos – SP.....	56
Figura 3.3 - P-Valor em função da variável z e da estatística KS para tamanhos de amostras múltiplos de 5.....	61
Figura 3.4 - Histograma de Frequências .....	66
Figura 3.5 - Comparação entre os métodos empíricos e teóricos em relação ao tempo de retorno .....	66
Figura 3.6 - Análises gráficas do teste de Kolmogorov-Smirnov de cada distribuição empírica em relação as distribuições teóricas de Gumbel, Normal e Log-Normal .....	67
Figura 3.7 - Curvas IDF e PDF atualizadas para a cidade de São Carlos de 5 a 60 min e de 60 a 1440 min .....	69
Figura 3.8 - Ábacos de dimensionamento de pequenas obras hidráulicas para a cidade de São Carlos – SP.....	70
Figura 4.1 - Estudo de Caso. a) É a localização da TC-3G na USP, b) corresponde à escavação da TC-3G, c) corresponde ao final da execução da estrutura e d) a planta baixa .....	81
Figura 4.2 - Modelo Hidráulico do TC-Hydro, incluindo classificação do escoamento e definição das tabelas auxiliares.....	84
Figura 4.3 - Tipos de escoamento considerados no TC-Hydro para eventos de Baixa Intensidade (Fluxo hortoniano) e Alta Intensidade (Fluxo não-hortoniano).....	85

Figura 4.4 - Esquema experimental do protótipo. Dimensões em cm. (I) Reservatório de 1000 L, (II) vista frontal do protótipo, (III) bomba hidráulica utilizada e (IV) evento com acumulação na camada de <i>ponding depth</i> . .....	94
Figura 4.5 - Hidrogramas de projeto comparativos .....	95
Figura 4.6 - Comparação entre vazões do protótipo e do modelo em escala real .....	96
Figura 4.7 - Calibração com os eventos 1 e 7 e validação com o evento 13 .....	100
Figura 4.8 - Sensibilidades da vazão máxima de saída e altura alagada para diferentes riscos .....	102
Figura 4.9 - Análise do volume, área e vazão efluente para a biorretenção em estudo.....	103
Figura 4.10 - Envoltórias estatisticamente prováveis .....	106
Figura 4.11 - Simulações dos eventos críticos para cada tempo de retorno .....	107
Figura 5.1 - Esquema de decisão de projeto de TCs .....	127
Figura 5.2 - Impacto esperado das TCS-3G via maximização de eficiência generalizada ....	129
Figura 5.3 - Modelo de avaliação da eficiência generalizada utilizando uma malha geométrica e uma malha de condições de contorno .....	132
Figura 5.4 - Cenários de eficiência para cada tipo de geometria.....	132
Figura 5.5 - Modelo de avaliação da eficiência e suas etapas .....	133
Figura 5.6 - Estudo de caso EESC-USP TC-3G.....	135
Figura 5.7 - Variação dos regimes de precipitação observados e esperados .....	137
Figura 5.8 - Detalhe das soluções para os cenários de precipitação a) – (1961-2015), b) – (2015-2050) e c) (2050-2100). Custos em R\$ (2019). .....	138

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Durações das tormentas e o quartil esperado.....	32
Tabela 2.2 – Polinômios de Huff ajustados por mínimos quadrados.....	33
Tabela 2.3 - Comparação da carga de poluentes das águas pluviais com as águas servidas. ..	43
Tabela 3.1 - Distribuições de frequência empíricas, referencial teórico e contextualização ...	57
Tabela 3.2 - Coeficientes de desagregação .....	63
Tabela 3.3 - Descrição estatística básica da amostra .....	65
Tabela 3.4 - Resultados obtidos das análises feitas combinando cada método .....	68
Tabela 4.1 - Métodos de distribuição temporal e suas equações governantes.....	82
Tabela 4.2 - Limitações e considerações do TC-Hydro.....	84
Tabela 4.3 - Tipos de escoamento, suas variáveis e sua descrição .....	86
Tabela 4.4 - Casos particulares de escoamento, suas variáveis descritivas e suas equações...	90
Tabela 4.5 - Pré-dimensionamento da TC-3G pelos métodos simplificados.....	92
Tabela 4.6 - Comparativo entre o protótipo e o modelo em escala real .....	95
Tabela 4.7 - Parâmetros de infiltração dos materiais de preenchimento .....	97
Tabela 4.8 - Resultados do pré-dimensionamento .....	98
Tabela 4.9 - Resultados da calibração e validação.....	99
Tabela 4.10 - Condições críticas de projeto considerando diferentes distribuições temporais, incerteza nos parâmetros de infiltração e diferentes condições de umidade inicial.....	104
Tabela 5.1 – Classificação dos indicadores de eficiência .....	123
Tabela 5.2 - Matriz de coeficientes de insumos.....	125
Tabela 5.3 - Atividades e seus coeficientes para a análise de custo .....	127
Tabela 5.4 - Parâmetros adotados e considerações para a análise de eficiência generalizada	134
Tabela 5.5 - Resultados da análise estatística .....	136
Tabela 5.6 - Soluções de melhor eficiência generalizada para cada design e cenário .....	139

## 1 INTRODUÇÃO GERAL

A impermeabilização das superfícies, aumento das retificações, canalizações de cursos naturais, a ideia higienista, a transferência dos escoamentos rápidos para jusante bem como a ocupação de planícies ribeirinhas, causam impactos ambientais que agravam, significativamente, a eficiência do sistema de drenagem urbana, causando insegurança hídrica, de acordo com Miguez (2015). O crescimento acelerado e a falta de infraestrutura adequada para o acréscimo das áreas impermeáveis, características de alguns países emergentes, como exemplo o Brasil, geram problemas frequentes como alagamentos nos sistemas de microdrenagem e inundações na macrodrenagem. Lima-Queiroz et al. (2003), em análise, apresentaram uma relação forte entre o crescimento populacional e o número de inundações, ao longo de todo século XX para a cidade de Belo Horizonte – Brasil.

Atualmente, soluções para esses problemas surgem a partir de medidas de maior impacto estrutural e pontual que demandam, frequentemente, grandes recursos financeiros, como por exemplo, as bacias de retenção (CANHOLI, 2015). Elas são funcionais para a atenuação de vazões e tempos de pico e retenção de sólidos sedimentáveis. Por outro lado, técnicas compensatórias de baixo impacto (LID) tentam mitigar os impactos da urbanização e restaurar as condições naturais de pré-urbanização e, se aplicadas em escala e comportamento adequados, podem resultar em impactos positivos para redução de cheias e, sobretudo, na melhoria da qualidade das águas pluviais (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2011; FLETCHER et al., 2015). Além disso, um dos objetivos das técnicas compensatórias é possibilitar inseri-las como paisagem multifuncional, harmonizando o ambiente construído e o ambiente natural (MIGUEZ, 2015).

Nesse contexto, estratégias para minimização dos impactos da urbanização são estudadas. Países como Austrália, Estados Unidos e Reino Unido, desde meados dos anos 90, possuem manuais técnicos e práticos para diversas técnicas compensatórias. Essas técnicas têm como objetivo, de uma maneira geral, redução de picos, mas, sobretudo, tratamento qualitativo das águas pluviais com destaque para as biorretenções. (PRINCE GEORGE'S COUNTY DEPARTMENT OF ENVIRONMENTAL RESOURCE, 2002; VIRGINIA DEPARTMENT OF CONSERVATION AND RECREATION, 1999)

Em países emergentes como o Brasil, o problema de caráter quantitativo tem um peso maior pelo crescimento desenfreado e concentração em alguns centros urbanos. Isso também se aplica aos danos frequentes causados em regiões de riscos de inundação. Por critérios

políticos, econômicos, disponibilidade espacial, dentre outros, muitas vezes o poder público opta por soluções estruturais que, por um lado, mitigam o problema das enchentes, mas por outro lado, não visam o controle da poluição difusa. Essas soluções, de acordo com Canholi (2015), pela falta de planejamento integrado, são muitas vezes inviáveis, economicamente.

Considerando o estado da arte no Brasil, alguns estudos envolvendo modelagem e/ou análise experimental foram desenvolvidos nos últimos anos. Rosa (2016) dimensionou, construiu e avaliou a técnica compensatória de biorretenção implantada no Campus II da EESC-USP em São Carlos com o método de BIRENICE, no qual se considera a diferença entre os volumes de escoamento superficiais atuais com os de pré-urbanização.

Macedo et al. (2018c) abordaram, experimentalmente, as técnicas compensatórias, com destaque para os aspectos patológicos e de manutenção, evidenciando suas características de operação e manutenção. Além disso, os autores elaboraram o estudo de caso em São Carlos – SP, baseado no uso de biorretenções, coletando dados de qualidade e quantidade das águas de escoamento superficiais afluentes e fluentes à TC, avaliando seu comportamento quali-quantitativo. As TCs podem ser classificadas em três gerações: 1ª (TC-1G), 2ª (TC-2G) e 3ª (TC-3G), sendo a primeira ligada à mitigação da urbanização, uso e ocupação do solo; a segunda, relacionada à mitigação da urbanização, do uso e ocupação do solo e das mudanças climáticas; a terceira leva em conta os critérios anteriores e acrescenta reuso na bacia hidrográfica (MACEDO et al., 2018a).

Lago (2018c) calibrou e modelou os parâmetros de qualidade da água das chuvas voltado ao modelo Buildup/Washoff para a biorretenção da EESC-USP em São Carlos e avaliou a qualidade das águas para o cenário de mudanças climáticas RCP 8.5 e RCP 4.5. Obteve resultados de qualidade até o ano de 2100, mostrando a sazonalidade da lavagem e acumulação de poluentes em climas subtropicais. Além disso, Lago et al. (2018a) obtiveram para a biorretenção em estudo, eficiência de retenção próxima a 80%, quantificando a resiliência das TCs perante as mudanças climáticas em climas subtropicais. De acordo com Lago et al. (2018b), os cenários de mudanças climáticas afetarão nos volumes de precipitação. Portanto, afetarão as concentrações de poluentes afluentes aos corpos receptores em São Carlos, sugerindo que medidas deverão ser tomadas, tendo em vista o cenário RCP-8.5 que projeta a diminuição de 51% do volume anual de chuvas para o ano de 2100.

Embora, alguns estudos recentes tenham sido elaborados em relação aos critérios de dimensionamento de biorretenções, observa-se que os modelos de dimensionamento e análise atuais podem carregar muitas incertezas, como por exemplo, as vazões de pré-urbanização, parâmetros de calibração de modelos de qualidade da água e até mesmo parâmetros e modelos

de infiltração simplificados. Para o dimensionamento, visando a segurança hídrica quali-quantitativa, a incorporação de hidrogramas de entrada por métodos que considerem a distribuição temporal, a utilização de modelos fisicamente-baseados como o de Green-Ampt (1911) e a obtenção dos hidrogramas de saída pelo vertedor de emergência e pelo orifício, devem ser modeladas para elaborar análises de eficiência de TCs.

Outro aspecto importante é o impacto das mudanças climáticas no dimensionamento de técnicas compensatórias. Vários cenários apontam para a diminuição de volumes de precipitações recorrentes e aumento de intensidades de precipitações com maior tempo de retorno, o que gera um cenário de insegurança hídrica ao trazer dois extremos (MARENGO e AMBRIZZI, 2016). Assim, incorporar esse critério no dimensionamento é uma hipótese que direciona as técnicas compensatórias aos objetivos de desenvolvimento sustentável, aumentando sua resiliência a desastres naturais, por exemplo.

Entretanto, usualmente, os métodos de dimensionamento de técnicas de infiltração difundidos na engenharia consideram hipóteses, demasiadamente, simplistas (e.g. taxa de infiltração constante, hietograma sem distribuição temporal, modelos empíricos de infiltração), o que pode tornar os projetos (1) subdimensionados ou (2) superdimensionados ou (3) não possibilitar a avaliação do impacto à jusante da técnica por não modelar o hidrograma de saída do reservatório de biorretenção.

Desse modo, uma alternativa computacionalmente simples, mas fiel à dinâmica da infiltração e do processo de transformação chuva-vazão em meios urbanos, é a mesclagem de modelos hidrológicos sintéticos, aplicados a climas subtropicais, com modelos de infiltração, fisicamente, baseados.

Essa solução reproduziria em escala de tempo adequada a eficiência do sistema de biorretenção, pois como resultados, obtêm-se as lâminas acumuladas, tempo de residência (aspecto qualitativo) e também a redução do pico e seu respectivo tempo, que pode ser importante para eventos com mais de um pico de cheia (repique). Além disso, a avaliação dos efeitos das mudanças climáticas ao incorporar novas curvas intensidade-duração-frequência (IDF), a implantação de recursos em módulos (i.e. módulos construídos ao longo do tempo em função das mudanças de uso e ocupação e mudanças climáticas), podem ser incorporados ao projeto, visando segurança hídrica quali-quantitativa para cenários prováveis.

Na verdade, é obsoleta a hipótese de que haverá a redução de vazões e tempos de pico, simplesmente subtraindo os volumes acumulados de pré e pós-urbanização em uma biorretenção, obtendo o volume sem levar em conta como se dão os hidrogramas de saída ou a infiltração. Nesse contexto, utilizando o método PULS, em conjunto com o método de Green e

Ampt unidimensional (1-D), pode-se, iterativamente, obter as dimensões de uma biorretenção que atenda a critérios como (1) redução da vazão de pico, (2) volume mínimo para tratar o *first flush* e (3) altura máxima alagada. Assim, modelos de otimização podem auxiliar o desenho e projeto de biorretenções

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo geral

Elaborar uma nova proposta de dimensionamento e simulação dinâmica-modular de biorretenções, visando a maximização de segurança hídrica e eficiência quali-quantitativa para cenários atuais e futuros de mudanças climáticas, uso e ocupação.

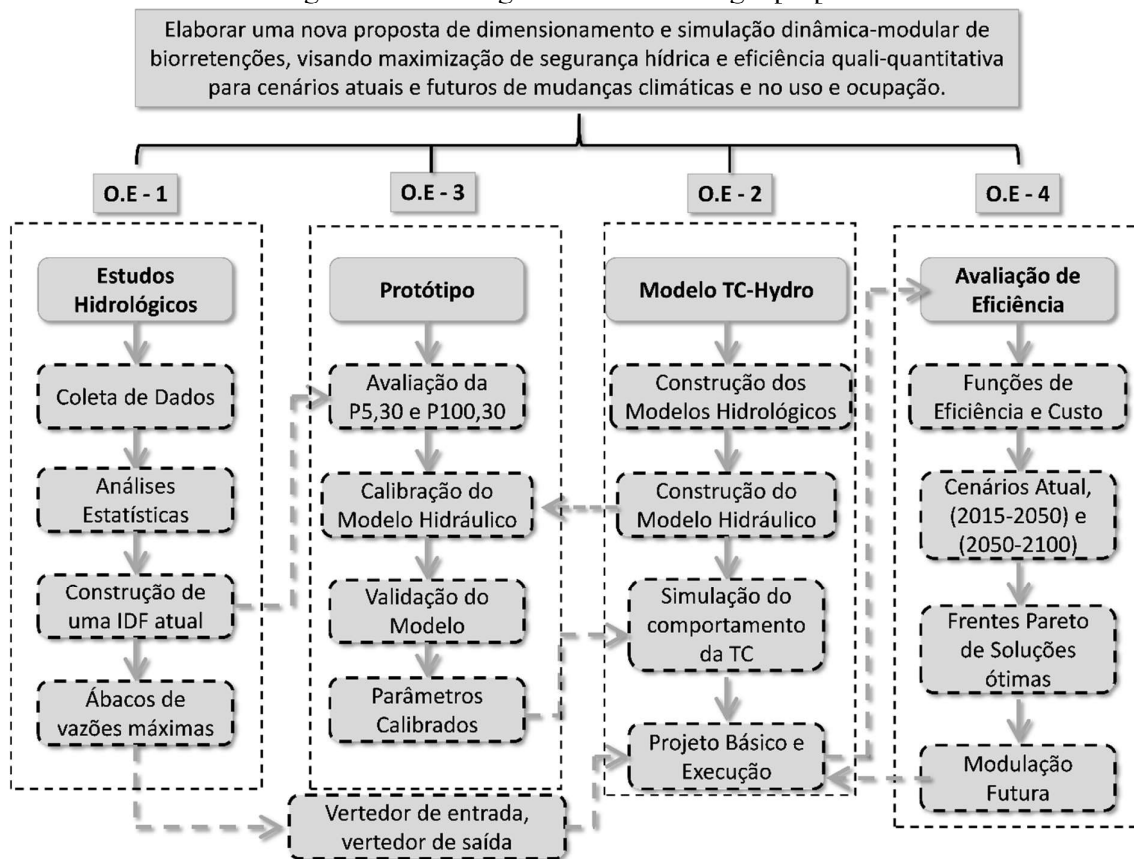
### 1.1.2 Objetivos específicos

- (1) Avaliar estatisticamente as melhores combinações de distribuições de probabilidade *empíricas x teóricas* para a cidade de São Carlos e projetar uma IDF atualizada para uso em obras hidráulicas.
- (2) Propor um modelo hidrológico-hidráulico unidimensional para simular, dimensionar e avaliar biorretenções, considerando diferentes métodos sintéticos:
  - a. Pré-dimensionamentos pelo *Bioretention Manual* e *Curva Envelope*;
  - b. Distribuições temporais: Huff 1º Quartil, Chicago, Constante;
  - c. Separação do escoamento: SCS-CN, Horton, Método Racional;
  - d. Chuva-Vazão: Hidrograma Unitário SCS-CN, Santa Barbara Urban Hydrograph (SBUH);
- (3) Calibrar e validar o modelo hidráulico (1-D) proposto via experimentos em laboratório, utilizando um protótipo e simular o comportamento esperado do modelo em escala real para diferentes eventos de projeto;
- (4) Avaliar a performance da TC-3G, sob o ponto de vista de indicadores de eficiência para o cenário atual e para cenários futuros de 2015 a 2050 e de 2050 2100, além de dimensionar seus módulos futuros para maximização de eficiência generalizada e minimização de Custo.

A Figura 1.1 apresenta um fluxograma geral da pesquisa.



Figura 1.1 - Fluxograma da metodologia proposta



Fonte: Autor

## CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 CONCEITOS BÁSICOS HIDROLÓGICOS

#### 2.1.1 Evento de projeto

Tipicamente, o projeto de estruturas de drenagem urbana é feito utilizando chuvas de projeto. Essa tormenta pode levar em conta a variabilidade temporal, espacial ou, simplesmente, ser considerada uniforme no tempo e no espaço. Existem projetos em que se faz necessária a consideração espacial e contínua da chuva. Contudo, de acordo com Canholi (2015) e com Akan (1993a), isso é dificultado em função da eventual escassez de dados.

Eventos de projeto decorrem da dificuldade de obtenção de dados, especialmente, devido à ausência de observações de chuva e vazão em seções de interesse (e.g. seja por vulnerabilidade, exposição, risco ou perigo). A aferição de chuvas, usualmente, ocorre por pluviômetros e pluviógrafos, que em função de sua posição na bacia e posição relativa a outras estações pluviométricas ou pluviográficas (via métodos matemáticos, como por exemplo, os polígonos de Thiessen), podem fornecer informações sobre a variabilidade temporal e espacial das chuvas nas bacias. Isso é, relativamente, bem desenvolvido no estado atual da arte, contudo, a aferição de vazões, especialmente, em eventos extremos de precipitações em bacias urbanizadas (e.g. alvo das intervenções nos grandes aglomerados) ainda é um desafio. Tal fato ocorre tanto em função da instrumentação necessária quanto em função de suas precisões, que tendem a ser ótimas em faixas específicas de vazões muitas vezes distantes das vazões críticas.

Desse modo, uma tormenta padronizada, usualmente, é um dado de entrada a um modelo de transformação de chuva em vazão (*rainfall-runoff*) que em alguns casos carece de fundamentação física. Embora essa metodologia de abordar a modelagem do processo de transformação de chuva em vazão em um evento extremo apresente limitações importantes (sob o ponto de vista de dimensionamento, análise de risco e aplicação prática no dia-dia da engenharia), a utilização de eventos discretos de projeto ainda é uma ferramenta essencial.

#### 2.1.2 Risco de falha hidrológico

Uma das maneiras simplificadas de se analisar a probabilidade de excedência de um determinado evento de precipitação é avaliar a probabilidade complementar cumulativa a um

evento de menor magnitude. Em outras palavras, supondo que a precipitação seja estacionária, admite-se que a probabilidade de se exceder um determinado evento de magnitude  $P$ , é proporcional ao seu tempo de retorno  $TR$ . Ou seja, a probabilidade de se obter um evento de menor magnitude é proporcional a  $(1 - TR)$  para um dado ano qualquer. Assim, sabendo a vida útil da obra, pode-se estimar a probabilidade acumulada de não falha, supondo que os eventos sejam independentes, fazendo seu complementar. Desse modo, pode-se obter a probabilidade de falha da obra.

$$R(TR, n) = 1 - \left(1 - \frac{1}{TR}\right)^n \quad (2.1)$$

Onde  $R$  é a probabilidade de haver pelo menos um evento de magnitude maior que o evento associado ao tempo de retorno  $TR$  ao longo do período de  $n$  anos.

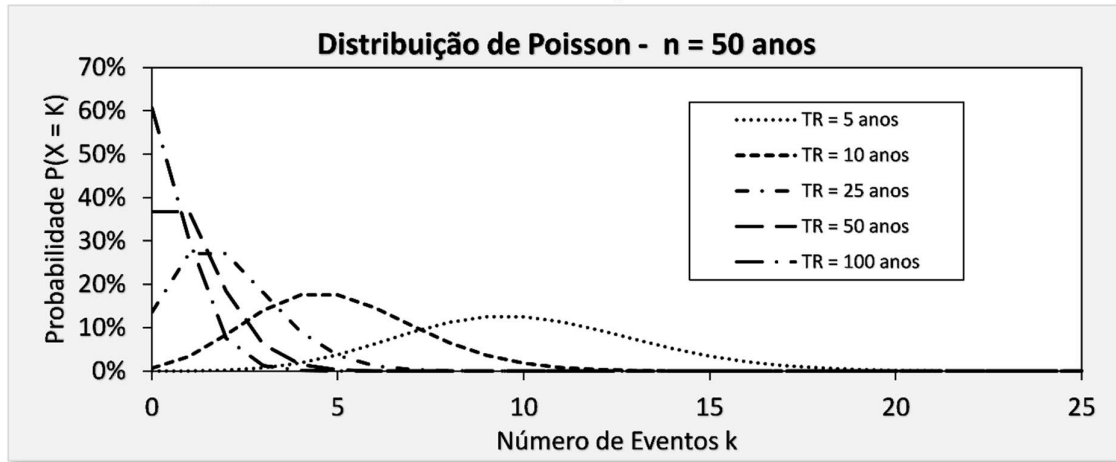
Miguez et al. (2015) afirmam que uma maneira mais rigorosa de se tratar as probabilidades de falha é utilizar a distribuição de Poisson, uma distribuição de probabilidades discreta que considera o número de eventos total e o número esperado de falhas, supondo a independência dos eventos. (POISSON, 1837).

$$P(X = k) = \frac{e^{-\lambda} \cdot \lambda^k}{k!} \quad (2.2)$$

Onde  $\lambda$  é o número de eventos esperados no intervalo de tempo da vida útil  $n$ ; e pode ser calculado pela razão entre  $n$ ;  $TR$  e  $k$  é o número de eventos de eventos com probabilidade  $P(x=k)$ , que é a probabilidade de se ocorrer  $k$  eventos de número esperado de ocorrências  $\lambda$  em determinado intervalo de tempo  $n$ .

Em outras palavras, em intervalos de tempo próximos ao tempo de retorno, almejam-se probabilidades de ocorrências mais altas para uma quantidade menor de eventos  $k$ . Assim, a distribuição de Poisson fornece a chance de se haver  $k$  eventos de magnitude esperada  $\lambda$  ao longo do intervalo de tempo  $n$ . A Figura 2.1 apresenta as variações das probabilidades para tempos de retorno usuais de obras hidráulicas, supondo uma vida útil de 50 anos.

Figura 2.1 - Distribuição de Poisson para uma vida útil de 50 anos



Fonte: Adaptado de Miguez et al., (2016)

Observa-se que para tempos de retorno menores que a vida útil (i.e. 5, 10 e 25 anos), há um valor de máximo diferente de 0, ou seja, ocorre uma probabilidade máxima de haver uma determina quantidade k de eventos.

### 2.1.3 Tempo de concentração

Um dos parâmetros hidrológicos fundamentais na caracterização de bacias e modelagem de seus comportamentos hidrológico-hidráulicos é o tempo de concentração, que pode ser definido como o tempo de percurso do ponto mais hidráulicamente distante (i.e.), levando em conta as resistências ao escoamento em função do uso e ocupação, bem como as distâncias de percurso. Ao longo das possíveis trajetórias, diferentes fases de escoamento podem ocorrer, como por exemplo, escoamento em superfície, em canais rasos e em talvegues bem definidos.

Um dos métodos mais consagrados e com fundamentação física, é o método que o Soil Conservation Service SCS (1986) propõe para o cálculo do tempo de concentração.

$$t_c = t_s + t_n + t_q \quad (2.3)$$

Onde  $t_c$  é o tempo de concentração (T),  $t_s$  o tempo de escoamento em superfície (T),  $t_n$  o tempo de escoamento em canais rasos e  $t_q$  o tempo de escoamento em galerias e canais bem definidos (T).

Cada uma das parcelas da Equação 2.3 pode ser estimada por modelos explícitos.

$$t_s = 0,091 \frac{(n \cdot L_s)^{0,8}}{P^{0,5} \cdot S^{0,4}} \quad (2.4)$$

Onde P é o total precipitado em 24h para uma chuva com tempo de retorno de 2 anos em mm; S é a declividade dada em  $m \cdot m^{-1}$ , n é o coeficiente médio de manning ( $s \cdot m^{-2}$ ) e  $L_s$  é o comprimento do trecho (m).

A velocidade de escoamento em canais rasos pode ser obtida por meio de um gráfico elaborado pelo SCS em que se relaciona a velocidade média nas abcissas e a declividade nas ordenadas para envoltórias contendo superfícies revestidas ou não (SCS, 1986). Com a velocidade média, estima-se o tempo  $t_n$  dado por:

$$t_n = \frac{L_n}{3600V_n} \quad (2.5)$$

Onde  $L_n$  é o comprimento do trecho considerado como canal raso (L) e  $V$  a velocidade média desse percurso ( $LT^{-1}$ ).

Por fim, para o trecho em talvegues bem definidos, calcula-se a velocidade média em regime permanente e uniforme, utilizando o conceito de velocidade média para obter o tempo em cursos bem definidos:

$$V_q = \frac{1}{n_q} R_h^{\frac{2}{3}} S_q^{\frac{1}{2}} \quad (2.6)$$

Onde  $V_q$  é a velocidade média em canais bem definidos ( $LT^{-1}$ ),  $n_q$  é o coeficiente médio de manning para esse trecho ( $s.m^{-5/2}$ ),  $R_h$  é o raio hidráulico médio do trecho (m) e  $S_q$  a declividade média ( $L.L^{-1}$ ).

$$t_q = \frac{V_q}{L_q} \quad (2.7)$$

Alternativamente, diversas propostas de cálculo para bacias rurais e urbanas, várias sem muita fundamentação física, são encontradas na literatura. Para bacias rurais há uma série de formulações que consideram como parâmetros governantes o comprimento do talvegue principal e a declividade média da bacia. No caso do uso de fórmulas para o escoamento em superfície, deve-se primeiro verificar as condições em que as formulações foram propostas, de modo a minimizar erros de aplicabilidade. Para fórmulas rurais, destacam-se as equações da Onda Cinemática, Kirpich e Chow (1995), conforme Equações (2.8), (2.9) e (2.10).

$$t_c = 447 \frac{(Ln)^{0,60}}{i^{0,4} S_L^{0,3}} \quad (2.8)$$

Onde  $L$  é o comprimento do talvegue (Km),  $n$  é o coeficiente médio de manning ( $s.m^{-5/2}$ ),  $i$  é a intensidade da chuva ( $mm.h^{-1}$ ) e  $SL$  é a declividade média do trecho ( $m.m^{-1}$ ).

$$t_c = 57 \left( \frac{L^2}{S_L} \right)^{0,385} ; A < 0,5 \text{ km}^2 \quad (2.9)$$

Onde L o comprimento do talvegue (km) e  $S_L$  é a declividade média do talvegue ( $\text{m.km}^{-1}$ ) e A a área da bacia ( $\text{km}^2$ ).

$$t_c = 52,64 \left( \frac{L}{\sqrt{S_L}} \right)^{0,64} ; A < 2.500 \text{ ha} \quad (2.10)$$

Onde L o comprimento do talvegue (km) e  $S_L$  é a declividade média do talvegue ( $\text{m.km}^{-1}$ ).

Já para o caso de bacias urbanas, destacam-se as fórmulas de Carter e Schaake, apresentadas nas Equações (2.11) e (2.12), respectivamente.

$$t_c = 0,0977L^{0,6}S_L^{-0,3} ; A < 1.100 \text{ ha} \quad (2.11)$$

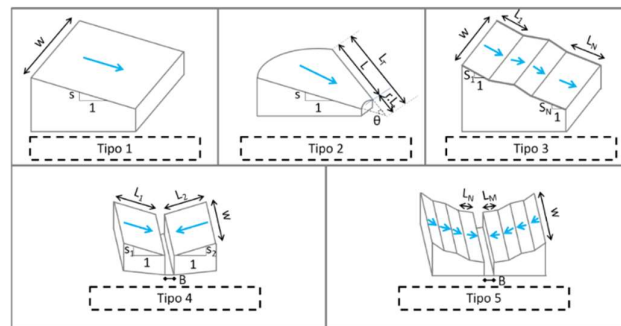
Onde L o comprimento do talvegue (km) e  $S_L$  é a declividade média do talvegue ( $\text{m.m}^{-1}$ ).

$$t_c = 0,0828L^{0,24}S_L^{-0,16}A_{\text{imp}}^{-0,26} ; A < 62 \text{ ha} \quad (2.12)$$

Onde L o comprimento do talvegue (km) e  $S_L$  é a declividade média do talvegue ( $\text{m.m}^{-1}$ ) e  $A_{\text{imp}}$  é a área impermeável ( $\text{km}^2$ ).

Em relação ao modelo de escoamento da onda cinemática, Akan (1985) apresenta soluções analíticas via simplificação do modelo da onda cinemática para algumas condições de contorno específicas em função de condições geométricas da bacia como sua declividade média, formato e comprimento, conforme ilustra Figura 2.2. Cabe notar que as equações são válidas para um sistema de unidades condizente com as constantes adotadas.

Figura 2.2 - Tipos de bacia analiticamente solucionáveis pela aproximação da onda cinemática



Fonte: Adaptado de Akan (1985)

Em relação à bacia do tipo 1, sua formulação é apresentada na Equação 2.8.

## Tipo 2

$$t_c = \left[ \frac{L \cdot n}{k \cdot \sqrt{S}} \right]^{0,6} \left[ \frac{(1-r)}{C \cdot i} \right]^{0,4} \quad (2.13)$$

Onde  $(1-r)$  é um fator de convergência definido na Figura 2.2 e  $k$  é uma constante igual a  $1,49\text{ft}^{1/3}/\text{s}$  e  $C$  é o coeficiente de runoff,  $L$ ,  $n$ ,  $C$ ,  $i$  e  $S$  são o comprimento do trecho em escoamento, coeficiente de manning, intensidade de chuva assumida constante e declividade que devem ser homogeneamente compatíveis com a constante  $k$  adotada.

$$t_c = \frac{\sum_{j=1}^N \left( \frac{n_j C_j i}{k \sqrt{S_j}} \right)^{0,6} (Z_j^{1,6} - Z_{j-1}^{1,6})}{\sum_{j=1}^N C_j i (Z_j - Z_{j-1})} \quad (2.14)$$

Onde  $j$  é o índice que representa o plano da cascata e  $N$  é o número total de planos da cascata e  $Z_j$  é dado por  $\sum_{m=1}^j L_m$ .

#### Tipo 4

$$t_c = \frac{1}{i^{0,4}} \left[ \frac{1}{C_0^{0,4}} \left( \frac{L_0 \cdot n_0}{k \sqrt{S_0}} \right)^{0,6} + \frac{B^{0,4}}{(BC_c + L_1 C_1 + L_2 C_2) \cdot \left( \frac{W n_c}{k \sqrt{S_c}} \right)^{0,6}} \right] \quad (2.15)$$

Onde as dimensões são definidas na Figura 2.2. A equação é válida para qualquer sistema de unidades consistente.

#### Tipo 5

$$t_c = \frac{1}{i^{0,4}} \left\{ \frac{\sum_{j=1}^N \left( \frac{n_j C_j i}{k \sqrt{S_j}} \right)^{0,6} (Z_j^{1,6} - Z_{j-1}^{1,6})}{\sum_{j=1}^N C_j (Z_j - Z_{j-1})} + \frac{B^{0,4} \left( \frac{W n_c}{k \sqrt{S_c}} \right)^{0,6}}{[BC_c + \sum_{m=1}^M C_m L_m]^{0,4}} \right\} \quad (2.16)$$

## 2.2 MODELOS HIDROLÓGICOS APLICADOS À DRENAGEM URBANA

### 2.2.1 Distribuição temporal

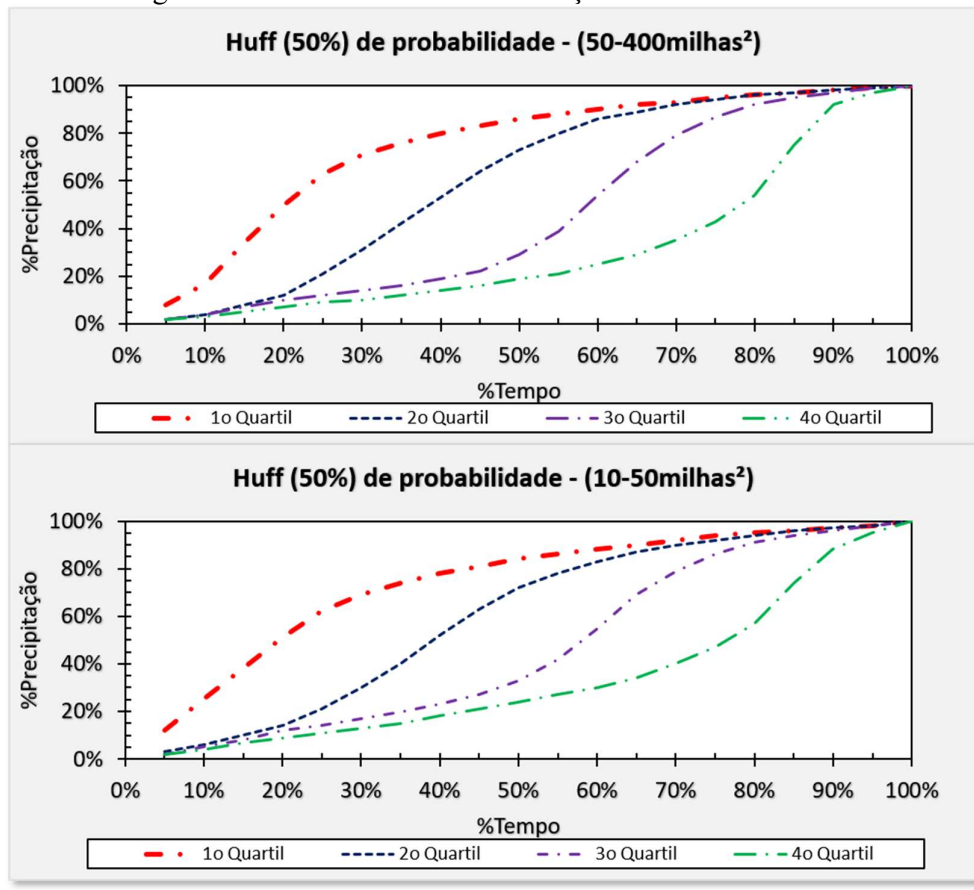
#### 2.2.1.1 Huff

No estado de Illinois (EUA), Huff (1967), via coleta de dados de 49 novos postos pluviográficos em 11 anos, distribuídos em uma bacia de aproximadamente 1000 km<sup>2</sup>,

determinou curvas de distribuição temporal das precipitações intensas. Um dos parâmetros analisados em seus estudos foi a posição do pico da chuva, ou seja, dependendo da porcentagem da duração onde o pico fora observado, era então classificado o evento.

As classificações foram definidas em 4 intervalos: 1º quartil, 2º quartil, 3º quartil e 4º quartil. Huff (1967) concluiu que a maioria dos eventos de curta duração, ou seja, mais aplicáveis aos eventos de drenagem urbana (CANHOLI, 2015) encontravam-se no primeiro e no segundo quartil. A Tabela 2.1 relaciona as durações das tormentas e os quartis estimados pelo modelo de distribuição temporal de Huff. A Figuras 2.3 apresentam as curvas de distribuição temporal com valor mediano de ocorrência (50% de probabilidade) para os 4 quartis com áreas entre 50-400 milhas<sup>2</sup> e 20-50 milhas<sup>2</sup>.

Figura 2.3 - Gráficos de Huff em função do tamanho da bacia



Fonte: Autor

Tabela 2.1 - Durações das tormentas e o quartil esperado

Duração da Chuva	Quartil
$t_d < 12h$	1º e 2º
$12h \leq t_d \leq 24h$	3º



$$t_d > 24h \quad 4$$

Fonte: Canholi (2016)

Performando ajustes estatísticos polinomiais de 3ª ordem, obtêm-se ajustes com correlações superiores a 98% para todas as combinações de bacias e quartis, de acordo com os dados observados e publicados por Huff (1967). A Tabela 2.2 correlaciona os ajustes com cada classificação.

Tabela 2.2 – Polinômios de Huff ajustados por mínimos quadrados

Bacia	Probabilidade (50%)			
	1 Quartil	2 Quartil	3 Quartil	4 Quartil
(20- 50milhas <sup>2</sup> )	$p'$	$p'$	$p'$	$p'$
	$= 2,703 \cdot t'^3 -$	$= -2,1294t'^3$	$= -3,4753t'^3$	$= 1,6075t'^3$
	$4,6699t'^2 +$	$+ 2,198t'^2$	$+ 6,0657t'^2$	$- 0,9218t'^2$
	$+3,6711t' -$	$+ 0,9625t'$	$- 1,7349t'$	$+ 0,4075t'$
	0,0605	- 0,0864	+ 0,1651	+ 0,0077
(50- 400milhas <sup>2</sup> )	$p'$	$p'$	$p'$	$p'$
	$= 2,1369t'^3$	$= 2,0134t'^3$	$= -2,9661t'^3$	$= 1,4873t'^3$
	$- 4,6989t'^2$	$+ 2,1431t'^2$	$+ 5,1143t'^2$	$- 1,021t'^2$
	$+ 3,6272t'$	$+ 0,8772t'$	$- 1,2671t'$	$+ 0,6078t'$
	- 0,0525	- 0,0614	+ 0,1335	- 0,0048

Fonte: Adaptado pelo autor

Onde  $p'$  é a razão entre a chuva acumulada no instante  $t$  e a chuva total esperada e  $t'$  é a razão entre a duração  $t$  em relação à duração total da tormenta padronizada.

### 2.2.1.2 Blocos Alternados

Baseado no método de Chicago (Keifer e Chu, 1957), o método dos blocos alternados é um caso particular quando o pico do hietograma ocorre em 50% da duração da tormenta. A premissa básica dessa distribuição temporal é a coincidência volumétrica do acúmulo do volume observado pelo método e da lâmina obtida pela curva IDF para uma dada duração e tempo de retorno. Como a física do problema da chuva é inversamente proporcional à duração, valores pequenos de discretização temporal produzem altos valores de intensidade de

precipitação. A Equação 2.17 apresenta um ajuste tipo Sherman para a representação das intensidades de chuva.

$$i = \frac{KTR^a}{(b + t)^c} \quad (2.17)$$

Onde K é um parâmetro de escala em mmh<sup>-1</sup>, TR é o tempo de retorno da chuva em anos, b é um coeficiente dado em minutos, t é a duração da chuva em minutos e c é um coeficiente adimensional.

Além disso, quando se utilizam modelos chuva-vazão resolvidos por soluções numéricas, é necessário que haja a correlação entre as discretizações dos modelos de chuva e dos modelos de chuva-vazão (CANHOLI, 2015). As equações básicas que descrevem o hietograma de Chicago podem ser segregadas em duas, ou seja, Equação 2.18 e Equação 2.19.

a) Antes do pico

$$i(t_d, TR, t) = \frac{KTR^a \left( \frac{t_1}{\gamma} (1 - c) + b \right)}{\left( \frac{t_1}{\gamma} + b \right)^{1+c}} \text{ para } t = t_1 \leq \gamma t_d \quad (2.18)$$

b) Depois do pico

$$i(t_d, TR, t) = \frac{KTR^a \left( \frac{t_2}{1 - \gamma} (1 - c) + b \right)}{\left( \frac{t_1}{1 - \gamma} + b \right)^{1+c}} \text{ para } t = t_2 > \gamma t_d \quad (2.19)$$

Onde K, a, b e c são parâmetros do ajuste de curvas IDF tipo Shermman, TR é o tempo de retorno,  $\gamma$  é a posição relativa entre o pico e a duração de 0 a 1 e  $t_d$  é a duração total da chuva, t é a duração e i é a intensidade de precipitação acumulada.

Fonte: Silveira (2016)

### 2.2.1.3 Distribuição Observada

O uso de distribuições temporais sintéticas deve ser feito na ausência de estudos hidrológicos que permitam a representação mais fidedigna do comportamento da chuva em determinada bacia hidrográfica. Entretanto, em projetos de drenagem urbana, uma prática comum é dimensionar as obras hidráulicas para eventos críticos sintéticos (i.e., modelos de distribuição e temporal e de chuva-vazão sintéticos), mas também avaliá-las, quando possível,

com eventos reais observados. Canholi (2015) dimensionou em 1993 um reservatório de retenção no estado de São Paulo e como base, utilizou-se de um hietograma medido em um dia específico para consideração de sua distribuição temporal em seu modelo hidrológico (NÓBREGA, et al., 2019a).

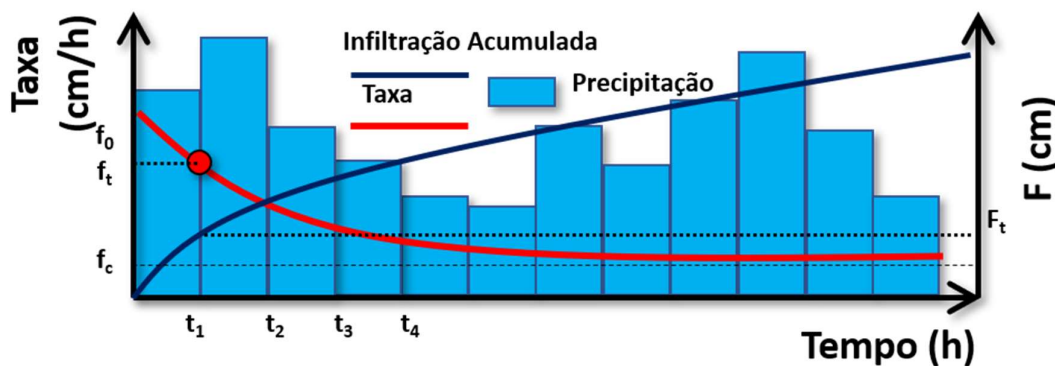
## 2.2.2 Separação do escoamento

### 2.2.2.1 Modelo de infiltração de Horton

O modelo de capacidade de infiltração proposto por Horton (1939) pode ser escrito em função de aproximações na equação de Richards (1931), que embora seja uma equação diferencial fortemente não linear, a partir da década de 50 várias soluções analíticas foram propostas para condições de contorno específicas. (MANNICH e GUETTER, 2011; PHILIP, 1957; BRAESTER, 1973; BROADBRIGDE e ROGERS, 1990; MENZIANI, PUGNAGUI e VICENZI, 2007).

O modelo de Horton assume como hipótese uma taxa de infiltração maior no início do escoamento que decai exponencialmente com o tempo. (CANHOLI, 2015). A Figura 2.4 representa um gráfico genérico de capacidade de infiltração e infiltração acumulada por tempo.

Figura 2.4 - Modelo de separação do escoamento de Horton



Fonte: Autor

A capacidade de infiltração e a infiltração acumulada são dadas pelas Equações (2.20), (2.21) e (2.22).

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c)e^{-k.t} \quad (2.20)$$

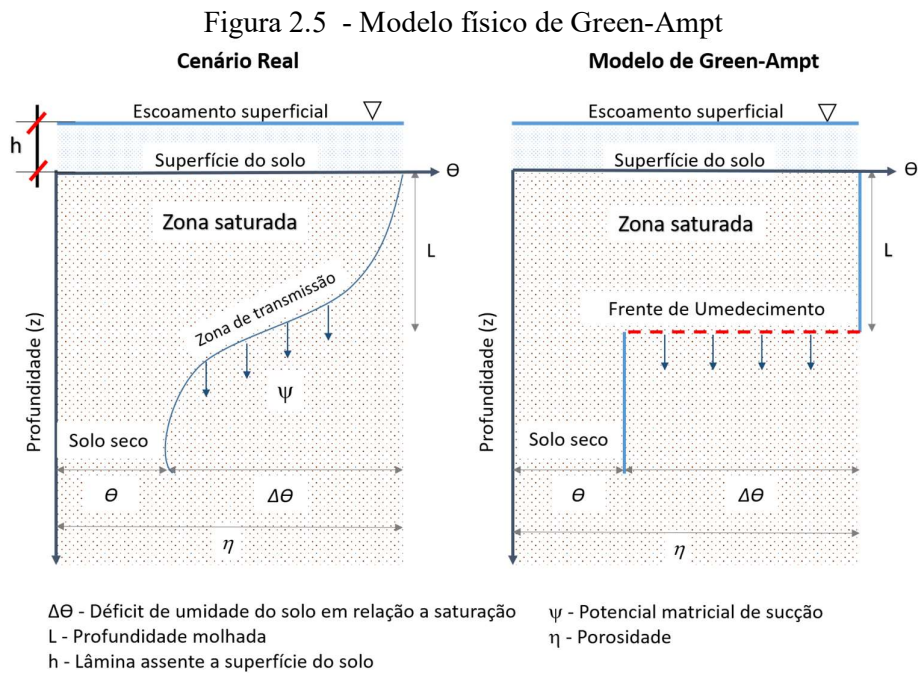
$$\frac{dF}{dt} = f(t) \rightarrow dF = f(t)dt \rightarrow F = \int_0^t f(t)dt \quad (2.21)$$

$$F(t) = f_c t + (f_0 - f_c) \frac{(1 - e^{-k \cdot t})}{k} \quad (2.22)$$

Onde  $f(t)$  é a capacidade de infiltração no tempo  $t$ ,  $f_c$  é a capacidade de infiltração final ou constante,  $k$  é uma constante de decaimento exponencial que deve ser calibrada,  $f_0$  é a capacidade de infiltração inicial e  $t$  é o tempo analisado.

### 2.2.2.2 Modelo de infiltração de Green e Ampt

O modelo baseado na lei de Darcy, pressupõe que durante a infiltração existe uma lâmina d'água de escoamento superficial com uma carga  $h$  e que há uma frente de umedecimento, de geometria bem definida, onde acima dessa frente, classifica-se o solo como saturado com condutividade hidráulica  $K_{sat}$ . Além disso, o potencial matricial da frente de umedecimento é definido como  $\psi$ . Considera-se abaixo da frente de umedecimento o solo com umidade inicial. O fluxo se dá de maneira semelhante a um pistão que conforme recebe água, desloca-se para baixo proporcionalmente a esse volume recebido. A Figura 2.5 representa a comparação entre um cenário real versus um cenário modelado sob hipóteses de Green e Ampt.



Fonte: Adaptado de Oliveira et al., (2019).

A capacidade de infiltração de acordo com Green e Ampt (1911).

$$T_i = K_{sat} \left[ \frac{F + (\psi + h_0)(\theta_s - \theta_i)}{F} \right] \quad (2.23)$$

Onde  $K_{sat}$  é a condutibilidade hidráulica saturada,  $\psi$  é o potencial matricial de sucção,  $h_0$  é a lâmina acima da TC,  $\theta_s$  é a umidade de saturação,  $\theta_i$  é a umidade inicial e  $F$  o volume infiltrado em lâmina e  $T_i$  é taxa de infiltração modelada pelo método.

Como a taxa de infiltração é a taxa de variação do volume infiltrado, a Equação 2.23 é igual, portanto, é a taxa de variação do volume acumulado. Integrando-se ambos os lados da equação, obtém-se uma função implícita que descreve o volume armazenado em função do tempo, apresentado na Equação 2.24.

$$\frac{dF}{dt} = T_i \rightarrow \int_0^t dF = \int_0^t K_{sat} \left( \frac{F + (\psi + h_0) \cdot (\theta_s - \theta_i)}{F} \right) dt \quad (2.24)$$

A solução da Equação (2.24) é dada por (MAYS, 2010).

$$F(t) - \psi(\theta_s - \theta_i) \ln \left( 1 + \frac{F(t)}{\psi \cdot (\theta_s - \theta_i)} \right) = K_{sat} t \quad (2.25)$$

Utilizando métodos numéricos determinísticos como o método de Newton, Runge Kutta, Bissecção ou por tentativa e erro, pode-se resolver a Equação 2.25.

### 2.2.2.3 Índice j

O método do índice  $\varphi$  considera uma taxa de variação da infiltração acumulada constante ao longo do tempo. (CANHOLI, 2015). Usualmente, é aplicado quando se tem dados concomitantes de precipitação e precipitação efetiva.

$$\frac{dF(t)}{dt} = \varphi = \frac{P(t_d) - P_{ef}(t_d)}{t_d} \rightarrow F(t) = \int_0^t \varphi dt = \varphi t \quad (2.26)$$

Onde  $P(t_d)$  é a precipitação total acumulada (L) na duração  $t_d$  (T) e  $P_{ef}(t_d)$  (L) é a precipitação efetiva acumulada em  $t_d$ .

### 2.2.3 Modelos de chuva-vazão sintéticos

### 2.2.3.1 Santa Barbara Urban Hydrograph

O método SBUH foi desenvolvido em 1975 pelo Santa Barbara County of Flood Control and Water Conservation District, California (STUBACHER, 1975). O método tem por princípio a consideração de uma vazão instantânea, obtida pela precipitação direta em superfícies impermeáveis diretamente conectadas e a utilização da precipitação efetiva, obtida por algum método de infiltração, nas áreas permeáveis diretamente conectadas (NÓBREGA et al., 2019b). A Equação 2.27 descreve o processo de routing utilizando *time-steps* em função da intensidade de precipitação admitida, constante para toda a bacia atribuída a um dado intervalo de tempo.

$$Q(t + 1) = Q(t) + \frac{\Delta t}{(2t_c + \Delta t)} \{A[i(t) + i(t + 1) + (1 - d)(P_{ef}(t) + (t + 1))] + Q(t - 1)\} \quad (2.27)$$

Onde Q é a vazão ( $LT^{-3}$ ) assumida como a vazão instantânea obtida pelas áreas impermeáveis diretamente conectadas e com a vazão proveniente do escoamento superficial,  $\Delta t$  é a discretização temporal (T),  $t_c$  é o tempo de concentração da bacia (T), A é a área total da bacia ( $L^2$ )  $i(t)$  é a intensidade de precipitação no instante t ( $LT^{-1}$ ),  $P_{ef}(t)$  é a precipitação efetiva incremental no instante t (L).

### 2.2.3.2 Método Racional

Utilizado para bacias menores ou iguais a 1 km<sup>2</sup>, o método racional considera o princípio de Kuichling (1889) sob a hipótese de que a razão entre a vazão observada em uma bacia hidrográfica, é proporcional a sua área de drenagem. A constante de proporcionalidade leva em conta o uso e ocupação da bacia no formato de um coeficiente de *runoff* que visa representar as perdas iniciais, abstrações, retenção em depressões e infiltração ao longo do tempo. O método considera a intensidade de precipitação constante e uniformemente distribuída em toda bacia, o que faz com que sua aplicação esteja limitada a baixos valores de tempo de concentração. Canholi (2015) recomenda o seu uso em até 20 minutos de tempo de concentração.

$$Q(t) = CiA \left( 1 - \frac{|t_c - t|}{t_c} \right) \text{ para } t \leq 2t_c \quad (2.28)$$

Onde C é o coeficiente de *runoff*  $m^3.m^{-3}$  e  $t_c$  é o tempo de concentração da bacia (T).

### 2.2.4 Escoamento em meios não saturados e percolação profunda

### 2.2.4.1 Equação de Richards

O escoamento em meios porosos não saturados pode ser expresso pela Equação de Richards (Equação 2.29) que visa representar as propriedades físicas do solo em relação às variações de umidades, observadas em uma malha espacial-temporal de uma determinada camada de solo.

$$\frac{\partial \theta(h, z)}{\partial t} = \frac{\partial \theta}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \left\{ K(h, z), \left[ \frac{\partial h}{\partial z} + 1 \right] \right\} - S(h, z) \quad (2.29)$$

Onde  $\theta$  é a umidade do solo ( $L^3.L^{-3}$ ),  $h$  é a pressão de sucção dada pela soma da carga hidráulica com o potencial matricial de sucção ( $L$ ),  $z$  é a posição vertical do datum tomado positivo para baixo em relação à superfície do solo ( $L$ ),  $S$  é a taxa de transpiração das plantas ( $T^{-1}$ ),  $\partial \theta / \partial h$  é a função que descreve a capacidade de retenção de umidade do solo em relação à pressão de sucção e  $K$  é a condutividade hidráulica não saturada ( $LT^{-1}$ )

### 2.2.4.2 Funções analíticas de Van Genuchten

Para resolver a Equação de Richards, é necessário saber a função de umidade do solo, condutividade hidráulica não saturada e capacidade de umidade em relação ao potencial hidráulico aplicado. Funções analíticas foram propostas por Mualem (1976) e Van Genuchten (1980) e são utilizadas, usualmente, para resolver a Equação de Richards.

$$\theta(h) = \frac{\theta_{sat} - \theta_{res}}{[1 + (\alpha|h|)^n]^m} + \theta_{res} \quad (2.30)$$

$$K(h) = K_{sat} \cdot \frac{\{1 - (\alpha|h|)^{n-1} [1 + (\alpha|h|)^n]^{-m}\}^2}{[1 + (\alpha|h|)^n]^{\frac{m}{2}}} \quad (2.31)$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial h} = \frac{\alpha \cdot m (\theta_{sat} - \theta_{res})}{1 - m} \frac{\{1 - [1 + (\alpha|h|)^n]^{-1}\}^m}{[1 + (\alpha|h|)^n]^m} \quad (2.32)$$

Onde  $\theta_{sat}$  é a umidade de saturação do solo ( $L^3.L^{-3}$ ),  $\theta_{res}$  é a umidade residual do solo ( $L^3.L^{-3}$ ),  $K_{sat}$  é a condutividade hidráulica saturada do solo ( $L.T^{-1}$ ) e  $\alpha$ ,  $m$  e  $n$  são parâmetros adimensionais ajustados de modo que  $m = n + 1$ .

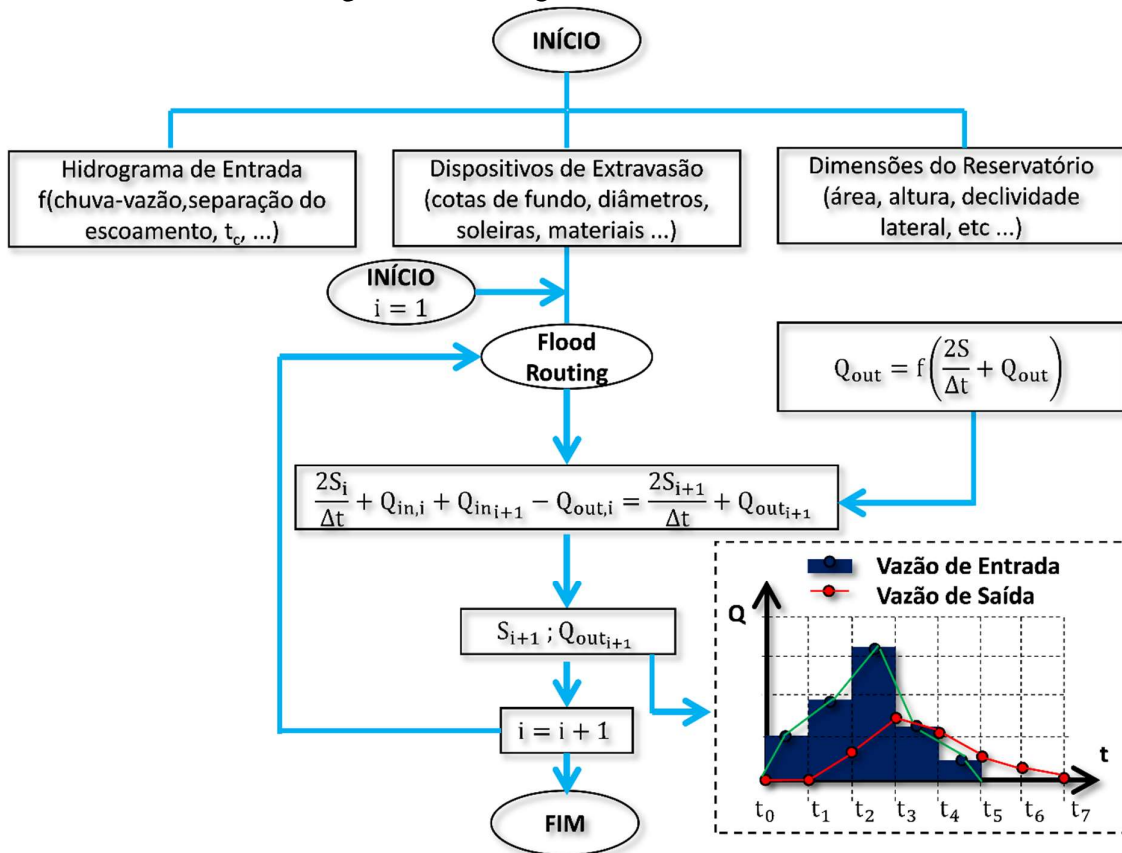
## 2.3 AMORTIZAÇÃO DE CHEIAS EM RESERVATÓRIOS

### 2.3.1.1 Método de Puls

A avaliação do comportamento de reservatórios pode ser feita pelo método de Puls (WURBS, 1996). Considerando um reservatório concentrado e pontual, com relações cota-área

-volume-descarga conhecidas, aplicando-se o balanço de massa, pode-se estabelecer relações temporais das vazões afluentes e efluentes. Entretanto, é necessário saber uma função de armazenamento que pode ser escrita em forma de uma tabela auxiliar. Uma abordagem mais detalhada do método pode ser encontrada em Nóbrega et al., (2019b). A Figura 2.6 representa um fluxograma de estimativa dos hidrogramas amortecidos em um reservatório pelo método PULS.

Figura 2.6 - Fluxograma do método PULS



Fonte: Adaptado de Canholi (2015)

## 2.4 TÉCNICAS COMPENSATÓRIAS

A partir da década de 1970, soluções alternativas para os problemas de drenagem surgiram, sobretudo na Europa e na América do Norte. Essas soluções visavam atenuar ou tentar neutralizar os efeitos da urbanização que introduzia novas áreas impermeáveis e aumentava o acúmulo de poluentes nas cidades. As novas alternativas buscavam retardar os escoamentos, introduzindo resistências naturais, assim como os elementos originais da pré-urbanização



faziam, retardando os escoamentos, diminuindo picos de cheias, promovendo mais resiliência às enchentes, além de um armazenamento temporário.

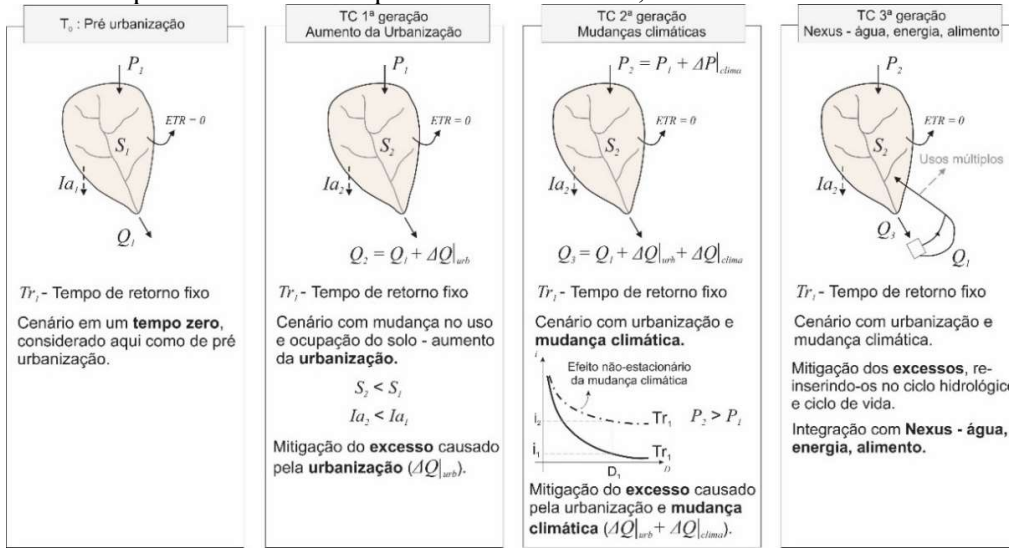
Destacam-se algumas das soluções mais comuns nos meios urbanos como, por exemplo, as bacias de detenção, retenção, pavimentos porosos, valas, trincheiras e biorretenções. Das vantagens mais consideráveis Baptista, Nascimento e Barraud (2011) destacam a facilitação das infiltrações, recarga dos aquíferos, além da redução e melhor gerenciamento dos riscos de inundação por muitas vezes se tratarem de soluções pontuais em que a manutenção é dever do poder público. Além disso, essas soluções pontuais também carregam menos incertezas que soluções dependentes da manutenção/operação da população (soluções descentralizadas).

A terminologia de técnicas compensatórias de drenagem urbana difere, globalmente, mas muitos objetivos são comuns com diferenças no enfoque dado para cada um. Na Austrália, a abordagem Water Sensitive Urban Design (WSUD), por exemplo, tem um enfoque maior no controle de qualidade da água, em detrimento ao controle de picos (COUNCIL, 2003). Já na América do Norte, especificamente, no Canadá e nos Estados Unidos, a terminologia Best Management Practices (BMP) engloba tanto aspectos estruturais como a construção de estruturas para controle da poluição difusa, como também a redução de uso de pesticidas e fertilizantes (FLETCHER et., al 2015).

Macedo et al. (2018a) definem as TCs em 3 categorias. As TCs de primeira geração (1G), são para mitigação de efeitos de inundações e enchentes e visam o controle qualitativo, considerando variação no uso e ocupação, mas sem as mudanças climáticas e modulação. Já as TCs de segunda geração (2G) visam mitigar efeitos quali-quantitativos das águas pluviais, considerando as mudanças climáticas e modulação. Por fim, as TCs de terceira geração visam, além dos objetivos anteriores, fazer o reuso da água e dos nutrientes na bacia, com monitoramento e controle mais eficazes e tecnológicos. A Figura 2.7 representa um esquema de concepção das gerações de técnicas compensatórias de acordo com Macedo et al. (2018b).

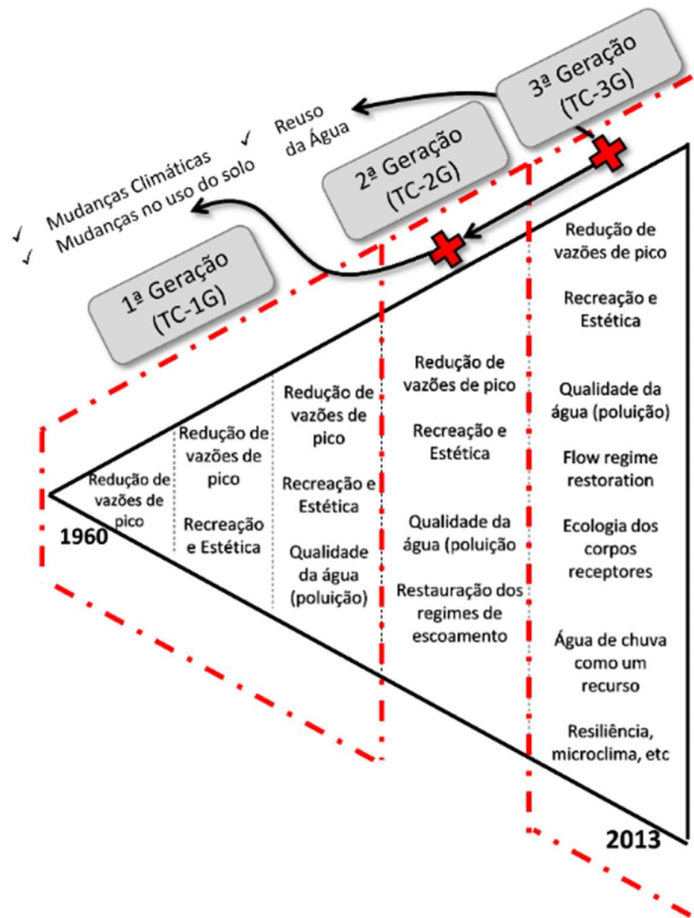
A visão das TCs 1G, 2G e 3G no escopo das nomenclaturas usuais de técnicas compensatórias de drenagem urbana, adaptado de Fletcher et al. (2015), é ilustrada nas Figuras 2.8 e 2.9. Observa-se que as gerações de técnicas compensatórias crescem à medida que conceitos como incorporação de cenários de mudanças climáticas e reuso na bacia surgem. Além disso, aspectos como restauração dos regimes de escoamento, melhoria no aspecto visual e preservação da ecologia dos corpos hídricos receptores são necessários para o aumento das gerações de TCs.

Figura 2.7 - Escopo das técnicas compensatórias de TC-1G, 2G e 3G.



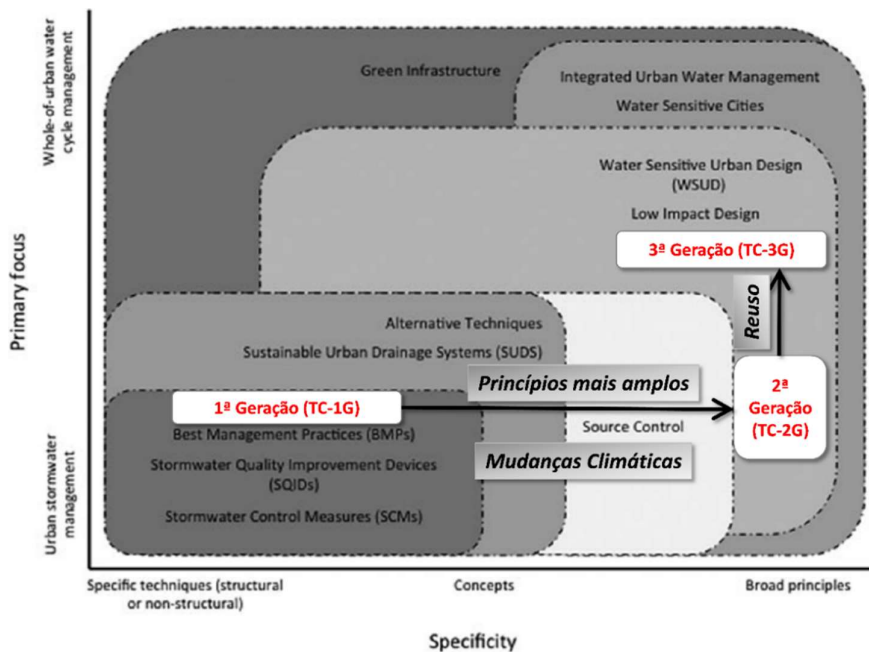
Fonte Macedo et al., (2018b)

Figura 2.8 - Classificação das TCs 1G,2G e 3G, adaptado de Fletcher et al., (2014)



Fonte: Adaptado de Fletcher et al., (2015)

Figura 2.9 - Princípios e focos das TCs 1G, 2G e 3G adaptado de Fletcher et al., (2015)



Fonte: Adaptado de Fletcher et al., (2015)

## 2.5 QUALIDADE COMO CRITÉRIO DE DIMENSIONAMENTO

Nos últimos anos, crescentes estudos demonstram a preocupação com os aspectos qualitativos das águas de chuva. Estudos elaborados por Nascimento et al. (1999), por exemplo, apontam a importância das cargas poluidoras das águas da chuva comparadas com as do esgoto sanitário na escala do tempo, conforme a Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Comparação da carga de poluentes das águas pluviais com as águas servidas.

Poluente	Relação da carga poluente das águas pluviais e de esgotamento sanitário		
	Intervalo de tempo		
	Ano	Dia	Hora
SST	1/2	1/2	50
DBO <sub>5</sub>	1/27	1/6	4
DQO	1/9	1/2	12
TKN	1/27	1/7	3,5
Pb	27	80	2000
Zn	1/1	4	100
Hg	1/1	7	-
Cd	1/1	5	-

Fonte: Nascimento et al., (2000)

A análise da eficiência qualitativa da água deve ser feita com base no objetivo que se espera para a TC. Diferentemente da eficiência quantitativa, que geralmente considera apenas um evento crítico discreto de projeto, para a melhor avaliação da eficiência qualitativa é necessário que se tenha o comportamento da acumulação e da lavagem de poluentes ao longo de séries de dados de precipitação, o que pode despende um custo computacional elevado e dificuldade de obtenção de dados.

Diversos modelos para a abordagem da segurança hídrica qualitativa são abordados na bibliografia com destaque para a metodologia abordada pelo software Storm Water Management Model. (ROSSMAN, 2010). A metodologia apresentada pelo SWMM é a mais utilizada no mundo e caracteriza a lavagem e acumulação de poluentes pelo modelo Buildup/Washoff. (LAGO, 2018c).

Akan (1993b) propõe um método de dimensionamento de bacias de retenção visando a eficiência de remoção de sólidos suspensos. Esse método utiliza-se de ábacos adimensionais baseados nos hidrogramas unitários SCS, em função do tempo de pico. Para a análise da chuva que representa o fenômeno, ou seja, o tempo de pico, o manual técnico Virginia Department of Conservation and Recreation (1999) recomenda que se utilize uma curva de permanência de modo que a precipitação escolhida seja igualada ou superada em 90% do período anual. Borris et al. (2014) apontam também que chuvas mais frequentes e menos intensas são mais significativas para a avaliação da qualidade da água se comparadas com chuvas menos frequentes e intensas. Essa ideia é uma das premissas do método proposto por Akan (1993b).

Logo, o método considera como dado de entrada um hidrograma unitário de projeto SCS (tempo de pico  $t_p$ ) e aplica a precipitação com 90% de tempo igualada ou superada, que visa representar as características da bacia hidrográfica na maior parte do tempo de vida útil da estrutura. O problema consiste em otimizar o tempo necessário para a sedimentação de 90% dos sólidos suspensos com o tempo de esvaziamento de 90% do volume da bacia para prevenção de outro evento de projeto. Sendo assim, é necessário calibrar esses dois parâmetros. Deve-se ao fim do processo obter as condições de projeto da estrutura de descarga (coeficiente de descarga, comprimento, diâmetro) que pode ser um orifício ou um vertedor como também a relação stage-storage ou curva cota-volume do reservatório.

Diversos estudos de caracterização e modelagem de poluentes abordam a calibração de parâmetros do modelo Buildup/Washoff para climas tropicais e subtropicais. (LAGO, 2018c; BORRIS, et al., 2014; ANDRÉS-DOMÉNECH, et al., 2018). Alguns, avaliando estações bem definidas; outros, períodos mais extensos, evidenciando a característica sazonal da acumulação e lavagem de poluentes. O fato é que as propriedades de acumulação e lavagem dos poluentes

são muito dependentes das condições de urbanização da bacia e a adoção de valores médios deve ser tomada com cautela.

## **2.6 DIMENSIONAMENTO DE BIORRETENÇÕES PARA SEGURANÇA HÍDRICA QUALI-QUANTITATIVA**

Os objetivos as quais as TCs estão submetidas inferem totalmente no dimensionamento. No atual estado da arte, destacam-se métodos consagrados como, por exemplo, o método da curva envelope proposto por Silveira e Goldefum (2007). O método, que é abordado com o nome de método das chuvas por Baptista (2011), tem como princípio a consideração de uma vazão de saída constante pela estrutura de descarga. Essa é uma hipótese razoável quando se considera apenas como estrutura de descarga os orifícios, haja vista a dependência mais fraca, expoente 0,5, da carga hidráulica se comparada com um vertedor, expoente 1,5 ou 2,5, na equação de descarga.

Aplica-se um método chuva-vazão que, geralmente, é o método racional e obtêm-se as precipitações acumuladas para bacia. Plotando-se a precipitação acumulada pela IDF e a vazão específica acumulada, geralmente, adotada como a vazão de pré-urbanização, obtêm-se uma curva, dependendo as condições de precipitação e da bacia.

Assim, a máxima lâmina d'água que deve ser armazenada é obtida para a bacia. Após a determinação dessa lâmina, adotam-se as dimensões da técnica que se deseja implantar para retardar esse volume. Além disso, o volume, que será composto por solo, deve ser corrigido por sua porosidade média. Como critérios de projeto, Baptista (2011) recomenda que o tempo de esvaziamento seja superior a 12h e inferior a 24h.

Uma outra metodologia é apresentada no manual de biorretenções da Prince George's Country Stormwater Management Requirements Sizing Criteria. O manual considera um escopo de alguns objetivos, com destaque ao tratamento qualitativo das águas de chuva e ao seu controle quantitativo para fins de mitigação dos efeitos da pós-urbanização. Em resumo, deve-se conhecer a precipitação com 90% de probabilidade de não ser superada e duração de 24 h para estimar o volume da TC para o first flush. Para estimar esse volume chamado de Water Quality Volume (WQV), calcula-se um coeficiente de áreas impermeáveis desconectadas, semelhante ao coeficiente de runoff e aplica-se esse coeficiente na precipitação na bacia de estudo, semelhante ao método racional.

A partir do volume conhecido, calcula-se a área, adotando o tempo de base da técnica, que, geralmente, é de 24h. Para calcular a área, aplica-se a lei de Darcy, com um coeficiente de

segurança para a condutividade hidráulica, adotado pelo projetista. Considerando o objetivo de mitigação dos impactos da pós-urbanização, o manual considera o cálculo das precipitações efetivas pelo método SCS para as condições de pré e pós-urbanização. A diferença dessas precipitações efetivas aplicadas na área de drenagem da bacia é o volume útil para manter as condições de pós-urbanização. Por fim, comparam-se os volumes obtidos pelos objetivos considerados e adota-se o maior.

## REFERÊNCIAS

AKAN, A. O. **Urban Stormwater Hydrology**. Technomic Publ. Co. Inc., Lancaster, USA, 1993a.

AKAN, A. O. **Urban stormwater hydrology: a guide to engineering calculations**. Crc Press, 1993b.

AKAN, A. O. Kinematic-wave method for peak runoff estimates. **Journal of transportation engineering**, v. 111, n. 4, p. 419-425, 1985.

ANDRÉS-DOMÉNECH, I. et al. Characterization of wash-off from urban impervious surfaces and SuDS design criteria for source control under semi-arid conditions. **Science of The Total Environment**, v. 612, p. 1320-1328, 2018.

BAPTISTA, M. B.; NASCIMENTO, N.O.; BARRAUD, S. **Técnicas compensatórias em drenagem urbana**. ABRH, 2011.

BORRIS, M. et al. Modelling the effects of changes in rainfall event characteristics on TSS loads in urban runoff. **Hydrological Processes**, v. 28, n. 4, p. 1787-1796, 2014.

BRAESTER, C. Moisture variation at the soil surface and the advance of the wetting front during infiltration at constant flux. **Water Resources Research**, v. 9, n. 3, p. 687-694, 1973.

BROADBRIDGE, P.; ROGERS, C. Exact solutions for vertical drainage and redistribution in soils. **Journal of engineering mathematics**, v. 24, n. 1, p. 25-43, 1990.

CANHOLI, A. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. Oficina de textos, 2015.

CHOW, V. T.; MAIDMENT, D.; MAYS, L. **Hidrología Aplicada**; Edit Mc Graw-Hill Interamericana SA. ISBN 0-07-010810-2, 1995.

COUNCIL, A. R. **Design guideline manual: stormwater treatment devices**. ARC Technical Publication, n. 10, 2003.

FLETCHER, T.D. et al. SUDS, LID, BMPs, WSUD and more—The evolution and application of terminology surrounding urban drainage. **Urban Water Journal**, v. 12, n. 7, p. 525-542, 2015.

GREEN, W. Heber; AMPT, G. A. Studies on Soil Physics. **The Journal of Agricultural Science**, v. 4, n. 1, p. 1-24, 1911.

HORTON, R. E. Analysis of runoff - plat experiments with varying infiltration - capacity. **Eos, Transactions American Geophysical Union**, v. 20, n. 4, p. 693-711, 1939.

HUFF, Floyd A. Time distribution of rainfall in heavy storms. **Water resources research**, v. 3, n. 4, p. 1007-1019, 1967.

KEIFER, C.J.; CHU, H.H. Synthetic storm pattern for drainage design. **Journal of the hydraulics division**, v. 83, n. 4, p. 1-25, 1957.

KEIFER, C. J.; CHU, H. H. Synthetic storm pattern for drainage design. **Journal of the hydraulics division**, v. 83, n. 4, p. 1-25, 1957.

KUICHLING, E. The relation between the rainfall and the discharge of sewers in populous districts. **Transactions of the American Society of Civil Engineers**, v. 20, n. 1, p. 1-56, 1889.

LAGO, C. A. **Impactos das mudanças climáticas sobre a drenagem urbana subtropical com técnicas compensatórias**. 2018. 80 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Ambiental, Hidráulica e Saneamento, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2018c.

LAGO, C. A.; MACEDO, M. B.; MENDIONDO, E. M. Modelling climate changes impacts on a subtropical urban catchment drainage, In: 11th Int Conf Urban Drainage Modeling, Palermo, Italy, **Proceedings**, 2018b.

LAGO, C. A.; GIACOMONI, M. H.; MACEDO, M. B.; MENDIONDO, E.M. The Effects of Climate Change on Low Impact Development (LID) Performance - a Case of Study in Sao Carlos, Brazil, Paper: 438904, In: International Low Impact Development Conference, Nashville-TE, USA, **Proceedings EWRI-ASCE**, 2018a.

LIMA - QUEIROZ, J. C.; BALABRAM, P. R.; BAPTISTA, M. B. A urbanização e alguns de seus impactos na cidade de Belo Horizonte. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 15., 2003, Curitiba. **Anais...** Curitiba: ABRH, 2003. 15 p.

MACEDO, M. B.; LAGO, C. A.; MENDIONDO, E. M. Stormwater volume reduction and water quality improvement by bioretention: Potentials and challenges for water security in a subtropical catchment. **Science of The Total Environment**, 2018b.

MACEDO, M. B.; LAGO.; C. A.; MENDIONDO.; E. M, GIACOMONI, M. H. Decentralized Low Impact Development (LID) practices addressing the security of the Water-Energy-Food Nexus, Paper 438894, In: International Low Impact Development Conference, Nashville-TE, USA, **Proceedings EWRI-ASCE**, 2018a.

MACEDO, M. B.; ROSA, A.; LAGO, C. A.; SOUZA, V. C.; MENDIONDO, E. M. Stormwater runoff control and water quality improvement through bioretention in Brazilian subtropical climate: A case study in São Carlos – SP. **Journal of Environmental Management**, 2018c.

MANNICH, M.; GUETTER, A. K. Solução Analítica da Equação de Richards. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 16, n. 1, p. 47-54, 2011.

MARENGO, J. A.; AMBRIZZI, T. **Programa INCT Mudanças Climáticas (INCT-MC-II)**, CNPq 465501/2014-1. 2016.

MAYS, L. W. **Water resources engineering**. John Wiley & Sons, 2010.



MENZIANI, M.; PUGNAGHI, S.; VINCENZI, S. Analytical solutions of the linearized Richards equation for discrete arbitrary initial and boundary conditions. **Journal of hydrology**, v. 332, n. 1-2, p. 214-225, 2007.

MIGUEZ, M.; REZENDE, O.; VERÓL, A. **Drenagem Urbana: do projeto tradicional à sustentabilidade**. Elsevier Brasil, 2015.

MUALEM, Y. A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. **Water resources research**, v. 12, n. 3, p. 513-522, 1976.

NASCIMENTO, N. O. et al. Using detention basins: operational experience and lessons. **Urban water**, v. 1, n. 2, p. 113-124, 1999.

NÓBREGA, M. G. J. et al. Impacto das alterações pluviométricas no reservatório de detenção do Pacaembu-SP: Avaliação da segurança hídrica quanto ao risco de cheias. **XXIII Simpósio Brasileiro De Recursos Hídricos**, n. 23, p. 7, 2019a.

NÓBREGA, M. G. J.; MENDIONDO, E. M.; MACEDO, M. B. Design of lot scale micro reservoirs considering its position in the watershed in the hydrologic model and assessing its hydraulic outlet devices by the outflow hydrograph. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 24, 2019b. (submetido)

OLIVEIRA, T. R. P.; NÓBREGA, M. G. J.; MACEDO, M. B.; MENDIONDO, E. M. (2019). **Análise da sensibilidade do potencial matricial em protótipo de biorretenção** in Anais do XXIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Foz do Iguaçu, Nov. 2019.

PHILIP, J. R. The theory of infiltration: 1. The infiltration equation and its solution. **Soil science**, v. 83, n. 5, p. 345-358, 1957.

POISSON, S. D. **Recherches sur la probabilité des jugements en matière criminelle et en matière civile précédées des règles générales du calcul des probabilités par sd poisson**. Bachelier, 1837.

PRINCE GEORGE'S COUNTY DEPARTMENT OF ENVIRONMENTAL RESOURCE. **Bioretention manual**. Watershed Protection Branch, Landover, MD, 2002.

RICHARDS, L. A. Capillary conduction of liquids through porous mediums. **Physics**, v. 1, n. 5, p. 318-333, 1931.

ROSA, A. **Biorretenção para o controle da poluição difusa em drenagem urbana sustentável (SUDS) utilizando abordagens experimentais-adaptativas de ecoidrologia**. 2016. 107 f. Tese (Doutorado). Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

ROSSMAN, L. A. **Storm water management model user's manual, version 5.0**. Cincinnati: National Risk Management Research Laboratory, Office of Research and Development, US Environmental Protection Agency, 2010.

SAGAN, C. **Cosmos**. 1980.

SILVEIRA, A. L. L.; GOLDENFUM, J.A. Metodologia generalizada para pré-dimensionamento de dispositivos de controle pluvial na fonte. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 12, n. 2, p. 157-168, 2007.

SILVEIRA, A. L. L. Cumulative equations for continuous time Chicago hyetograph method. **RBRH**, v. 21, n. 3, p. 646-651, 2016.

STUBCHAER, J. M. The Santa Barbara urban hydrograph method. In: **Proceedings of the National Symposium on Urban Hydrology and Sediment Control**, July 28-31, 1975. 1975.

VAN GENUCHTEN, M. T. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils 1. **Soil science society of America journal**, v. 44, n. 5, p. 892-898, 1980.

VIRGINIA DEPARTMENT OF CONSERVATION AND RECREATION. **Virginia stormwater management handbook**. 1999.

WURBS, R. A. **Modeling and analysis of reservoir system operations**. Prentice Hall, 1996.

### **CAPÍTULO 3 – ANÁLISES ESTATÍSTICAS, VISUAIS E NÃO PARAMÉTRICAS PARA A OTIMIZAÇÃO DO AJUSTE DE CURVAS IDF E CONSTRUÇÃO DE ÁBACOS DE PROJETO DE OBRAS HIDRÁULICAS: ESTUDO DE CASO EM SÃO CARLOS SP**

Uma versão modificada desse capítulo foi publicada como: Marcus Gomes Júnior NÓBREGA, Pedro Henrique Alves BRAGA, Marina Batalini de MACEDO, Eduardo Mario MENDIONDO e Luisa Fernanda Ribeiro REIS. **Análises estatísticas, visuais e não paramétricas para a otimização do ajuste de curvas IDF e construção de ábacos de projeto de obras hidráulicas: Estudo de caso em São Carlos – SP.** Revista DAE DOI: <https://doi.org/10.36659/dae.2021.013>

**RESUMO** – Um dos elementos mais importantes no projeto de obras de drenagem urbana para o controle de cheias é a intensidade máxima média de precipitação para dada duração e probabilidade anual. Tipicamente, essa informação é apresentada no formato de Curvas de Intensidade - Duração e Frequência (IDF). Porém, a frequente ausência de séries extensas de precipitação leva à necessidade de extrapolações estatísticas via distribuições teóricas de probabilidade. Decidir qual é a melhor distribuição de probabilidade que explique as observações e permita a extrapolação para maiores tempos de retorno, depende das observações de precipitação e de sua qualidade. Desse modo, o objetivo desse artigo é avaliar via análises estatísticas (Coeficiente de Determinação) não paramétricas (teste de Kolmogorov-Smirnov e P-Valor) e visuais, as melhores combinações entre os métodos de avaliação de frequência empíricos (Weibull, Mediana, Hosking, Blow, Cunnane, Gringorten, Hazen, Tukey's e Chegodayev's) e teóricos (Gumbel, Log-Normal e Normal) para aos dados históricos de São Carlos - SP (1961-2018). Com a IDF obtida pelo ajuste otimizado, ábacos foram construídos, utilizando o método racional modificado como uma forma de elaborar cálculos rápidos de vazões de pico para pequenas bacias

**Palavras-Chave:** Distribuição de probabilidade de Gumbel, Weibull, Kolmogorov-Smirnov, IDF.

**ABSTRACT** – One of the most essential design parameters for the designing of flood control hydraulic drainage structures is the average maximum precipitation intensity for a specific rainfall duration. Typically, this information is provided by Intensity-Duration-Frequency curves. However, the usual absence of long series of precipitation requires the use of statistical

extrapolations by theoretical probability distributions. Deciding the optimal probability distribution that explains observations and efficiently enables extrapolations to relatively larger return periods depends on the available precipitation data and its data quality. Thus, the objective of this paper is to (a) assess by statistical analyses (Determination Coefficient), nonparametric analyses (Kolmogorov-Smirnov test and P-Value) and visual analyses the optimized combinations among some empirical frequency distribution formulae (Weibull, Mediana, Hosking, Blow, Cunnane, Gringorten, Hazen, Tukey's e Chegodayev's) and Theoretical (Gumbel, Log-Normal e Normal). This methodology is applied for the available historical precipitation data at São Carlos – SP (1961-2018). With the optimized adjustment, an IDF curve was designed and (b) maximum peak flow charts were plotted to guide the pre-design of hydraulic drainage structures in small watersheds using the modified rational method.

**Keywords:** Gumbel probability distribution, Weibull, Kolmogorov-Smirnov, IDF.

### 3.1 INTRODUÇÃO

A alteração da cobertura vegetal promovida pela urbanização impacta a infiltração, alterando o processo de transformação de chuva em escoamento superficial em bacias urbanizadas. O aumento dos escoamentos superficiais, em função da diminuição das resistências hidráulicas pela organização dos escoamentos, gerando canais preferenciais, ocasiona o acúmulo rápido dos escoamentos em pontos críticos na bacia hidrográfica. Com menores tempos de percurso da onda de cheia, aumentam-se as chances de inundações ou alagamentos. Assim, os projetos de drenagem urbana de canais, calhas, condutos e/ou outras medidas mitigadoras de drenagem urbana, devem considerar eventos críticos, especialmente, em bacias urbanizadas.

Portanto, é prática corrente na elaboração de projetos de drenagem urbana a utilização de curvas Intensidade-Duração-Frequência (IDF). A construção dessas curvas, a partir de dados de intensidades de curtos intervalos de tempo, no Brasil, é a forma que introduz menos erros pela maior quantidade de dados disponíveis. Entretanto, a dificuldade de obtenção desses dados, que, usualmente, são aferidos por pluviógrafos, envolve a sua rara disponibilização em plataformas públicas. Por outro lado, dados de precipitações diárias, isto é, aferidos por pluviômetros, possuem ampla divulgação. Em projetos de drenagem urbana, especialmente, em cidades com altas taxas de impermeabilização, as chuvas de menor duração e maior intensidade

são mais importantes que as chuvas diárias no que tange ao dimensionamento de medidas mitigadoras de drenagem urbana (MIGUEZ; REZENDE; VERÓL, 2016).

Logo, a utilização de dados diários de precipitação para construir curvas IDF, fazendo o uso de coeficientes de desagregação, tornou-se uma prática corrente (CETESB, 1979; TORRICO, 1974). Batista, Alves e Tavares (2018) desenvolveram equações IDF para 19 municípios da região metropolitana de Fortaleza – CE, utilizando os coeficientes propostos por Torrico (1974). Já Cavalcanti, Silva e Reis (2015), utilizaram coeficientes propostos por CETESB (1979) para atualizar a Equação IDF de São Carlos – SP. Outros exemplos de coeficientes de desagregação são os de Silveira (2000) e Back, Oliveira e Henn (2012), que ajustaram coeficientes para dados regionais do Rio Grande do Sul e para o Estado de Santa Catarina, respectivamente.

De acordo com Sane et al. (2018), a incerteza relacionada à estimativa de máximos anuais para períodos de retorno superiores aos dados observados, é de 3 a 4 vezes maior que a incerteza relacionada aos coeficientes de desagregação. Portanto, a construção de equações IDF, utilizando esses coeficientes, é razoável e aplicável onde não são disponíveis dados subdiários de precipitação.

Em relação às distribuições de probabilidade, diversos estudos foram elaborados nos últimos anos. Gandini e Queiroz (2016) avaliaram o ajuste de 6 métodos de distribuições de probabilidade (Normal, Log-Normal, Pearson tipo III, Log-Pearson tipo III, Gumbel Teórica e Gumbel Finita), aplicadas a 21 estações pluviométricas na cidade de Cunha-SP e região. Os autores verificaram o ajuste das distribuições aos dados de precipitação baseando-se nos indicadores de ajuste de Kolmogorov-Smirnov e no P-Valor. Foi possível concluir que, para os dados observados, a distribuição Gumbel Finita foi a que obteve melhor aderência.

Uma das hipóteses que norteia a construção de curvas IDFs é a consideração da estacionaridade da variável aleatória contínua de análise, isto é, a precipitação. Porém, alguns modelos de mudanças climáticas como o HadGEM2-ES (JONES et al., 2011) e MIROC5 (WATANABE et al., 2010), indicam que isso pode não ocorrer, o que pode ser explicado pelo deslocamento e escala da curva de distribuição de probabilidade ao longo da faixa de dados observados. É possível obter dados de projeção climática pelo Representative Concentration Pathway (RCP) para diversos cenários. Destacam-se, de acordo com Lago (2018), os cenários RCP 4.5, mais otimista e o cenário RCP 8.5, mais pessimista.

Adib e Ghafari Rad (2017) desenvolveram um método integrado de geração de curvas IDF para cenários de mudanças climáticas. Os autores aplicaram o método em Baghmalek há 40 anos, a partir de dados observados no sudeste do Irã (1974-2013). São 9 anos de dados

extrapolados a partir dos dados medidos para os anos de 2013-2021, via ajustes de probabilidade e 30 anos de dados (2021-2050) modelados, utilizando o modelo de projeção climática HadCM3. Foram avaliados três cenários distintos de projeção climática. Os autores construíram curvas IDF com os máximos anuais distribuídos via Gumbel e Log-Pearson tipo III. Foi possível concluir que haverá um aumento de intensidades para períodos de retorno inferiores a 2,33 anos e diminuição para períodos superiores.

No entanto, os recentes estudos avaliaram apenas a distribuição de probabilidade teórica mais adequada para suas amostras. A análise de frequência, utilizando métodos empíricos, ou seja, aquela que se aplicada na amostra, determina o tempo de retorno empírico, nem sempre é avaliada. Por exemplo, comparando-se os métodos de frequência empíricos de Weibull, Mediana, Hosking, Blom, Cunnane, Gringorten, Hazen, Tukey's e Chegodayev's, em relação às distribuições teóricas de probabilidade Normal, Log-Normal, e Gumbel, combinações diferentes podem produzir melhores ajustes (Collischonn e Dornelles, 2013). Guo (1990) avaliou o ajuste de diferentes métodos de frequência empíricos para amostras geradas aleatoriamente via criação de séries por Monte Carlo e chegou a bons resultados para as fórmulas de Cunnane e Gringorten.

### **3.2 OBJETIVO**

O objetivo desse trabalho é avaliar estatisticamente as melhores combinações probabilidades observadas x teóricas que produzam os melhores valores de P-Valor, aceitando o teste de Kolmogorov-Smirnov e de coeficiente de determinação ( $R^2$ ). Com a melhor combinação obtida, será atualizada a curva IDF de São Carlos e sua utilização servirá para a construção de ábacos de determinação de vazões de projeto para obras hidráulicas em pequenas bacias.

### **3.3 MATERIAL E MÉTODOS**

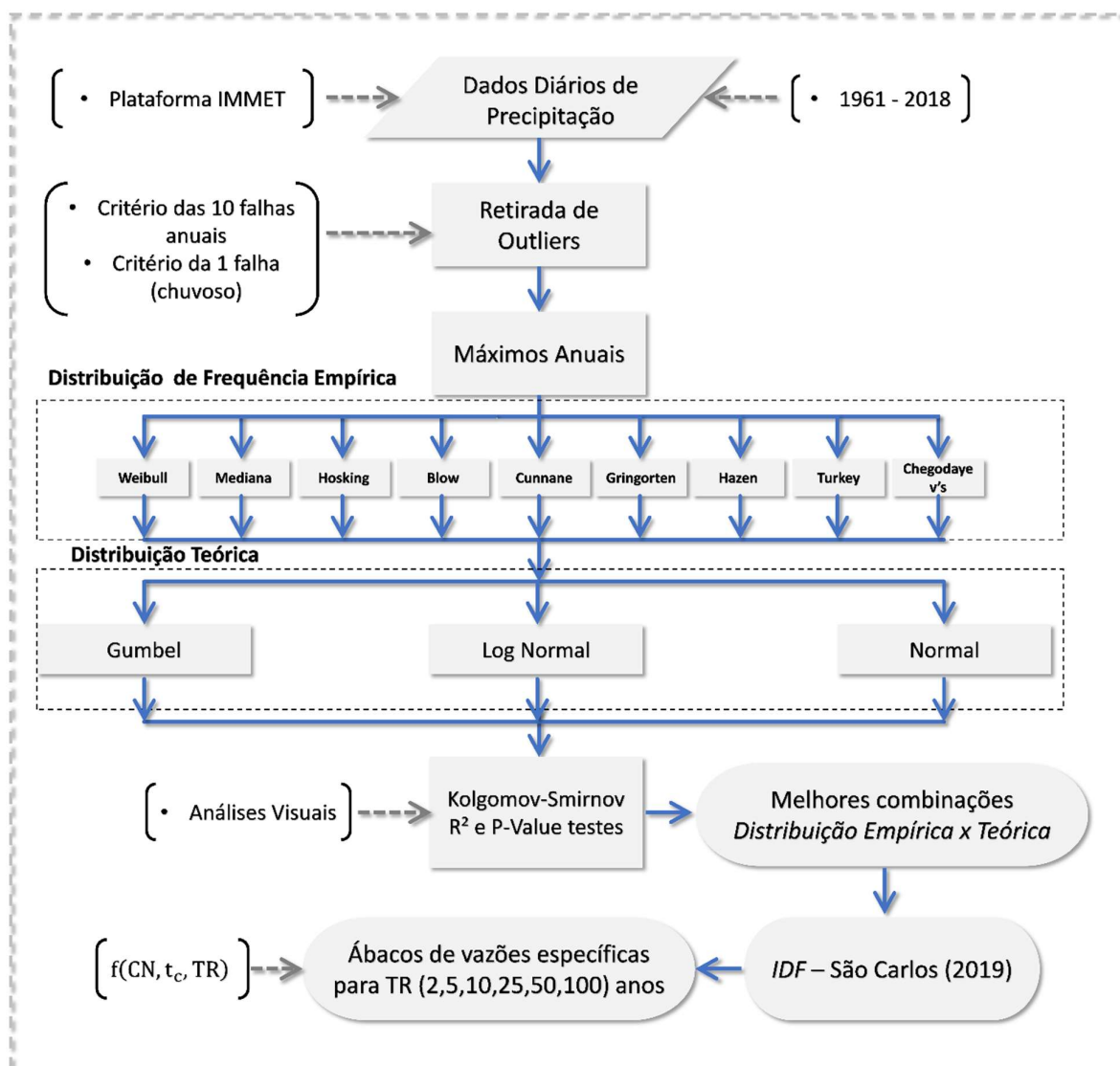
Na Figura 3.1, é possível observar a estrutura de organização do artigo que é pautado em (1) avaliar a melhor combinação de distribuições de frequência empíricas com teóricas, (2) construir a curva IDF de São Carlos com dados atualizados e (3), em função da nova curva IDF, construir ábacos de vazões máximas de projeto para pequenas bacias.

#### **3.3.1 Estudo de Caso**

O município de São Carlos está localizado na região central do estado de São Paulo, possuindo uma área de aproximadamente 1.132 km<sup>2</sup>, sendo 6% de área urbana (249.000 hab.).

Possui altitudes que variam entre 520 e 1.000 metros, com média de 832 metros. A cidade possui um clima temperado de altitude com verão chuvoso e inverno seco (IBGE, 2019). A precipitação média anual da ordem de  $1560 \pm 260$  mm, a temperatura máxima observada ocorreu no dia 19/10/2014, chegando a  $37.9^\circ$  (dados disponíveis desde 1961; (INMET, 2019)), a pressão atmosférica média é da ordem de  $0.908 \pm 0.00024$  ATM e a pressão atmosférica máxima é da ordem de  $0.919 \pm 0.00024$  ATM (INMET, 2019).

Figura 3.1 – Estruturação do artigo incluindo métodos utilizados, intervalo da série de dados e tipos de análise elaboradas

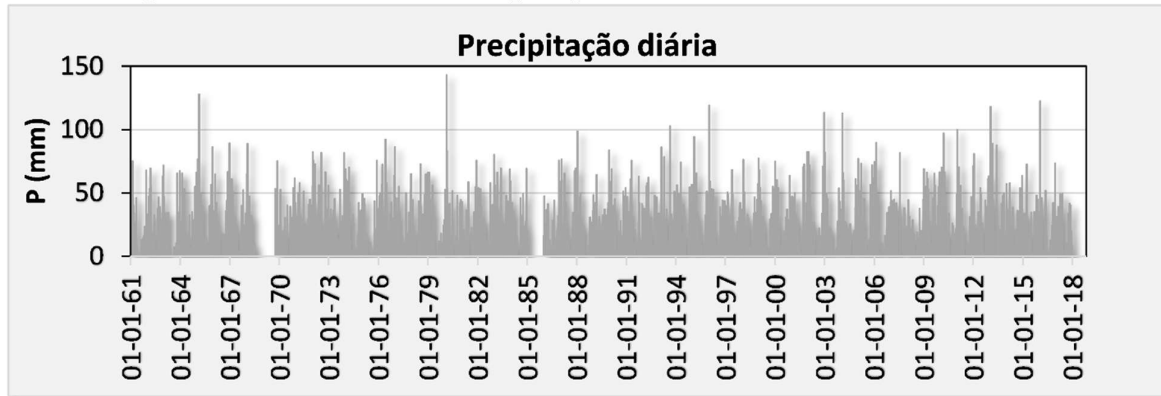


Fonte: Autores

Os dados diários de precipitação para a cidade de São Carlos – SP foram obtidos na plataforma do IMMET (2019), estação N° 83726. Desse modo, para valores de chuvas intensas,

foram utilizados coeficientes de desagregação para estimar os valores subsidiários (CETESB, 1979). A Figura 3.2 possibilita uma análise visual rápida do regime de precipitações local.

Figura 3.2 - Dados históricos de precipitação da cidade de São Carlos – SP.



Fonte: Autores

### 3.3.2 Remoção de *Outliers*

Foi utilizada a metodologia proposta por Britto e Kellner (2016) para a remoção de outliers. Foram removidos anos com mais de 10 falhas ao longo de todo o ano e/ou anos com pelo menos uma falha no período chuvoso da região que se inicia em outubro e termina em março. Com os dados tratados, foram selecionadas as precipitações máximas anuais para verificação de outliers pelo Inter Quartil Range (IQR). O IQR é calculado pela Equação 3.1:

$$IQR = (Q_3 - Q_1) \quad (3.1)$$

Em que:  $Q_1$  é a precipitação anual correspondente ao percentil 25%,  $Q_3$  é a precipitação anual correspondente ao percentil 75%, ambos quando os dados são ordenados de forma crescente.

Os limites superior ( $L_s$ ) e inferior ( $L_i$ ) de *outlier* é dado pelas equações 3.2 e 3.3, respectivamente:

$$L_s = 1,5 \times IQR + Q_3 \quad (3.2)$$

$$L_i = 1,5 \times IQR - Q_1 \quad (3.3)$$

Apenas os dados de precipitação máxima anual que estão entre os limites máximo e mínimo são utilizados para construção da IDF.



### 3.3.3 Distribuições de frequência empírica

Segundo Chow (1988), a frequência relativa empírica, ou plotting position, refere-se ao valor atribuído à frequência de probabilidade de cada dado, muito embora, às vezes, não haja uma quantidade razoável de dados disponíveis. Diversos métodos de frequência empíricas foram propostos, dentre eles, Weibull, Mediana, Hosking, Blom, Cunnane, Gringorten, Hazen, Tukey's e Chegodayev's. Se  $n$  é o número total de dados e  $m$  é a posição desse dado, quando todos os dados são classificados do maior para o menor, a frequência de probabilidade de  $m$ -ésimo valor de uma amostra grande ( $n$ ) é:

$$P(X \geq x_m) = \frac{m}{n} \quad (3.4)$$

A Equação 3.4 é conhecida como Equação Califórnia. Uma limitação é apresentar uma probabilidade de 100% quando  $m = n$ , o que pode ser grosseiro para pequenas amostras e dificulta a plotagem em papéis de probabilidade. Por isso, diversos autores adotaram uma correção na Equação 3.4, de modo a torná-la possível de plotar em papéis de probabilidade e evitar limites superiores de probabilidade. A maioria das equações empíricas de probabilidade pode ser expressa pela Equação 3.5 (CHOW, 1988):

$$P(X \geq x_m) = \frac{m - b}{n + 1 - 2b} \quad (3.5)$$

Na equação,  $b$  é um parâmetro de ajuste. A Tabela 3.1 mostra diversos valores de  $b$  adotados pelos autores e sintetiza a sua fundamentação teórica.

Tabela 3.1 - Distribuições de frequência empíricas, referencial teórico e contextualização

Nome	Origem/Contextualização	b	Referência
Weibull	Possui preferência de uso nos Estados Unidos. Sua concepção considerou que todos os dados seriam distribuídos, uniformemente, de forma crescente, obtendo valores de probabilidade de 0 a 100%. Assim, há $n+1$ intervalos.	0	(CHOW; MAIDMENT; MAYS, 1988)

Nome	Origem/Contextualização	b	Referência
Blow	Sua fundamentação levou em consideração as estimativas gráficas da média e do desvio padrão de uma série de dados, aplicando uma distribuição de probabilidade normal.	$\frac{3}{8}$	(BLOW, 1958)
Mediana	Tomando como base a fórmula de Blow (1958), que leva em conta a distribuição uniforme da média, Filliben (1975) assumiu o mesmo comportamento para a mediana.	$\frac{127}{400}$	(FILLIBEN, 1975)
Cunnane	Utilizou como critério a imparcialidade e variância mínima para uma série de amostras.	$\frac{2}{5}$	(CUNNANE, 1978)
Grigorten	Criado a partir de uma série de dados utilizando a distribuição de valores extremos Tipo I.	$\frac{11}{25}$	(GRINGORTEN, 1963)
Hazen	Muito utilizada na França, foi uma das primeiras equações desenvolvidas e levou em consideração os intervalos de probabilidade factíveis, ou seja, o princípio de que nunca existirá uma probabilidade de 100%.	$\frac{1}{2}$	(HAZEN, 1930)
Turkey	Sua fundamentação levou em consideração uma mediana ponderada de um conjunto de amostras, reduzindo o peso de valores extremos.	$\frac{1}{3}$	(TUKEY, 1962)
Chegodayev's	Amplamente utilizada nos países da antiga União Soviética e Europa Oriental.	$\frac{3}{10}$	(CHOW; MAIDMENT; MAYS, 1988)
Hosking	Desenvolvida pelo Método dos Momentos Ponderados por Probabilidade para a * distribuição generalizada de valores extremos.		(HOSKING; WALLIS; WOOD, 1985)

Obs.: A Equação de Hosking (Equação 3.6) é a única que não toma por base a Equação 3.5, sendo:

$$P(X \geq x_m) = \frac{m - 0.35}{n} \quad (3.6)$$

### 3.3.4 Distribuições de probabilidade teóricas

#### 3.3.4.1 Distribuição Normal

A distribuição normal considerada tem por base uma variável padronizada  $z$ . Ela pode ser cumulativa ou em massa. A função de densidade de probabilidade normal  $F(x)$  é calculada em função da média e o desvio padrão (Equação 3.7). Para se determinar a frequência de observações de determinada faixa, multiplica-se a probabilidade de ocorrência pelo número de eventos (Equação 3.8) (COLLISCHONN; DORNELLES, 2013).

$$F(x) = \int_{-\infty}^{x_j} \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \sigma_x} \cdot e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \right)^2} dx \quad (3.7)$$

Em que:  $F(x)$  é a função de densidade de probabilidade acumulada;  $x_i$  é um dado da amostra;  $\sigma_x$  é o desvio padrão da amostra;  $\bar{x}$  é a média da amostra.

$$x = \bar{x} + \sigma_x \times K \quad (3.8)$$

Em que:  $x$  é a precipitação máxima para uma dada probabilidade;  $\bar{x}$  é a média das precipitações máximas anuais;  $\sigma_x$  é o desvio padrão das precipitações máximas anuais e  $K$  é um fator de frequência da distribuição normal.

#### 3.3.4.2 Distribuição Log-Normal

A distribuição Log Normal (Equação 3.9) considera que os logaritmos das precipitações podem ser distribuídos normalmente, isto é, seguem a distribuição normal. Desse modo, ela é semelhante à distribuição normal. (COLLISCHONN; DORNELLES, 2013)

$$\log(x) = \overline{\log(x)} + K \times \sigma_{\log(x)} \quad (3.9)$$

Em que:  $\log(x)$  é o logaritmo da precipitação máxima;  $\overline{\log(x)}$  é a média dos logaritmos das precipitações máximas anuais observadas;  $\sigma_{\log(x)}$  é o desvio padrão dos logaritmos das precipitações máximas anuais observadas e  $K$  é um fator de frequência da distribuição log-normal.

### 3.3.4.3 Distribuição de Gumbel

A distribuição de Gumbel é descrita pelo desvio padrão e pela média da amostra. Trabalhando as equações é possível obter, em função do risco ou do tempo de retorno adotado, os valores estimados pela distribuição (Equação 3.10). (COLLISCHONN; DORNELLES, 2013)

$$P = 1 - e^{-e^{-b}} \quad (3.10)$$

Em que: P é a probabilidade de excedência; b é dado por:

$$b = \frac{1}{0,7797 \cdot s} \cdot (x - \bar{x} + 0,45 \times \sigma_x) \quad (3.11)$$

Em que: x é a precipitação máxima anual;  $\sigma_x$  é o desvio padrão das precipitações máximas anuais;  $\bar{x}$  é a média das precipitações máximas anuais.

Combinando as Equações 3.10 e 3.11, obtém-se a Equação 3.12.

$$x = \bar{x} - \sigma_x \left\{ 0,45 - 0,7797 \ln \left[ \ln \left( \frac{TR}{TR - 1} \right) \right] \right\} \quad (3.12)$$

Em que: x é a precipitação máxima anual;  $\sigma_x$  é o desvio padrão das precipitações máximas anuais;  $\bar{x}$  é a média das precipitações máximas anuais; TR é o tempo de retorno, em anos, dado pelo inverso da probabilidade de excedência.

### 3.3.5 Testes de aderência

Foram utilizados três testes de aderência (Kolmogorov-Smirnov, P-Valor e Coeficiente de determinação) para verificar as melhores combinações de distribuições de frequência empíricas e teóricas.

#### 3.3.5.1 Kolmogorov-Smirnov

$$D = \max \left[ \left( \max_{-\infty < x < \infty} |S_N(x) - P(x)| \right) ; \left( \max_{-\infty < x < \infty} |S_{N_1}(x) - S_{N_2}(x)| \right) \right] \quad (3.13)$$

Em que:  $S_N(x)$  é a função de distribuição de frequência empírica acumulada;  $P(x)$  é a função cumulativa de distribuição de probabilidade teórica (CDF) e  $S_{N1}$  e  $S_{N2}$  são dois pontos adjacentes da curva *CDF*.

A função de densidade de probabilidade acumulada *CDF* da distribuição K-S é dada, de acordo com Press et al. (2007), pela Equação 3.14.

$$P_{KS} = \frac{\sqrt{2\pi}}{z} \sum_{j=1}^{\infty} \exp\left(-\frac{(2j-1)^2\pi^2}{8z^2}\right) \quad (3.14)$$

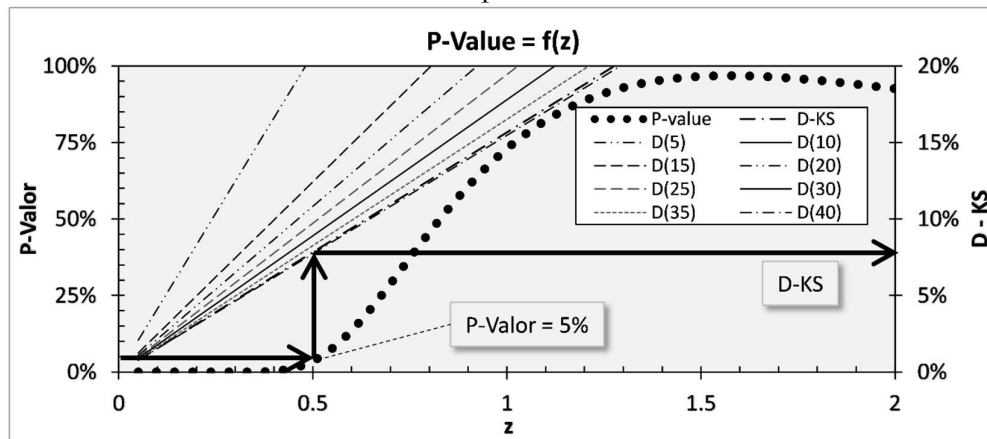
Onde  $z$  (Equação 3.15) é a variável que descreve a distribuição e  $P_{KS}$  é a probabilidade se negar a hipótese nula, que assume que as distribuições empíricas e teóricas são iguais estatisticamente.

$$z = \left(\sqrt{N_e} + 0,12 + \frac{0,11}{\sqrt{N_e}}\right) D \quad (3.15)$$

Em que:  $N_e$  é o tamanho efetivo da amostra que assintoticamente tende ao número total das amostras para valores maiores ou iguais a 4 (PRESS et al., 2007); e  $D$  é a estatística de Kolmogorov-Smirnov.

A Figura 3.3 representa o gráfico de P-Valor em função da variável descritiva  $z$  e da estatística de Kolmogorov-Smirnov para distintos tamanhos de amostra e para 39 elementos.

Figura 3.3 - P-Valor em função da variável  $z$  e da estatística KS para tamanhos de amostras múltiplos de 5.



Fonte: Autores

O teste de hipótese é considerado aceito se o valor de D calculado pela Equação 3.13 for inferior ou igual ao valor crítico, obtido em função do nível de significância e do tamanho da amostra (PRESS et al., 2007).

### 3.3.5.2 Coeficiente de determinação

Outra forma de se analisar os dados é comparar o ajuste por mínimos quadrados das precipitações observadas em relação às modeladas pelas distribuições teóricas. As equações 3.16, 3.17, 3.18 e 3.19 representam o sistema de equações para a determinação dos coeficientes de ajuste por mínimos quadrados e sua respectiva qualidade. (LEVINE et al., 2008)

$$q = \sum_{i=1}^n (P_i - a - b \cdot P_{m,i})^2 \quad (3.16)$$

$$\frac{\partial q}{\partial a} = -2 \sum_{i=1}^n (P_i - a - P_{m,i}) = 0 \quad (3.17)$$

$$\frac{\partial q}{\partial b} = -2 \sum_{i=1}^n P_m (P_i - a - b \cdot P_{m,i}) = 0 \quad (3.18)$$

$$R^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (a + b \cdot P_{m,i} - \bar{P}_i)}{\sum_{i=1}^n (P_i - \bar{P}_i)^2} \quad (3.19)$$

Em que: q é a soma dos quadrados dos desvios;  $P_i$  é a precipitação observada de ordem i;  $P_{m,i}$  é a precipitação modelada pela distribuição teórica; a e b são os coeficientes lineares e angulares do ajuste da reta dos dados observados em função dos dados modelados, respectivamente.

### 3.3.6 Desagregação dos valores máximos diários em subdiários

Com a melhor combinação de probabilidade *empírica x teórica* foram calculadas as precipitações máximas para tempos de retorno desejáveis. Entretanto, quando se tratam de dados diários de precipitação, é necessário fazer a desagregação em valores subdiários. Deste modo, coeficientes propostos pela CETESB (1979) foram utilizados, devido à ausência de dados disponíveis. A Tabela 3.2 representa esses coeficientes.

Tabela 3.2 - Coeficientes de desagregação

t1→t2	Coeficiente	t1→t2	Coeficiente	t1→t2	Coeficiente
24h/1dia	1,14	6h/24h	0,42	20min/30min	0,81
12h/24h	0,85	1h/24h	0,74	15min/30min	0,7
10h/24h	0,82	30min/1h	0,74	10min/30min	0,54
8h/24h	0,78	25min/30min	0,91	5min/30min	0,34

Fonte: CETESB (1979).

### 3.3.7 Determinação dos coeficientes da IDF tipo Sherman

A Equação IDF tipo Sherman possui o formato da Equação 3.20.

$$i = \frac{K \cdot TR^a}{(b + t)^c} \quad (3.20)$$

Em que:  $i$  = intensidade em mm/h;  $TR$  = tempo de retorno em anos;  $t$  = duração em minutos;  $K$ ,  $a$ ,  $b$ ,  $c$  são parâmetros adimensionais obtidos pelo ajuste.

A determinação dos parâmetros  $K$ ,  $a$ ,  $b$  e  $c$  pode ser feita utilizando a ferramenta solver do Microsoft Excel<sup>®</sup>. Por outro lado, uma outra abordagem é a linearização da Equação 3.20, que fornece um sistema de equações para a determinação de  $K$ ,  $a$  e  $c$  (BRITTO; KELLNER, 2016). Nessa abordagem, para a solução do sistema de equações, é necessária a adoção do parâmetro  $b$ . (CAVALCANTI, SILVA E REIS, 2015)

A obtenção do parâmetro  $b$  foi realizada utilizando o solver do Excel<sup>®</sup> pelo método GRG não linear, através da minimização da Equação 3.13, ou seja, após admitir um valor de  $b$ , os outros três parâmetros são calculados pela solução do sistema de equações. Esse processo se repete até que se tenha a minimização da função objetivo (Equação 3.21).

$$\min F. O = \sqrt{\frac{\sum_{TR=TR_1}^{TR_n} \sum_{t=t_1}^{t_m} (P_{aj. ad, TR, t_i} - P_{mod, TR, t_i})^2}{m \cdot n}} \quad (3.21)$$

Onde  $P_{aj. ad, TR, Ti}$  é a precipitação para o ajuste adotado desagregada em  $t_i$ , para dado  $TR$ ;  $P_{mod, TR, ti}$  é a precipitação modelada com os parâmetros da eq. de Sherman,  $m$  é o número de intervalos de tempo adotados na desagregação e  $n$  é o número de tempos de retorno adotados no cálculo.

### 3.3.8 Ábacos de projeto de estruturas hidráulicas

A aplicação do método racional a bacias pequenas é difundida mundialmente, conforme apresentado por Canholi (2015), TUCCI (2012) e Akan (1993). Uma forma eficiente e de aplicação prática para a determinação das vazões máximas de projetos, nesse tipo de bacia, é a combinação do método SCS (1986) com o Método Racional. Uma abordagem detalhada do método é encontrada em Nóbrega et al., (2019). Assim, conhecendo o uso e ocupação da bacia, tempo de concentração e risco admitido no projeto, é possível elaborar gráficos para determinar as vazões de projeto de determinada cidade. A Equação 3.22 apresenta a função que descreve a vazão específica de projeto.

$$q(\text{TR}, \text{CN}, t_c) = C \cdot i = \frac{5}{18} \left[ \frac{\left( \frac{K \cdot \text{TR}^a}{(b + t_c)^c} \cdot \frac{t_c}{60} - \frac{5080}{\text{CN}} - 50,8 \right)^2}{\left( \frac{K \cdot \text{TR}^a}{(b + t_c)^c} \cdot \frac{t_c}{60} + \frac{20320}{\text{CN}} - 203,2 \right) \cdot t_c} \right] \quad (3.22)$$

Onde  $q$  é a vazão específica ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ ),  $t_c$  é o tempo de concentração da bacia (min),  $\text{CN}$  é o coeficiente *curve-number* da condição hidrológica de projeto,  $Q$  é a vazão de projeto ( $\text{m}^3/\text{s}$ ),  $A$  é a área da bacia ( $\text{km}^2$ ),  $C$  é o coeficiente de runoff e  $i$  a intensidade de precipitação em  $\text{mm}/\text{h}$ .

## 3.4 RESULTADOS

A estação pluviométrica N° 83726 possuía 57 anos de dados de precipitações diárias, de 01/01/1961 até 31/12/2018.

### 3.4.1 Remoção de *Outliers*

Foram removidos 11 anos de dados de precipitação por possuírem mais de 10 falhas ao longo de todo o ano e mais seis anos por possuírem pelo menos uma falha durante o período chuvoso. Após a filtragem dos anos que passaram nesses critérios, foi elaborada uma análise de frequência, obtendo-se os valores máximos anuais de precipitação para cada ano. A aplicação do método de remoção de outliers descrito nas Equações 1 2 e 3, permitiu concluir que um dado de precipitação fora considerado outlier. Com isso, restaram 39 precipitações máximas anuais para a construção da Equação IDF.



### 3.4.2 Histograma de frequências

#### 3.4.2.1 Construção do histograma de frequências e análise prévia visual

Os dados observados e modelados foram analisados, através de um histograma de frequências. Na Tabela 3.3 são apresentados alguns valores resultantes da análise estatística descritiva da amostra.

Tabela 3.3 - Descrição estatística básica da amostra

Variável	Valor	Variável	Valor	Variável	Valor	Variável	Valor
N	39	$\sigma_p$	15.5 mm	$C_v$	0.193	$P_{\max}$	118.9 mm
$\bar{P}$	80.5 mm	Intervalo	15 mm	G	+0.623	$P_{\min}$	45.2 mm

Fonte: Autores

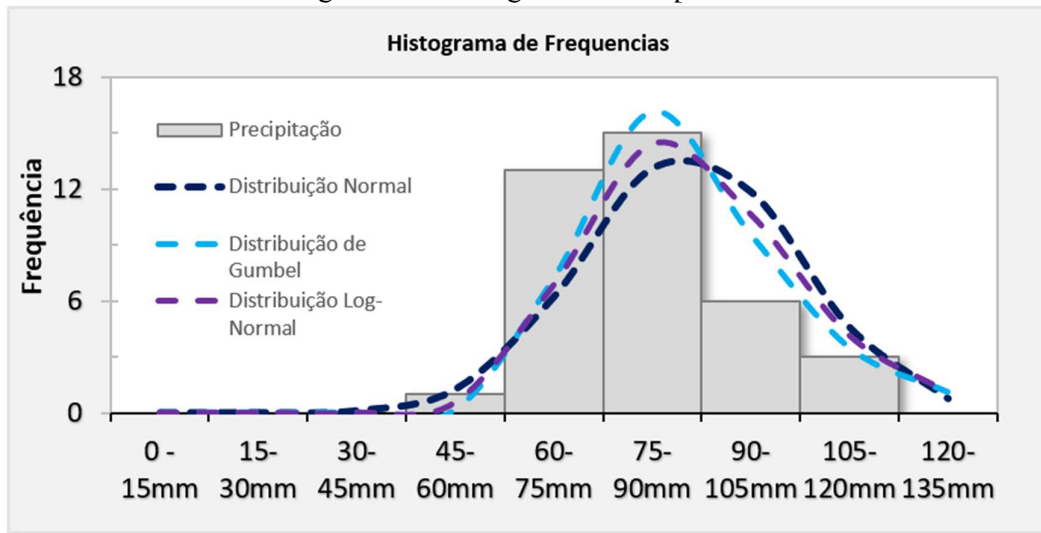
Onde N é o tamanho da amostra,  $\bar{P}$  é a precipitação diária máxima média anual,  $\sigma_p$  é o desvio padrão da amostra, Intervalo é o tamanho dos intervalos do histograma de frequência construído,  $C_v$  é o coeficiente de variação, G é o coeficiente de assimetria e  $P_{\max}$  e  $P_{\min}$  são as precipitações máximas e mínimas anuais, respectivamente.

São observados valores máximos de precipitação diária da ordem de 115 mm. Contudo, para a extrapolação dos dados para análises de distribuição de probabilidades, deve-se avaliar o ajuste de cada distribuição de acordo com os dados. Assim, definindo 9 intervalos de precipitação, ou seja, faixas de 15 mm em 15 mm, as precipitações foram agrupadas e foi construído o histograma de frequências apresentado na Figura 3.4. Além disso, utilizando as funções de distribuição de probabilidades de cada método (Normal, Gumbel e Log-Normal) foram plotados os histogramas teóricos correspondentes ao histograma de frequências reais, conforme ilustra a Figura 3.4.

#### 3.4.2.2 Análises do tempo de retorno para as precipitações observadas

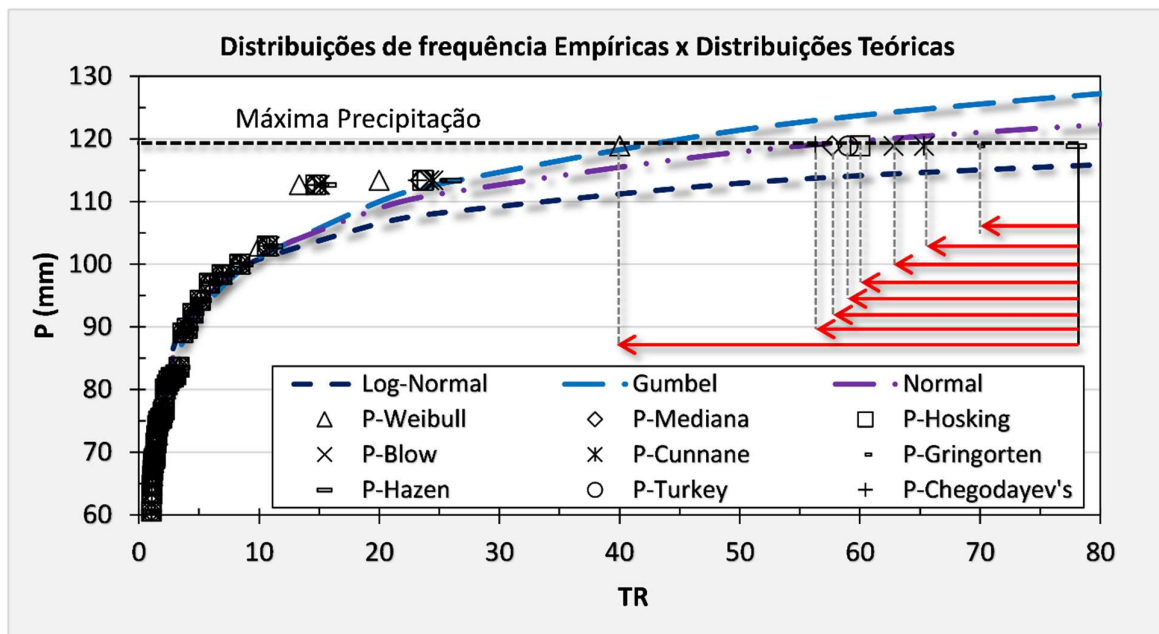
Além da utilização de histogramas para avaliar o impacto das distribuições de frequência empíricas no ajuste de distribuições teóricas, foi realizada a construção de um gráfico que relaciona a precipitação com o tempo de retorno do evento. A Figura 3.5 apresenta a relação entre as distribuições de frequência empíricas e teóricas para os mesmos valores de precipitação.

Figura 3.4 - Histograma de Frequências



Fonte: Autores

Figura 3.5 - Comparação entre os métodos empíricos e teóricos em relação ao tempo de retorno



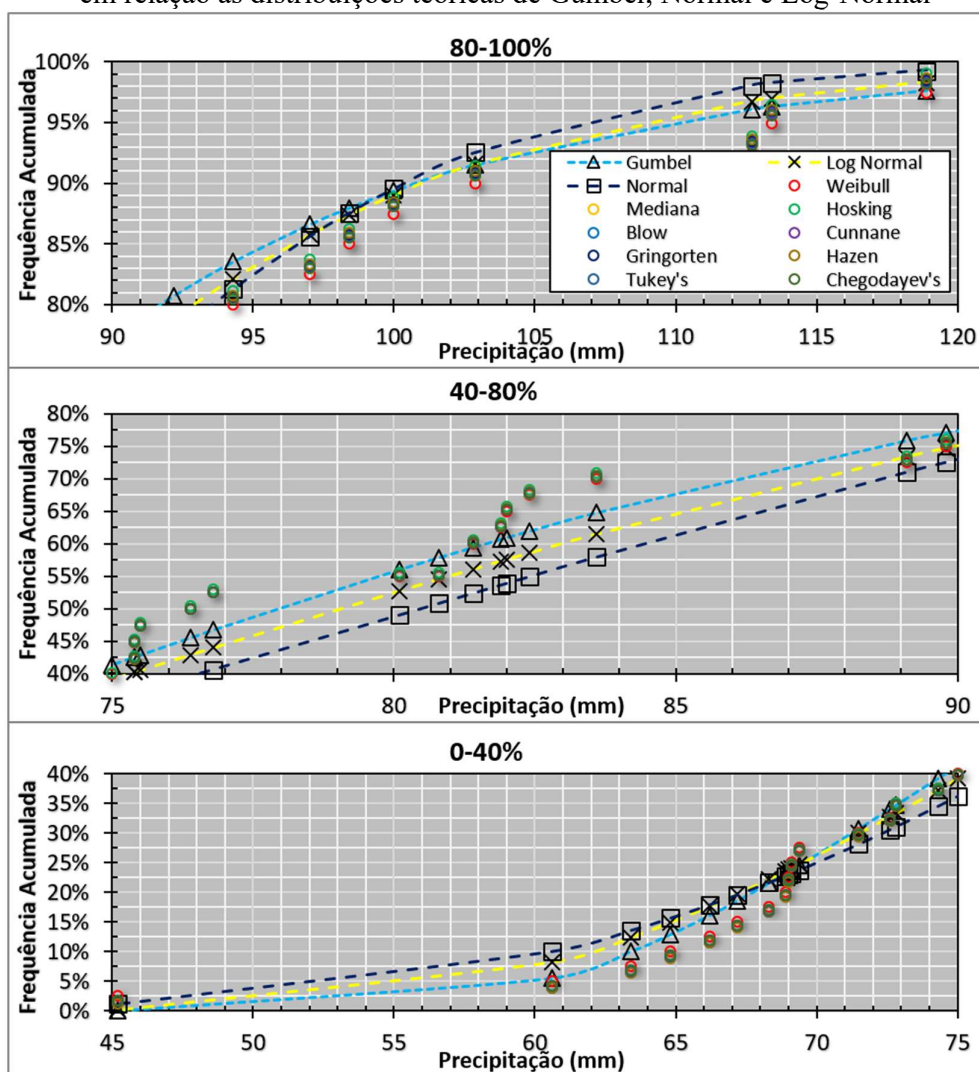
Fonte: Autores

A análise dos dados permitiu observar, para cada um dos 39 valores de precipitações utilizados, quais frequências empíricas, isto é, quais tempos de retorno são associados a cada

um dos valores. Observou-se menor tempo de retorno para a fórmula empírica de Weibull, sendo o seu máximo valor da ordem de 40 anos de tempo de recorrência. Por outro lado, a probabilidade empírica estimada pelo método de Hazen é a que apresentou, para os mesmos valores de precipitação, tempos de retorno maiores.

Para o evento máximo observado ( $P \cong 120$  mm), nota-se uma faixa de variação em tempos de recorrência varrendo desde 40 anos a algo próximo de 80 anos, o que representa um acréscimo de aproximadamente 100% no tempo de retorno, dependendo do método empírico. A relação entre as frequências acumuladas empíricas e teóricas acumuladas é apresentada na Figura 3.6, que serviu de base para a estimativa da estatística D, (Equação. 3.13).

Figura 3.6 - Análises gráficas do teste de Kolmogorov-Smirnov de cada distribuição empírica em relação as distribuições teóricas de Gumbel, Normal e Log-Normal



Fonte: Autores

### 3.4.2.3 Análises Estatísticas

Os resultados da análise dos métodos empíricos com cada método teórico analisado são apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Resultados obtidos das análises feitas combinando cada método

Empírico	Gumbel			Log Normal			Normal		
	R <sup>2</sup>	D-KS	P-valor	R <sup>2</sup>	D-KS	P-valor	R <sup>2</sup>	D-KS	P-valor
Weibull	98.26%	8.3%	5.83%	97.41%	11.4%	33.51%	94.81%	15.1%	68.91%
Mediana	97.78%	8.4%	6.40%	97.24%	11.8%	37.81%	94.70%	15.4%	71.12%
Hosking	98.12%	8.2%	5.30%	97.62%	11.6%	35.66%	95.20%	15.2%	69.66%
Blow	97.63%	8.5%	6.99%	97.19%	11.8%	37.81%	94.68%	15.5%	71.84%
Cunnane	97.56%	8.5%	6.99%	97.16%	11.8%	37.81%	94.66%	15.5%	71.84%
Gringorten	97.42%	8.5%	6.99%	97.12%	11.9%	38.89%	94.65%	15.5%	71.84%
Hazen	97.17%	8.6%	7.61%	97.04%	12.0%	39.95%	94.61%	15.6%	72.53%
Tukey's	97.74%	8.4%	6.40%	97.22%	11.8%	37.81%	94.69%	15.4%	71.12%
Chegodayev's	97.82%	8.4%	6.40%	97.25%	11.7%	36.74%	94.71%	15.4%	71.12%

Fonte: Autores

Todas as combinações de distribuições passaram no teste de Kolmogorov-Smirnov para um nível de significância de 5% pois o  $D_{\text{crítico}}$  para uma amostra de 39 elementos é de 21%. Entretanto, ao se avaliar a estatística D de Kolmogorov-Smirnov dada pela Equação 3.13, apenas a distribuição de Gumbel é aceita para um nível de significância de 10%. Desse modo, observa-se que as quatro melhores combinações foram *Gumbel-Hosking*, *Gumbel-Weibull* e *Gumbel-Tukey's*.

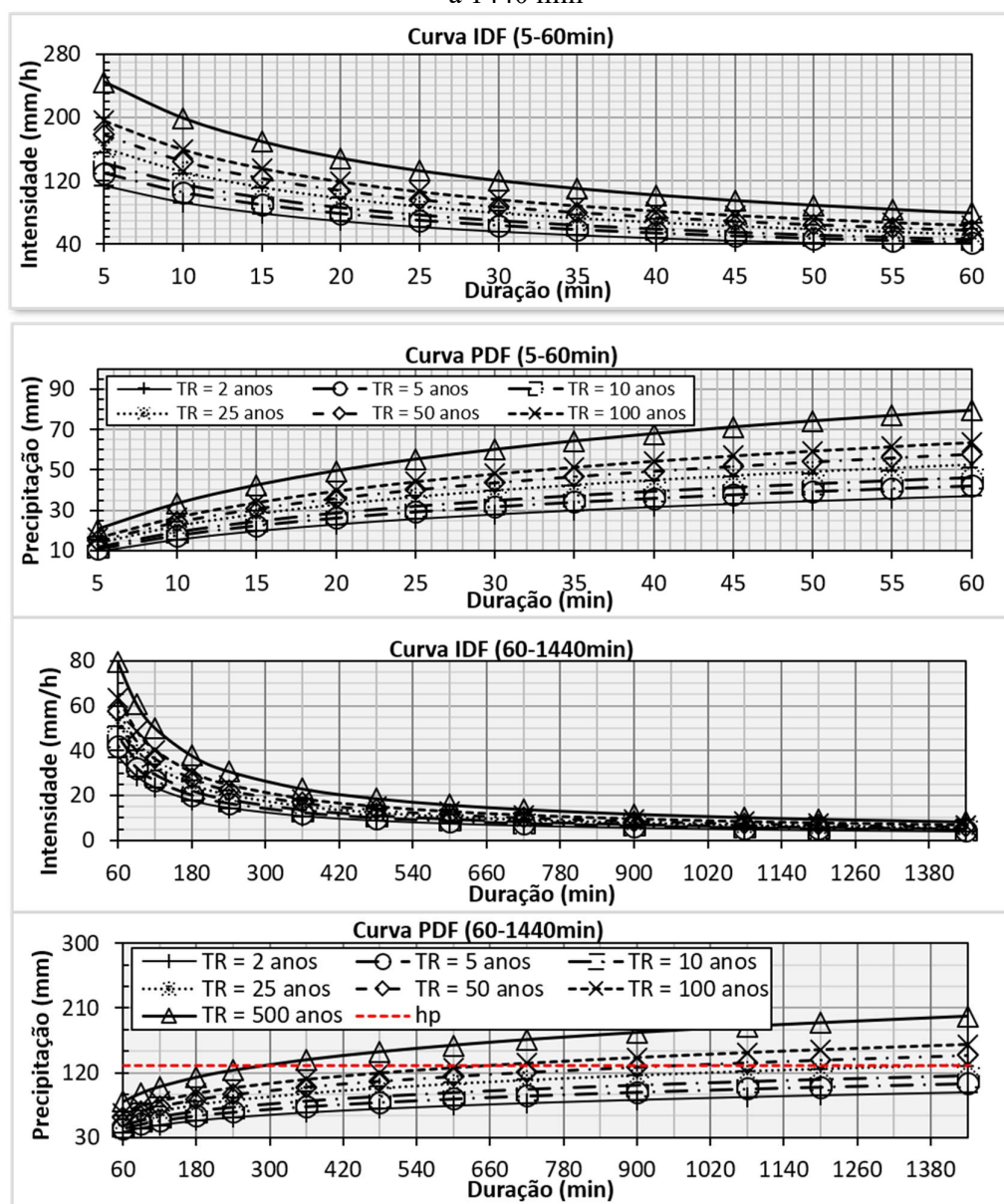
### 3.4.3 Ajuste das curvas IDF para durações de 5 a 60 min e 60 a 1440 min

Como a combinação da frequência acumulada empírica de Weibull com a distribuição teórica de Gumbel foi a de melhor coeficiente de determinação e foi aprovada com no teste K-S, ela foi adotada para a elaboração dos ajustes matemáticos da Equação IDF tipo Sherman. A construção do ajuste se deu para as durações de 5, 10, 15, 20, 25, 30, 60, 360, 480, 720 e 1440 min para os tempos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100 e 500 anos. Os parâmetros obtidos possibilitaram expressar a Equação 3.23 como a Equação IDF para São Carlos:

$$i = \frac{819,67 \cdot TR^{0,138}}{(10,77 + t)^{0,75}} \quad (3.23)$$

Supondo uma pressão atmosférica de 0,9ATM, uma coluna de fluido de 12km e uma temperatura inicial de 40°C, a coluna de água precipitável ( $h_p$ ) é de cerca de 140 mm supondo decaimento de temperatura linear de -6,5°C/km (CHOW; MAIDMENT e MAYS, 1998) e considerando a constante dos gases ideais igual a 287 J.kg<sup>-1</sup>.K<sup>-1</sup>. Na Figura 3.7 são apresentadas as curvas IDF e PDF de melhor ajuste.

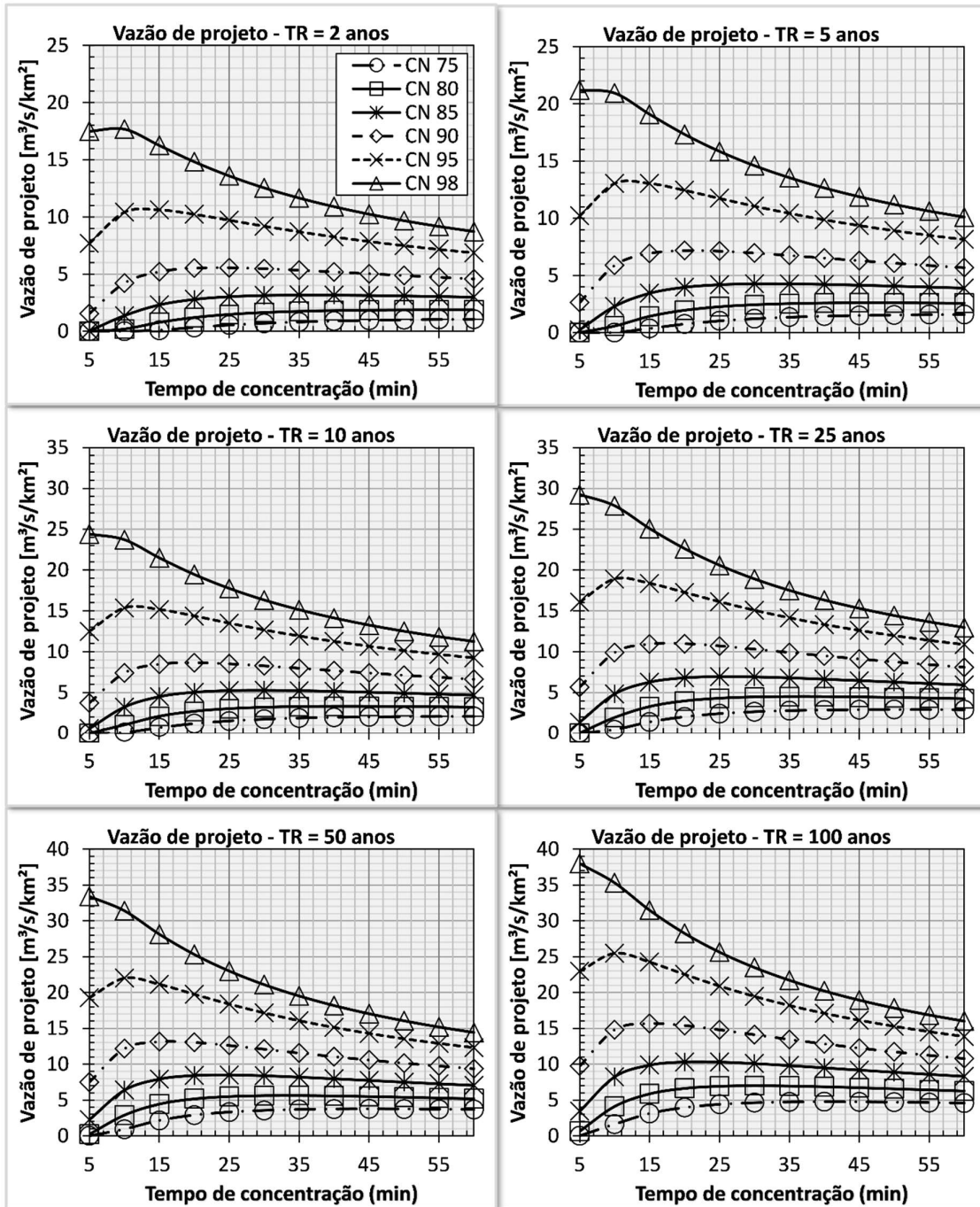
Figura 3.7 - Curvas IDF e PDF atualizadas para a cidade de São Carlos de 5 a 60 min e de 60 a 1440 min



Fonte: Autores

Aplicando a Equação 3.22 para *curve-numbers* de 75, 80, 85, 90, 95 e 98 e para os tempos de retorno de 2,5,10,25,50 e 100, obtêm-se os gráficos de descarga específica de projeto para a cidade de São Carlos, conforme ilustra a Figura 3.8.

Figura 3.8 - Ábacos de dimensionamento de pequenas obras hidráulicas para a cidade de São Carlos – SP.



Fonte: Autores

### 3.5 DISCUSSÕES

Embora todas as combinações de distribuições teóricas-empíricas tenham passado no teste K-S com um nível de significância de 5%, ao analisar a probabilidade do valor da estatística  $D$  ter sido obtida ao viés, nenhuma das combinações atendeu a um nível de significância de 5%. Por outro lado, a distribuição de Gumbel apresentou o melhor coeficiente de determinação com os dados observados. As distribuições empíricas de Weibull e a de Hazen apresentaram uma variação de mais de 100% no tempo de retorno estimado para o maior evento, Figura 3.5. Isso pode gerar diferenças significativas em obras hidráulicas projetadas com os diferentes ajustes. Um exemplo similar dessa variação é apresentado em Collischonn e Dornelles (2013).

Embora a distribuição de Weibull, aparentemente, superestime alguns eventos e tenha um bom ajuste com a distribuição de Gumbel, ela é fundamentada pela teoria dos grandes números (BERNOULLI, 1713) e tende a se ajustar melhor para grandes amostras. Desse modo, optou-se pela sua utilização em detrimento à de Hosking, que embora apresentasse menor valor da estatística  $D$  e de  $P$ -Valor, tinha menor valor de coeficiente de determinação.

O critério de Outliers utilizado é, de certa forma, relativamente restritivo. Mudanças razoáveis nas curvas IDF's podem ser observadas considerando os valores extremos sem o tratamento de Outliers. Um ponto importante é a relevância física do problema fundamentada por condições climatológicas, isto é, algumas precipitações extremas extrapoladas por métodos probabilísticos teóricos tendem a superar condições de risco ínfimo como a condição da máxima coluna d'água precipitável. Por isso, torna-se importante avaliar essa grandeza e compará-la com as precipitações extrapoladas por ajustes de probabilidades teóricas. Evidentemente, há incertezas na avaliação e determinação da coluna de água precipitável; entretanto, ela é uma informação relevante e pode ser utilizada como uma restrição superior em curvas IDF's, especialmente, quando da ausência de grandes séries históricas de precipitação.

É possível inferir da Figura 3.7 uma pequena variação entre os métodos Mediana, Blow, Tukey's e Chegodayev's, sendo a escolha de um ou outro sem grandes variações potenciais para a amostra de precipitações observadas. Isso pode ser explicado pela proximidade dos valores  $b$  da Equação 3.5.

A cidade de São Carlos – SP, historicamente, sofre com alagamentos e inundações. Desse modo, uma das formas de abordar esse problema é utilizar técnicas compensatórias em drenagem urbana. O dimensionamento dessas, por sua vez, necessita de dados de precipitação

e da utilização de curvas IDF é uma ferramenta importante para o manejo dos riscos de enchentes, justamente, por servir de base para os seus projetos. Por outro lado, a decisão de qual método empírico usar para se basear no ajuste matemático da curva pode também ser feita levando em conta critérios de planejamento e manejo dos recursos hídricos. Assim, a escolha dos métodos que superestimam as precipitações pode representar uma margem de segurança para projetos de drenagem urbana.

A distribuição de Hazen foi a que apresentou o pior desempenho levando em conta tanto o coeficiente de determinação quanto a estatística de K-S e seu P-Valor apresentou, em linhas gerais, para o mesmo valor de precipitação, os maiores tempos de retorno. É interessante pensar que seu uso é utilizado com frequência na França, onde o conceito de técnicas compensatórias em drenagem urbana é bem desenvolvido e os projetos de drenagem não precisam atender grandes eventos para determinado risco admitido, haja vista a descentralização das técnicas e o desenho relativamente mais resiliente de suas cidades (BAPTISTA, NASCIMENTO E BARRAUD, 2011).

Em relação às incertezas, é importante notar que o próprio ajuste da Equação IDF no formato tipo Sherman introduz algum tipo de erro. Além disso, a utilização dos coeficientes de desagregação propostos pela CETESB (1979) teve grande sensibilidade quando do cálculo dos valores de precipitação subdiários.

Os ábacos de dimensionamento são ferramentas práticas que fornecem vazões de pico em função de critérios hidrológicos, de uso e ocupação básicos, como o curve-number que pode ser encontrado em livros e tabelas (e.g., Canholi (2005), SCS (1986)), tempo de concentração (e.g., Silveira (2005)) e risco admitido, que tipicamente é uma grandeza estabelecida pelos órgãos reguladores do município e/ou estado.



### **3.6 CONCLUSÕES**

As distribuições de frequência empíricas, quando comparadas visando o ajuste com distribuições teóricas, apresentam diferenças significativas na análise do tempo de retorno de uma determinada intensidade máxima média de precipitação. Os resultados obtidos permitem concluir que para os dados da cidade de São Carlos, a distribuição de valores extremos Gumbel mais se adéqua às distribuições de frequência empíricas de Weibull e Hosking. A utilização de curvas IDF atualizadas em São Carlos pode auxiliar no desenho de novas estruturas de drenagem para o controle dos escoamentos.

Recomenda-se em trabalhos futuros avaliar estatisticamente as combinações entre métodos teóricos-empíricos de probabilidades para regimes de precipitações menos e mais extremos em relação a São Carlos - SP. Além disso, a utilização de mais distribuições de probabilidade teóricas pode ser incluída na análise, gerando mais combinações de distribuições teóricas e empíricas, portanto, mais flexibilidade para o ajuste dos dados. Por fim, a metodologia aplicada neste texto é abrangente e pode ser aplicada para a elaboração de ábacos de vazão específica e IDFs, podendo ser replicada em estudos hidrológicos.

### **3.7 AGRADECIMENTOS**

Os autores agradecem à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) processo - 2018/20865-0 e ao CNPq pelo incentivo financeiro às pesquisas.

## REFERÊNCIAS

ADIB, A.; GHAFARI RAD, S. Development of a new integrated method for generation IDF curves based on three climatic changes scenarios. **Scientia Iranica**, v. 26, n. 2, p. 742-751, 2017. <https://doi.org/10.24200/sci.2017.4593>

AKAN, O. A. **Urban stormwater hydrology: a guide to engineering calculations**. Crc Press, 1993.

BACK, Á. J.; OLIVEIRA, J. L. R.; HENN, A. Relações entre precipitações intensas de diferentes durações para desagregação da chuva diária em Santa Catarina. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, v. 16, n. 4, p. 391–398, abr. 2012. <https://doi.org/10.1590/S141543662012000400009>

BAPTISTA, M. B.; NASCIMENTO, N. O.; BARRAUD, S. **Técnicas compensatórias em drenagem urbana**. ABRH, 2011.

BATISTA, T. L.; ALVES, F. DE M.; TAVARES, P. R. L. Utilização de dados pluviométricos para o desenvolvimento de equações idf da região metropolitana de Fortaleza-CE, Brasil. **Revista DAE**, v. 66, n. 211, p. 118–129, 2018. <https://doi.org/10.4322/dae.2018.018>

BERNOULLI, Jakob. **Ars coniectandi**. Impensis Thurnisiorum, fratrum, 1713.

BLOW, G. **Statistical Estimates And Transformed Beta-Variables**. 1. ed. New York: John Wiley & Sons, 1958.

BRITTO, L. N.; KELLNER, E. Procedimento para Construção da Equação de Chuva a partir das máximas precipitações diárias obtidas de séries anuais: Atualização da Equação de Chuva da cidade de São Carlos (SP). **Revista Nacional de Gerenciamento de Cidades**, v. 4, n. 26, 25 dez. 2016.

CANHOLI, A. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. Oficina de textos, 2015.

CAVALCANTI, D. L. O.; SILVA, D. F.; REIS, L. F. R. Análises preliminares de dados de monitoramento das bacias urbanas do município de São Carlos-SP. **XXI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, p. 8, 2015.

CETESB. **Drenagem urbana: manual de projeto**. Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE) e Companhia de Tecnologia de Saneamento (CETESB), São Paulo, 1ed., 1979.

COLLISCHONN, W.; DORNELLES, F. Hidrologia para engenharia e ciências ambientais. **Porto Alegre: Editora ABRH**, 2013.

CHOW, V. T.; MAIDMENT, D. R.; MAYS, L. W. **Applied Hydrology**. 1. ed. [s.l.] McGraw-Hill Book Company, 1988.

CUNNANE, C. Unbiased Plotting Positions - A Review. **Journal of Hydrology**, v. 37, p. 205–222, 1978. [https://doi.org/10.1016/0022-1694\(78\)90017-3](https://doi.org/10.1016/0022-1694(78)90017-3)

FILLIBEN, J. J. The Probability Plot Correlation Coefficient Test for Normality. **Technometrics**, v. 17, n. 1, p. 111–117, 1975.

GANDINI, M. L. T.; QUEIROZ, P. I. B. DE. Análise de modelos probabilísticos de frequência para obtenção de equações IDF na cidade de Cunha-SP. **Revista DAE**, v. 66, n. 211, p. 105–117, 2018.

GRINGORTEN, I. I. A plotting rule for extreme probability paper. **Journal of Geophysical Research**, v. 68, n. 3, p. 813–814, 1963. <https://doi.org/10.1029/JZ068i003p00813>

GUO, S. L. A discussion on unbiased plotting positions for the general extreme value distribution. **Journal of Hydrology**, v. 121, n. 1-4, p. 33-44, 1990. [https://doi.org/10.1016/0022-1694\(90\)90223-K](https://doi.org/10.1016/0022-1694(90)90223-K)

HAZEN, A. **Flood flows: a study of frequencies and magnitudes**. 1. ed. New York: John Wiley & Sons, 1930.

HOSKING, J. R. M.; WALLIS, J. R.; WOOD, E. F. Estimation of the Generalized Extreme-Value Distribution by the Method of Probability-Weighted Moments. **Technometrics**, v. 27, n. 3, p. 251–261, 1985. <https://doi.org/10.1080/00401706.1985.10488049>

IBGE. Instituto de Geografia e Estatística. **Panorama – Território e Ambiente**. Disponível em: < <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/sp/sao-carlos/panorama>>. Acesso em: 22 de agosto de 2019

INMET – **Instituto Nacional de Meteorologia**. Disponível em <[www.inmet.gov.br](http://www.inmet.gov.br)>. Acesso em: 22/07/19.

JONES, C. D. et al. The HadGEM2-ES implementation of CMIP5 centennial simulations. **Geoscientific Model Development**, v. 4, n. 3, p. 543–570, 1 jul. 2011. <https://doi.org/10.5194/gmd4-543-2011>

LAGO, C. A. F. **Impactos das mudanças climáticas sobre a drenagem urbana subtropical com técnicas compensatórias**. Dissertação Mestrado em Ciências: Engenharia Hidráulica e Saneamento—São Carlos: Universidade de São Paulo, 2018.

LEVINE, D. M. et al. **Estatística - Teoria e Aplicações**. 5. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2008.

MIGUEZ, M.; REZENDE, O.; VERÓL, A. **Drenagem urbana: do projeto tradicional à sustentabilidade**. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier Brasil, 2015.

JÚNIOR, M. N. G. et al. Preliminary Design of Detention Ponds Using Specific Design Discharge and Orifice Stage Discharge Relationship For Different Climate Patterns. XXIII Simpósio Brasileiro De Recursos Hídricos, n. 23, p. 7, 2019. **Anais...**

PRESS, W. H., et al. **Numerical recipes: The art of scientific computing**. 3 ed. Cambridge university press, 2007.

SANE, Y. et al. Intensity–duration–frequency (IDF) rainfall curves in Senegal. **Natural Hazards and Earth System Sciences**, v. 18, n. 7, p. 1849–1866, 2018. <https://doi.org/10.5194/nhess-18-1849-2018>, 2018

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

SILVEIRA, A. L. L. Equação para os coeficientes de desagregação de chuva. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 5, n. 4, p. 143–147, 2000.

TORRICO, J. J. T. **Práticas Hidrológicas**. 1. ed. Rio de Janeiro: Transcon, 1974.

TUCCI, C. E. M. et al. **Hidrologia: ciência e aplicação**. São Paulo: Editora UFRGS/ABRH, 2012.

TUKEY, J. W. **The future of data analysis**. 1. ed. Estados Unidos: Princeton University and Bell Telephone Laboratories, 1962.

SCS. Urban hydrology for small watersheds. **Technical release**, v. 55, p. 2-6, 1986.

WATANABE, M. et al. Improved Climate Simulation by MIROC5: Mean States, Variability, and Climate Sensitivity. **Journal of Climate**, v. 23, n. 23, p. 6312–6335, dez. 2010. <https://doi.org/10.1175/2010JCLI3679.1>



## CAPÍTULO 4 – CRITÉRIOS DE PROJETO E DESIGN DE BIORRETENÇÕES UTILIZANDO O MODELO TC-HYDRO: ESTUDO DE CASO EM SÃO-CARLOS SP

### 4.1 INTRODUÇÃO

As técnicas de biorretenção fazem parte do escopo de medidas mitigatórias de drenagem urbana com controle dos escoamentos na fonte (i.e. pequenas áreas de drenagem nos lotes urbanos ou eventualmente pequenos condomínios) (BAPTISTA, NASCIMENTO e BARRAUD, 2011; FLETCHER et al., 2015; CANHOLI, 2015 ; SCHUELER e CLAYTOR, 2000). O princípio básico de mitigação desse tipo de LID se divide em (1) amortecer as ondas de cheia (i.e. retenção momentânea nas camadas filtrantes e na camada de *ponding*) e (2) adsorver/absorver/reter os poluentes afluentes em função das camadas drenantes e vegetação (HE e DAVIS, 2011 ; MACEDO et al., 2019).

Os reservatórios de biorretenção, usualmente, são dimensionados levando em conta critérios de projeto relacionados ao tratamento qualitativo da água. Entretanto, alguns estudos avaliando a performance hidráulica-quantitativa foram feitos nos últimos anos. He e Davis (2011) desenvolveram um modelo de fluxo não saturado 2D, utilizando a Equação de Richards (1931), modelando o escoamento subsuperficial em uma biorretenção hipotética de 108m<sup>2</sup> e 97.2m<sup>3</sup>. Os autores aplicaram o modelo para 25 eventos e concluíram que o fluxo no dreno de fundo é muito impactado pelas condutividades hidráulicas das camadas infiltrantes, além de tomarem um indicador da área da TC em relação da área de drenagem como um dos principais avaliadores de performance. Todavia, os autores não incluíram em seu modelo o fluxo que escoava em *by-pass* pelo excesso de volume, o que em climas subtropicais, especialmente, com as mudanças climáticas, pode se tornar uma situação mais frequente. (MARENGO e AMBRIZZI, 2016).

Dussailant, Wu e Potter (2004) desenvolveram um modelo matemático baseado na Equação de Richards (1931) (RECHARGE) para emular o comportamento de jardins de chuva em simulações contínuas via balanço de massa na superfície e modelagem do escoamento subsuperficial. Os autores avaliaram como as dimensões de um jardim de chuva no sudeste de Wisconsin impactariam nas taxas de recarga no período chuvoso de (1992-1997) e concluíram que a recarga ótima ocorre em taxas entre a área da técnica e a área impermeável diretamente conectada da ordem de 10 a 20%. Entretanto, os autores assumiram no modelo hidrológico do

hidrograma de entrada, a vazão de entrada como a soma da vazão da bacia de jusante, acrescida da área da técnica, o que pode ser uma aproximação grosseira (i.e., caso a bacia de montante seja pouco impermeabilizada, essa aproximação não condiz com a realidade).

Akan (2013) elaborou um modelo matemático utilizando o modelo de infiltração unidimensional (1D) de Green e Ampt (1911), desprezando a infiltração lateral e supondo as linhas de fluxo verticalmente conectadas diretamente no dreno de saída. Dussailant, Wu e Potter, (2003) afirmam que o modelo de Green e Ampt, que é baseado na lei de Darcy, apresenta resultados satisfatórios comparados com o modelo RECHARGE. Via criação de adimensionais que representam a física do problema, incluindo-os nas equações do modelo, Akan (2013) construiu ábacos de pré-dimensionamento de biorretenções. Entretanto, a avaliação do comportamento em escalas temporais reduzidas não foi avaliada.

Brown et al. (2013) calibraram o modelo DRAINMOD, um modelo de drenagem em agricultura mundialmente aceito, que usa balanços de massa na superfície e nas camadas de solo para avaliar o comportamento de biorretenções sob a ótica de simulações contínuas, isto é, avaliando a capacidade de recarga profunda levando em conta critérios como a umidade antecedente e parâmetros de infiltração nas camadas. Os resultados foram satisfatórios e, de acordo com os autores, o modelo DRAINMOD, comparado com outros modelos de simulação contínua como o SWWM (ROSSMAN, 2010), é de maior compreensão conceitual pela menor quantidade de parâmetros.

Browne et al., (2008) desenvolveram um modelo unidimensional baseado na simplificação da Equação de Richards (1931) via Equação de Green e Ampt (1911), mixando fluxo em pistão na zona saturada com Equação de reservatório pela superfície porosa. Os autores obtiveram bons resultados em comparação a modelos de solução analítica da eq. de Richards (WHITE e BROADBRIDGE, 1988) com dados observados e com resultados obtidos pelo modelo HYDRUS.

GÜLBAZ e KAZEZYILMAZ-ALHAN, (2017) construíram um modelo baseado na propagação da onda cinemática para a estimativa do hidrograma de entrada e no modelo de Green-Ampt para a avaliação unidimensional da camada de saturação, de modo a comparar dados experimentais com modelados e, mesmo com seu modelo simplificado, obtiveram bons resultados. No entanto, os autores recomendam para TCs de maiores escalas a divisão em parcelas de caráter aproximadamente homogêneo, justamente por considerarem critérios simplificados como, por exemplo, a não distribuição da umidade, potencial matricial e condutibilidade hidráulica do solo, que podem ser modelados pelos ajustes de van Genuchten (1980).

Entretanto, até o presente momento, a análise do comportamento das biorretenções com dreno de fundo e vertedor superfície não foi abordada na literatura. Tampouco os modelos de simulação como HYDRUS, RECHARGE, RECARGA consideram em suas modelagens a avaliação da sensibilidade dos hidrogramas de entrada perante variações na distribuição temporal da chuva, o que pode ser crucial para avaliar a resiliência dos sistemas de biorretenção perante as mudanças climáticas, especialmente em climas subtropicais como é o caso do Brasil.

## 4.2 OBJETIVO

O objetivo desse trabalho é desenvolver (1) um modelo hidráulico unidimensional baseado no modelo fisicamente baseado de Green-Ampt (1911). Além disso, via experimentos em um protótipo de biorretenção, (2) calibrar e validar o modelo hidráulico desenvolvido para (3) realizar o pré-dimensionamento e dimensionamento de uma biorretenção em escala real. Por fim, (4) simular o comportamento da técnica em escala real em extremos de diferentes distribuições temporais, condições de umidade antecedente e incerteza nos parâmetros de infiltração.

## 4.3 MATERIAL E MÉTODOS

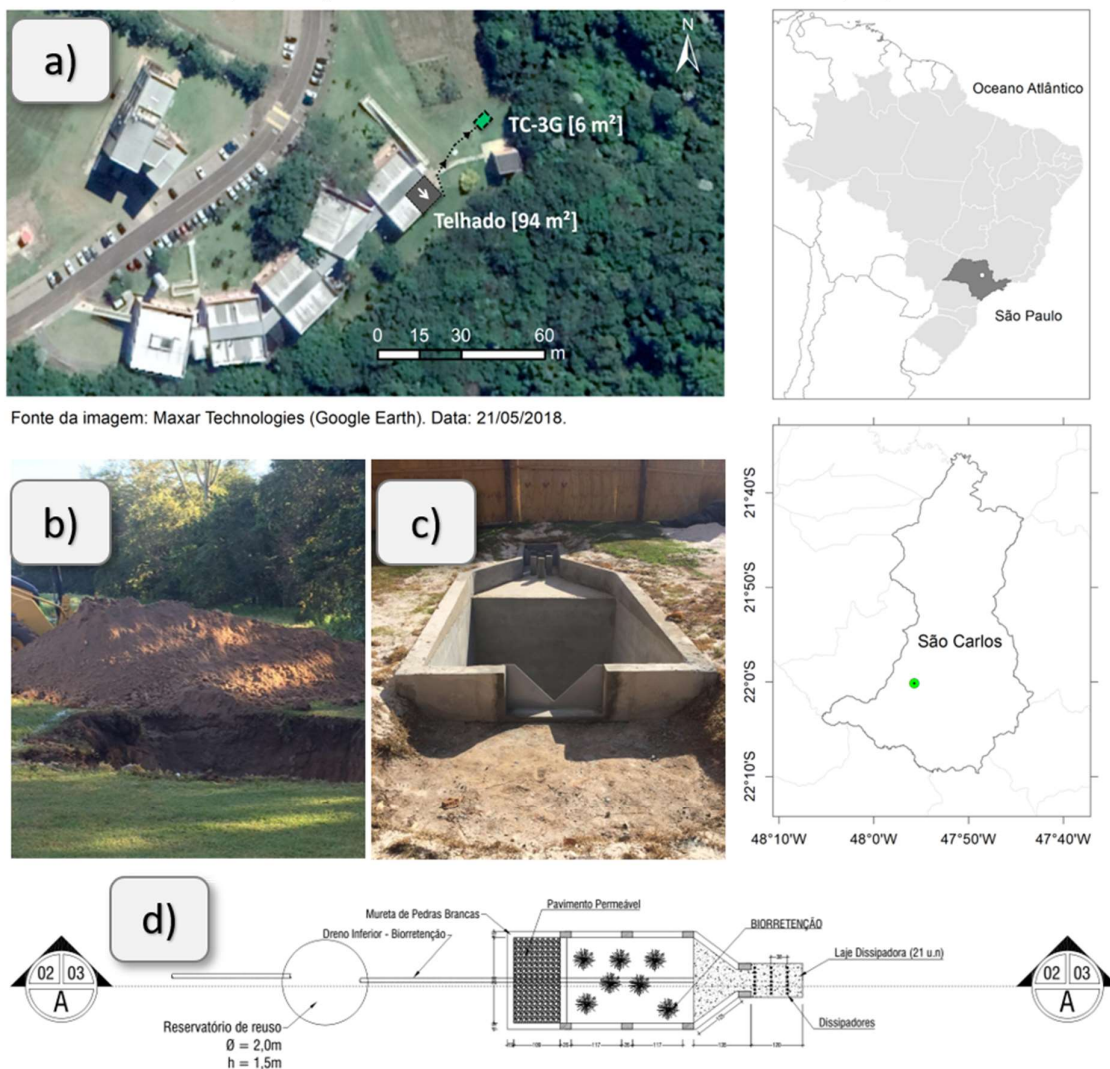
### 4.3.1 Estudo de caso

A metodologia desenvolvida foi aplicada para o desenho e modelagem da TC-3G do projeto “*Uma nova geração de técnicas compensatórias de drenagem urbana: alternativas de reciclagem e descentralizadas para segurança hídrica, energética e alimentar*”, processo 2017/26110-8, com vigência 2018-2020, sob coordenação do Orientador desta pesquisa de mestrado.

A bacia de drenagem é proveniente de um telhado com 94 m<sup>2</sup>, localizada no Bloco 1 do prédio de Engenharia Ambiental da USP em São Carlos. A justificativa da escolha do local da técnica se deu por [1] captar esgoto pluvial do telhado que retornaria sem tratamento algum à área de preservação ambiental, que margeia a TC-3G, dialogando com o projeto INCT-MC-II e [2] contribuindo para o Nexus Água-Energia-Alimento dentro do escopo dos objetivos de desenvolvimento sustentável por introduzir o reuso da água potencialmente armazenada e utilizada para reuso para lavagem de calçadas, pátios e outros fins não potáveis que serão estudados em outros trabalhos. A Figura 4.1 representa o estudo de caso.



Figura 4.1 - Estudo de Caso. a) É a localização da TC-3G na USP, b) corresponde à escavação da TC-3G, c) corresponde ao final da execução da estrutura e d) a planta baixa



Fonte: Autor

#### 4.3.2 Modelos de distribuição temporal sintéticos

A dificuldade em se obter funções que descrevem analiticamente a precipitação, precipitação efetiva e o hidrograma de projeto recaem nos problemas de convoluções de funções não triviais. Entretanto, em alguns casos específicos, é possível, via aproximações por mínimos quadrados, obter as funções que descrevem a taxa de variação da precipitação. Um desses casos é a aproximação de Huff, para o 1º quartil. Outros métodos como o método de Chicago (KEIFER e CHU, 1957; SILVEIRA e GOLDENFUM, 2007) ou mesmo a

consideração uniforme da precipitação são analiticamente aplicáveis. A Tabela 4.1 apresenta métodos de distribuição temporal usualmente aplicados em drenagem urbana.

Tabela 4.1 - Métodos de distribuição temporal e suas equações governantes

Método	Variáveis Envolvidas	Equações
Huff 1º Quartil	$P_i(TR, t_d, K, a, b, c), TR, t_d, \Delta t$	$P(t) = P_t \left[ 2,703 \left( \frac{t}{t_d} \right)^3 - 4,6699 \left( \frac{t}{t_d} \right)^2 + 3,6711 \left( \frac{t}{t_d} \right) - 0,0605 \right]$ $P_t = \frac{K \cdot TR^a}{(b + t_d)^c} t_d$
Chicago	$i(t_d, TR, t), K, a, b, c, \gamma$	$i(t_d, TR, t) = \frac{K \cdot TR^a \left( \frac{t_1}{\gamma} (1 - c) + b \right)}{\left( \frac{t_1}{\gamma} + b \right)^{1+c}} \text{ para } t = t_1 \leq \gamma t_d$ $i(t_d, TR, t) = \frac{K \cdot TR^a \left( \frac{t_2}{1 - \gamma} (1 - c) + b \right)}{\left( \frac{t_1}{1 - \gamma} + b \right)^{1+c}} \text{ para } t = t_2 > \gamma t_d$
Uniforme	$TR, t_d, K, a, b, c$	$i = \frac{KTR^a}{(b + t_d)^c}$

Onde  $K, a, b, c$  são parâmetros da IDF tipo Sherman,  $t_d$  é a duração da tormenta ( $T$ ),  $t$  instante de tempo analisado ( $T$ ),  $\gamma$  é a posição relativa do pico da chuva em relação a sua duração (0 a 1) e  $TR$  é o tempo de retorno adotado (anos) e  $P(t)$  é a precipitação acumulada no tempo  $t$  (L).

Fonte: Adaptado de Huff (1967) e Keifer e Chu (1957).

A precipitação acumulada é obtida pela integração da intensidade no intervalo de tempo, base para a modelagem da precipitação efetiva. Esta, por sua vez está atrelada ao modelo de infiltração adotado na bacia hidrográfica de montante. Um dos modelos mais consagrados e aplicados é o modelo do *Soil Conservation Service* (SCS), modelo empírico que considera um número-curva de modo a explicar o impacto do uso e ocupação do solo, sua condição hidrológica e umidade antecedente. (SCS, 1986).

$$P_{ef}(t) = \frac{(P(t) - 0,2S)^2}{(P(t) + 0,8S)} \quad (4.1)$$

Onde  $S$  é a capacidade potencial de infiltração (mm),  $P(t)$  é a precipitação acumulada ao longo do tempo  $t$  (mm) e  $P_{ef}(t)$  é a precipitação efetiva acumulado ao final do instante  $t$  (mm).

Como a função é contínua e diferenciável em  $t$ , pode-se obter a taxa de variação dada por:

$$p_{ef}(t) = \frac{dP_{ef}(t)}{dt} = \frac{[P(t) - 0,2S](P(t) + 1,8S)}{[P(t) + 0,8S]} \quad (4.2)$$

Onde  $p_{ef}(t)$  é o incremento de precipitação efetiva instantânea ( $\text{mm} \cdot \text{T}^{-1}$ ).

O hidrograma unitário pode ser aproximado por uma função Beta do tipo:

$$q(t) = At^\eta e^{-Bt} \quad (4.3)$$

Onde  $A$  e  $B$  podem ser determinadas pelas condições de contorno físicas do tempo igual ao tempo de pico  $t_p$  e  $\eta$  é uma constante de aspecto do hidrograma, usualmente, adotada com 3.53.

Assim, o hidrograma unitário pode ser representado pela Equação 4.4. (NASH, 1959; BOUFADEL, 1998).

$$q(t) = q_p \left( \frac{t}{t_p} \right)^\eta e^{-\eta \left( 1 - \frac{t}{t_p} \right)} \quad (4.4)$$

Onde  $q_p$  é a vazão de pico dada pela Equação 4.5. (CANHOLI, 2015).

$$q_p = \frac{2,05A_d}{t_p} \quad (4.5)$$

Onde  $A_d$  é a área de drenagem ( $\text{km}^2$ ) e  $q_p$  é a vazão de pico ( $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{cm}^{-1}$ )

A determinação analítica do hidrograma de entrada pode ser obtida pela convolução contínua da função que descreve a precipitação efetiva e o hidrograma unitário. (WANIELISTA e YOUSSEF, 1992).

$$Q_{rain}(t) = p_{ef}(t) * q(t) = \int_0^t p_{ef}(\tau) q(t - \tau) d\tau \quad (4.6)$$

Onde  $q(t - \tau)$  é a ordenada do hidrograma unitário no instante  $t$  amortecido de  $\tau$  e  $\tau$  é uma variável de amortecimento  $Q_{rain}(t)$  é a vazão proveniente da chuva na bacia de montante.

A solução analítica da Equação 4.6 fornece a função que descreve o hidrograma de entrada para dado método de distribuição temporal combinado com o método SCS (1986). Contudo, a solução, usualmente, é feita de maneira numérica com o método *time-step*.

### 4.3.3 Modelo hidráulico

O modelo hidráulico de biorretenções, TC-hydro, baseia-se no método de infiltração unidirecional (1D) de Green-Ampt (1911), sendo possível simular os hidrogramas de saída da TC considerando (1) orifício de fundo, (2) vertedor de superfície, (3) percolação lateral e (4) percolação de fundo.

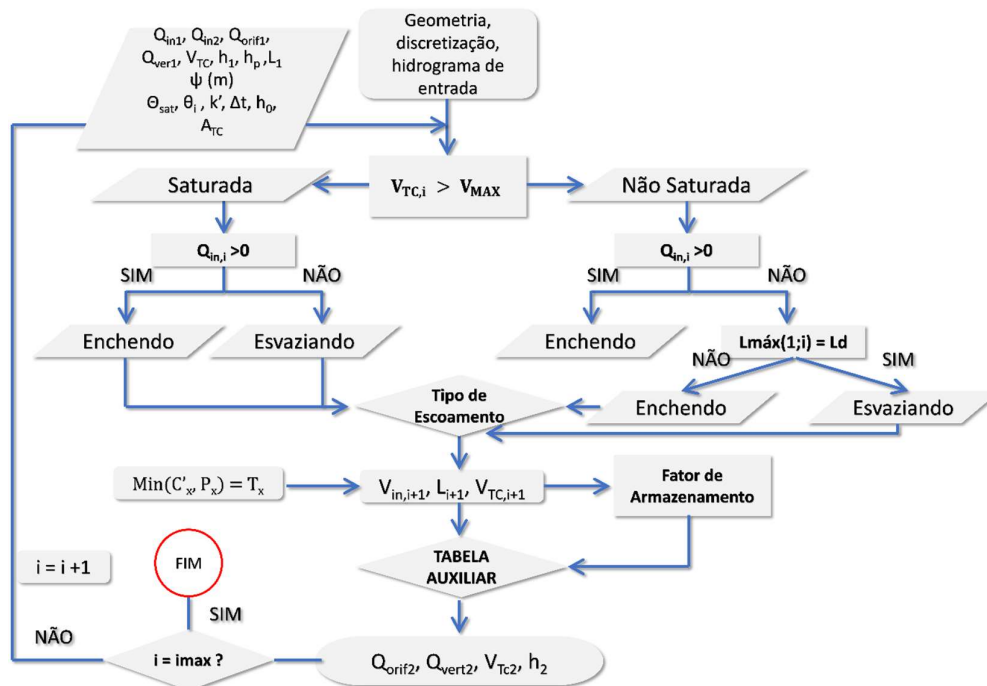
O modelo TC-hydro trabalha sob as seguintes aproximações e valores mínimos, conforme Tabela 4.2. A Figura 4.2 apresenta o fluxograma de execução das rotinas básicas do modelo hidráulico.

Tabela 4.2 - Limitações e considerações do TC-Hydro

Item	Consideração
Camada de saturação	Intervalos discretos são definidos nas tabelas auxiliares com precisão de 5% do valor da altura da camada drenante $L_d$
Tabelas Auxiliares	O intervalo de discretização do fator da curva auxiliar do método PULS é de 0,25 cm
Diferenças Finitas	A qualidade do modelo é relativamente influenciada pela escala temporal adotada, haja vista a solução do balanço de massa visto na 4.19 via diferenças finitas.

Fonte: Autor

Figura 4.2 - Modelo Hidráulico do TC-Hydro, incluindo classificação do escoamento e definição das tabelas auxiliares



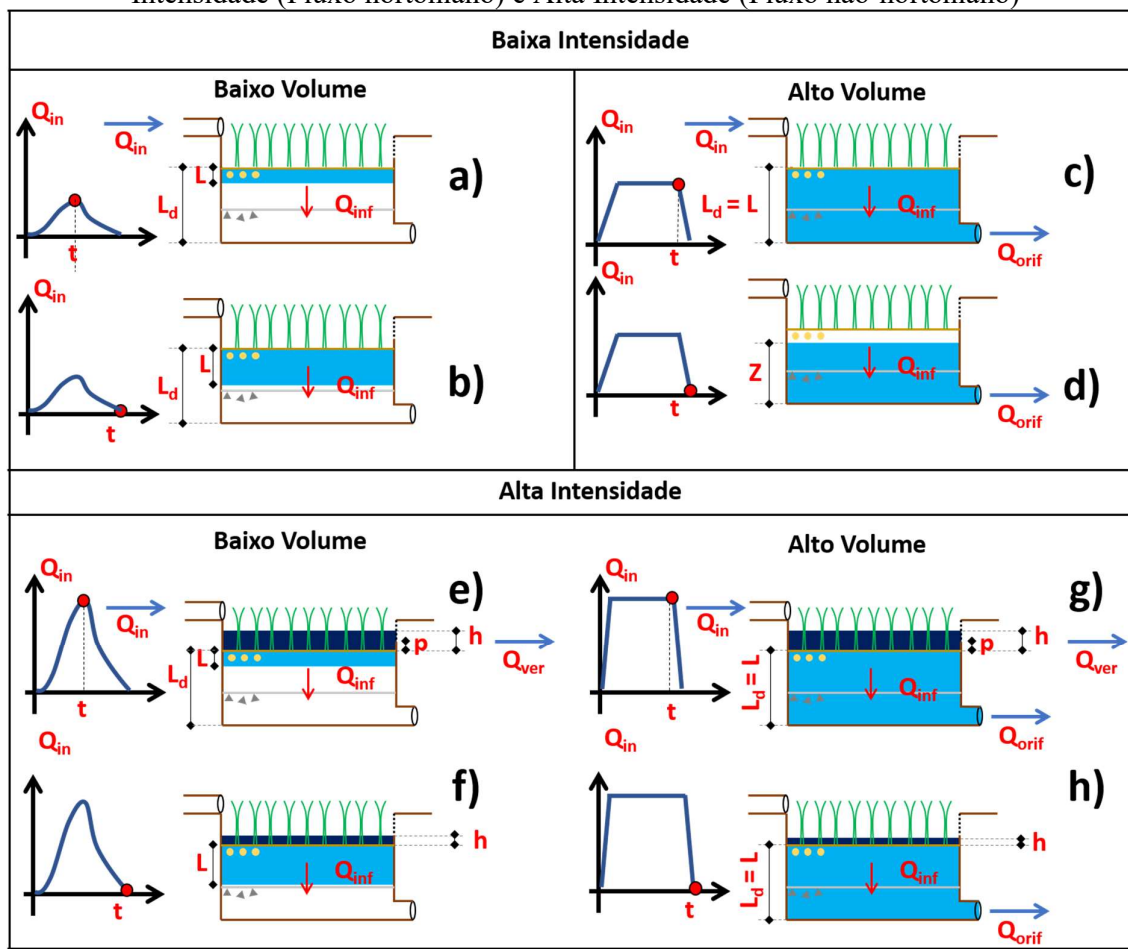
Fonte: Autor

A primeira etapa do modelo consiste em ler as vazões afluentes do passo  $i$  e do passo  $i + 1$ , volume armazenado no passo  $i$ , altura de *ponding depth* no passo  $i$ , comprimento da camada de saturação no passo  $i$  e os parâmetros do modelo Green-Ampt. Já primeiro processo consiste em verificar a condição de saturação da técnica. Desse modo, caso o volume do passo atual seja igual o volume útil da técnica, dada na Equação 4.7, considera-se a técnica saturada.

$$V_{TC,max} = L_D A_{TC} \Delta\theta \quad (4.7)$$

Uma vez verificado o grau de saturação da técnica, a próxima etapa consiste em determinar sua condição de escoamento. A Figura 4.3 representa as condições de escoamento consideradas no software. A Tabela 4.3 apresenta a descrição das variáveis que descreve o escoamento para cada condição apresentada na Figura 4.3.

Figura 4.3 - Tipos de escoamento considerados no TC-Hydro para eventos de Baixa Intensidade (Fluxo hortoniano) e Alta Intensidade (Fluxo não-hortoniano)



Fonte: Autor

Tabela 4.3 - Tipos de escoamento, suas variáveis e sua descrição

Tipo	Variáveis	Descrição
a)	$V_{IN} < V_{TC}$ $h = 0$ $L \leq L_d$ $Q_{out} = 0$	No pico do hidrograma de entrada, que é de baixo volume e intensidade, a camada de saturação não chega na cota do orifício e tampouco alguma carga hidráulica chega ao vertedor
b)	$V_{IN} < V_{TC}$ $h = 0$ $L \leq L_d$ $Q_{out} = 0$	Ao final do escoamento superficial, o volume armazenado não foi capaz de atingir o orifício. Akan (2013) considerou que nesse caso, a camada de saturação desce com velocidade constante, proporcionalmente à condutibilidade hidráulica saturada.
c)	$V_{IN} \rightarrow V_{TC}$ $h = 0$ $L \rightarrow L_d$ $Q_{out} = Q_{orif}$	O volume acumulado está na iminência de exceder a capacidade de armazenamento da técnica. Inicia-se o escoamento de fundo sob ação da gravidade, fazendo com que a vazão de saída seja governada pelo menor valor entre a capacidade de drenagem do tubo, função de sua geometria, carga hidráulica e a taxa de infiltração.
d)	$V_{IN} < V_{TC}$ $h = 0$ $L \leq L_d$ $Q_{out} = Q_{orif}$	Ao final do escoamento superficial, inicia-se o esvaziamento da TC, que esvazia na proporção do menor valor entre a capacidade hidráulica do orifício de fundo e da taxa de infiltração, que atua com potencial matricial negativo.
e)	$V_{IN} < V_{TC}$ $h \geq p$ $L \leq L_d$ $Q_{out} = Q_{ver}$	No pico do hidrograma de alta intensidade e baixo volume, há o excesso de taxa de afluência e acúmulo de <i>ponding depth</i> a um nível superior ao paramento do orifício. O escoamento é regido pela lei do vertedor de superfície.
f)	$V_{IN} < V_{TC}$ $h_p \geq 0$ $L \leq L_d$ $Q_{out} = 0$	Ao final do evento, o volume total afluyente não é capaz de saturar toda a técnica e a camada de saturação não chega no nível do orifício, introduzindo o caso b).
g)	$V_{IN} = V_{TC}$ $0 < h < p$ $L \leq L_d$ $Q_{out} = Q_{orif} + Q_{ver}$	O volume da chuva já fora suficiente para atingir a camada do nível do orifício. Além disso, a alta intensidade supera a capacidade de infiltração e boa parte do volume fica armazenado na camada de <i>ponding depth</i> , inclusive extravasando certa parte de seu volume via escoamento pelo vertedor de superfície.
h)	$V_{IN} = V_{TC}$ $h < p$ $L \leq L_d$ $Q = Q_{orif}$	Ao final do hidrograma de entrada, o orifício é atingido e a vazão de saída é regida pela lei do orifício. Após o consumo da <i>ponding depth</i> , inicia-se o esvaziamento dado pela condição d)

Fonte: Autor

As equações que governam o problema são descritas nos subitens a seguir:

#### 4.3.3.1 Taxa de afluência

A taxa de afluência visa representar a velocidade afluyente de vazão de entrada. Embora em alguns casos não haja vazão de entrada proveniente da bacia de montante, pode haver taxa de afluência caso haja lâmina acumulada na *ponding depth*. A vazão instantânea que entra na técnica é proveniente da vazão da bacia de montante e da precipitação direta na superfície da técnica, assumida como vertical. Assumindo que o tempo de concentração da bacia de montante é pequeno (e.g. telhados cerâmicos drenados por calhas e condutores verticais), a função que descreve essa taxa pode ser escrita aproximadamente como:

$$Q_{in}^t = Q_{runon}^t + (i^t - q_{ETR}^t) \times A_{TC} \quad (4.8)$$

$$P^t = \left( \frac{Q_{in}^t + Q_{in}^{t+1}}{2 \times A_{TC}} + \frac{h^t}{\Delta t} \right) \left( \frac{1}{1000} \right) \quad (4.9)$$

Onde  $P^t$  é a taxa de afluência ( $LT^{-1}$ )  $Q_{in}^t$  e  $Q_{in}^{t+1}$  são as vazões de entrada nos passos  $t$  e  $t+1$  respectivamente ( $LT^{-3}$ ),  $A_{TC}$  é a área da técnica ( $L^2$ ),  $h^t$  é a lâmina de *ponding depth* ( $L$ ) acumulada no instante  $t$  e  $q_{ETR}$  é a taxa de evapotranspiração real ( $LT^{-1}$ ).

Em relação à taxa de evapotranspiração real, assume-se que essa parcela é desprezível em comparação à taxa de infiltração em eventos discretos, de acordo com Zhang e Chui (2018). Assume-se que a vazão afluyente é uniformemente distribuída ao longo da área em planta da técnica compensatória (DUSSAILANT et al., 2003).

#### 4.3.3.2 Capacidade de infiltração

A capacidade de infiltração é descrita pelo modelo de Green-Ampt (1911), dependendo de parâmetros físicos do solo como umidade inicial, umidade de saturação e potencial matricial de sucção, assumidos uniformes e constantes ao longo da técnica, embora STEWART et al., 2017 afirmem que os parâmetros de infiltração seguem uma distribuição log-normal ao longo do volume da técnica. Asleson et al., (2009) desenvolveram distribuições de probabilidades para a condutibilidade hidráulica saturada em jardins de chuva a partir de ensaios de infiltração conduzidos in loco. Entretanto, sob o ponto de vista de projeto, a adoção de valores médios é justificada pela execução especificada dos materiais e precaução quanto à compactação. Assim, o valor esperado da capacidade de infiltração pode ser estimado, no início de um intervalo  $i \rightarrow i+1$  pela Equação 4.10.

$$C_x^t = k_{\text{sat}} \left[ 1 + \frac{(\psi + h^t)(\theta_s - \theta_i)}{I^t} \right] = k_{\text{sat}} \left[ 1 + \frac{(\psi + h^t)}{I^t} \right] \quad (4.10)$$

Onde  $k_{\text{sat}}$  é a condutibilidade hidráulica saturada ( $LT^{-1}$ ),  $\psi$  é o potencial matricial de sucção (L),  $h_p$  é a lâmina de *ponding depth* acumulada no passo  $i$  (L),  $\theta_{\text{sat}}$  e  $\theta_i$  são as umidades de saturação e iniciais em ( $L^3 \cdot L^{-3}$ ), respectivamente,  $L$  é a altura da camada de saturação tomada verticalmente pra baixo da superfície do solo (L) e  $I$  é o volume infiltrado ( $L^3$ ).

Porém, dependendo da discretização temporal adotada, a adoção da capacidade de infiltração representativa do intervalo de tempo considerado, levando em conta as variáveis do início desse intervalo, pode agregar erros significativos, especialmente, no início dos eventos quando o solo se encontra seco (AKAN, 2013).

Assim, um ajuste na equação de capacidade de infiltração foi feito levando em conta duas condições.

- a) Consideração da capacidade de infiltração no início do intervalo;
- b) Consideração da capacidade de infiltração no fim do intervalo supondo que todo o volume afluente tivesse sido infiltrado e que a favor da segurança, no limite, diminuirá a capacidade de infiltração por aumentar o valor de  $L$ .

Desse modo, o valor representativo da capacidade de infiltração no intervalo foi assumido como a média dos valores das condições a) e b), dada pela Equação 4.11.

$$C^t = \frac{1}{2} K_{\text{sat}} \times \left\{ 2 + (\psi + h^t) \times \left[ \frac{1}{L^t} + \frac{1}{\left( L^t + \frac{V_{\text{in}}^{t+1} - V_{\text{in}}^t}{(\theta_{\text{sat}} - \theta_i) \times A_{\text{TC}}} \right) \leq L_d} \right] \right\} \quad (4.11)$$

Onde  $V_{\text{in}}^t$  e  $V_{\text{in}}^{t+1}$  são os volumes afluentes médios dos intervalos  $t+1$  e  $t$ , respectivamente ( $L^3$ ).  $L^t$  é a altura da camada de saturação no instante  $t$  (L).

### 4.3.3.3 Taxa de Infiltração

A taxa de infiltração real é o menor valor entre a capacidade de infiltração e a taxa de afluência, dada por:

$$T^t = \min (P^t ; C^t) \quad (4.12)$$

Onde  $T^t$  é a taxa de infiltração ( $LT^{-1}$ ).



#### 4.3.3.4 Balanço hídrico

O balanço de massa em um reservatório, com volume de controle definido, pode ser obtido por simplificações no Teorema de Transporte de Reynolds, simplificadamente, resumido nas seguintes equações.

$$\frac{dL(t)}{dt} = \frac{1}{A_{TC}} (Q_{orif}^t + Q_{exf}^t) \quad (4.13)$$

$$\frac{dh(t)}{dt} = \frac{1}{A_{TC}} (Q_{vert}^t + Q_{inf}^t) \quad (4.14)$$

$$Q_{out}^t = Q_{orif}^t + Q_{vert}^t + Q_{exf}^t \quad (4.15)$$

$$Q_{in}^t - Q_{out}^t = \frac{dS(t)}{dt} \quad (4.16)$$

Onde  $Q_{in}^t$  é a vazão de entrada no instante  $t$  ( $L^3T^{-1}$ ),  $Q_{out}^t$  é a vazão de saída do volume de controle ( $L^3T^{-1}$ ) e  $S$  o volume armazenado no volume de controle que corresponde à *ponding depth* e às camadas drenantes ( $L^3$ ),  $Q_{exf}^t$  é a soma da percolação de fundo e lateral ( $L^3T^{-1}$ ).

#### 4.3.3.5 Vazão de saída e equações governantes

A curva cota-descarga do reservatório de biorretenção depende de sua condição de saturação, da lâmina de *ponding depth*, do calibre dos dispositivos de extravazão e da capacidade de infiltração no volume de controle. Esta, depende de cada condição do estado de saturação, tanto para o volume que entra nas camadas drenantes, quanto em relação ao volume que percola lateralmente ou no fundo. No caso onde há o escoamento por todos os dispositivos extravasores, percolação lateral e no fundo, tem-se que.

Se  $V_{TC} = V_{MAX}$  e  $h \geq p$  então

$$Q_{out}^t = \min (n_1 C_{d,orif} \sqrt{2g(L_d + h^t)}; C^t A_{TC}) + n_2 K C_{d,vert} b (h - p) h^{\frac{3}{2}} \sqrt{2g(h^t - p)} + K_{sat,l} 2SL_d + K_{sat,fund} A_{TC} \quad (4.17)$$

Onde  $n_1$  é o número de orifícios de fundo,  $C_{d,orif}$  é o coeficiente de descarga corrigido em função da posição do orifício no reservatório,  $L_d$  é a altura drenante da técnica compensatória ( $L$ ),  $b$  é a função que descreve a geratriz superior do vertedor em função de sua carga hidráulica ( $L$ ),  $g$  é a aceleração da gravidade ( $LT^{-2}$ ),  $p$  o paramento do vertedor ( $L$ ),

$C_{d,vert}$  é o coeficiente de descarga do vertedor,  $K$  uma constante do vertedor que visa explicar a relação da sua espessura e tipo de parede,  $n_2$  a quantidade de vertedores e.  $K_{sat,l}$  é condutibilidade hidráulica saturada da interface da biorretenção e do solo lateral ( $LT^{-1}$ ),  $s$  é o semiperímetro da técnica ( $L$ ) e  $K_{sat,fund}$  é a condutibilidade hidráulica saturada do fundo ( $LT^{-1}$ ).

Assume-se uma condutividade hidráulica saturada no fundo e na lateral constantes, pois os gradientes hidráulicos verticais dominam o processo de infiltração e, usualmente, o solo que permeia a técnica e propicia percolação lateral e percolação profunda possuem condutividades hidráulicas saturadas relativamente baixas de acordo com Akan (2013). Tratando-se de vertedores retangulares,  $b$  é uma função constante com a altura. Já no caso de vertedores triangulares,  $b$  é função do ângulo de abertura do vertedor, sendo essa dada pela Equação 4.18. (PORTO, 2006).

$$b^t = 2(h^t - p) \cdot \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right) \quad (4.18)$$

Onde  $\alpha$  é o ângulo de abertura do vertedor em radianos.

Casos particulares da Equação 4.17 são obtidos para as seguintes condições apresentadas na Tabela 4.4:

Tabela 4.4 - Casos particulares de escoamento, suas variáveis descritivas e suas equações

Condição	Orifício	Vertedor	Percolação	Percolação de
			Lateral	Fundo
$V_{TC} = V_{MAX}$ e $h < p$	$\min(n_1 C_{d,orif} \sqrt{2g(L_d + h)};$ $C^t A_{TC})$	--	$K_{sat,l} 2sL_d$ ou 0	$K_{sat} A_{TC}$ ou 0
$V_{TC} < V_{MAX}$ e $L_{max}(1, i) = L_d$	$\min(n_1 C_{d,orif} \sqrt{2gL^t};$ $C^t A_{TC})$	--	$K_{sat,l} 2sL^t$ ou 0	$K_{sat} A_{TC}$ ou 0

Fonte: Adaptado de Porto (2006).

Definindo um tempo discreto  $\Delta t$  e integrando por diferenças finitas, a eq. (4.16) vem que:

$$A_2 = \overbrace{Q_{in}^t + Q_{in}^{t+1} + \left(\frac{2S^t}{\Delta t} - Q_{out}^t\right)}^{\text{Valores Conhecidos}} = \overbrace{\left(\frac{2S^{t+1}}{\Delta t} + Q_{out}^{t+1}\right)}^{\text{Valores Calculados}} \quad (4.19)$$

Desse modo, conhecendo as curvas *stage-storage-discharge* do reservatório, obtém-se tempo a tempo as vazões efluentes em um dado reservatório de geometria e hidrograma afluente conhecido. O método de *Puls* tabular se dá na forma de pesquisas em tabelas auxiliares e o método gráfico é facilmente aplicado calculando-se o fator  $A_2$  para cada passo de tempo, buscando nas curvas auxiliares os volumes e descargas respectivos para esse fator de armazenamento. Sabendo o tipo de escoamento, calcula-se o fator  $A_2$  dado pela Equação 4.19 e, utilizando a tabela auxiliar do método de *Puls* para cada caso de escoamento obtido, obtém-se os valores de  $S^{t+1}$ ,  $Q_{orif}^{t+1}$   $Q_{vert}^{t+1}$ . O procedimento então é repetido até se propagar toda a vazão no reservatório.

#### 4.3.3.6 Volume infiltrado no intervalo de tempo

O volume infiltrado é função da taxa de infiltração e pode ser obtido para um passo  $i$  por:

$$V_{inf}^t = C^t A_{TC} \Delta t \quad (4.20)$$

Onde  $V_{inf}^t$  é o volume infiltrado no final do instante  $t$  ( $L^3$ ).

#### 4.3.3.7 Volume armazenado no interior da TC

O volume que há no interior da técnica no instante  $i$  é dado pela Equação (4.21).

$$V_{TC}^t = V_{TC}^{t-1} + V_{inf}^t - Q_{orif}^{t-1} \Delta t - Q_{lat}^{t-1} \Delta t - Q_{fund}^{t-1} \Delta t \quad (4.21)$$

Onde  $V_{TC}^t$  é o volume armazenado na técnica no instante  $t$  ( $L^3$ ),  $V_{TC}^{t-1}$  é o volume armazenado no instante anterior ( $L^3$ ),  $Q_{orif}^{t-1}$  é a vazão do orifício no  $i$  ( $L^3T^{-1}$ ),  $Q_{lat}^{t-1}$  é a vazão lateral no instante  $t-1$  ( $L^3T^{-1}$ ), e  $Q_{fund}^{t-1}$  é a vazão no fundo no instante  $t-1$  ( $L^3T^{-1}$ ).

Evidentemente há uma simplificação ao adotar a vazão de saída como constante e igual à do passo anterior. Para escalas de tempo adequadas, essa simplificação é razoável. Após o cálculo de  $V_{TC}^t$ , deve-se comparar seu valor com o valor máximo de armazenamento, dado pela Equação 4.7. Sabendo o volume armazenado, pode-se estimar a camada de saturação e, por conseguinte, a condição de saturação definindo-se o tipo de escoamento.

$$L^t = \frac{V_{TC}^t}{A_{TC}(\theta_{sat} - \theta_i)} \quad (4.22)$$

#### 4.3.4 Pré-dimensionamentos

Muitas vezes em projetos há a carência de dados de campo para a estimativa e avaliação acurada do comportamento das estruturas hidráulicas a serem projetadas. Assim, eventos críticos e sintéticos são utilizados como condições de projeto. Desse modo, uma importante ferramenta são os métodos de pré-dimensionamento que, muito embora tenham limitações importantes, fornecem designs que podem atender critérios como restrição de volumes tanto em relação ao excesso de escoamento superficial, quanto em relação ao volume de *first flush*. A Tabela 4.5 apresenta os modelos de pré-dimensionamento do *Bioretention Manual* e da *Curva Envelope* e suas equações.

Tabela 4.5 - Pré-dimensionamento da TC-3G pelos métodos simplificados				
Método	Equações	Princípios		
Bioretention Manual	$WQV = P(90\%)R_v A_d$ $R_v = 0,05 + 0,9I$ $WPD = \Delta P_{ef} A_d$ $\Delta P_{ef} = \text{máx} \left[ \frac{(P(90\%) - I_{a,pós})^2}{(P(90\%) + 0,8S_{pós})} - \frac{(P(90\%) - I_{a,pré})^2}{(P(90\%) + 0,8S_{pré})} \right]; P2,24$ $WV = \text{máx} \left( \frac{WQV}{\eta}; \frac{WPD}{\eta} \right)$ $A_{TC} = \frac{WV \eta d_b}{\frac{K_{sat}}{F.S} (h_b + d_b) t_b} = \frac{WV \eta}{(h_b + d_b)}$ $t_b = \frac{\eta d_b}{\left( \frac{K_{sat}}{F.S} \right)}$	<p>O manual de biorretenções de Maryland (COUNTY, 2007), leva em conta um volume mínimo útil para o tratamento do <i>first flush</i> (WQV) e um volume mínimo para retornar o regime de escoamento às condições de pré-urbanização (WPD)</p>		
	Curva Envelope		$\Delta h = \text{máx} \left( \int_{t_0}^t P(t) dt - \int_{t_0}^t \frac{Q(t)}{A_e} dt \right)$ $\int_{t_0}^t P(t) dt \cong \frac{K \cdot TR^a}{(b + t)^c} (t - t_0)$ $Q(t) = C_{pré} i_{pré} A_d$ $A_e = A_d C_{pós}$ $V_{c,e} = \Delta h A_e / \eta$ $A_{TC} = V / h_d$	<p>O método da curva-envelope considera a máxima diferença entre a curva <i>PDF</i> e a curva de vazão de saída específica de pré-urbanização (Silveira e Goldefum, 2007)</p>

Onde  $WQV$  é o volume necessário para tratar o *first flush* ( $L^3$ ),  $R_v$  é o coeficiente de áreas diretamente conectadas,  $A_d$  é a área de drenagem da bacia ( $L^2$ ),  $I$  é a taxa de área impermeável,  $WPD$  é a volume armazenado útil necessário para reter a parcela excedente da pré-urbanização ( $L^3$ ),  $P(90\%)$  é a precipitação com probabilidade de 90% de ser igualada ou superada ( $L$ ),  $I_{após}$ ,  $I_{apré}$ ,  $S_{pós}$  e  $S_{pré}$  são os coeficientes de perdas iniciais (mm) e de potencial de armazenamento do método SCS-CN (mm) para os estados de pré e pós urbanização respectivamente,  $P_{2,24}$  é a precipitação com 2 anos e tempo de recorrência e duração de 24h ( $L$ ),  $WV$  é o volume calculado pelo método do Bioretention Manual ( $L^3$ ),  $K_{sat}$  é a condutibilidade hidráulica saturada média da camada drenante ( $LT^{-1}$ ),  $F.S$  é um fator de segurança usualmente adotado com 2,  $h_b$  é altura de areia ( $L$ ),  $d_b$  é a altura de brita ( $L$ ),  $t_b$  é o tempo de esvaziamento esperado ( $T$ ),  $h$  é a lâmina mínima adotada para se reservar ( $L$ ),  $P(t)$  é a função que descreve a precipitação ao longo do tempo ( $L$ ),  $Q(t)$  é a vazão que descreve a vazão de saída da TC ao longo do tempo ( $LT^{-1}$ ),  $C_{pré}$  e  $C_{pós}$  são os coeficientes de escoamento de pré-urbanização e pós urbanização respectivamente,  $K$ ,  $a$ ,  $b$ ,  $c$  são parâmetros de ajuste da IDF tipo Shermman,  $A_e$  é a área de drenagem efetiva da bacia ( $L^2$ )  $V_{cc}$  é o volume total a se armazenar pela TC ( $L^3$ ) e  $h_d$  é a altura drenante total da técnica ( $L$ ).

### 4.3.5 Modelos em escala reduzida

A construção de modelos em escala reduzida possibilita o monitoramento dos processos do ciclo hidrológico e, por consequência, fornece dados para calibração de modelos matemáticos. Utilizando-se de eventos controlados em protótipo de biorretenção, mas esperados no modelo em escala real via razões de proporcionalidade do problema, é possível melhorar a compreensão hidrológica-hidráulica-qualitativa de técnicas compensatórias. Harada e Ichikawa (1994) via construção de um modelo físico em escala reduzida, estimaram as propriedades hidrogeotécnicas de um pavimento permeável em escala real, utilizando eventos simulados em escala reduzida.

#### 4.3.5.1 Esquema construtivo do protótipo

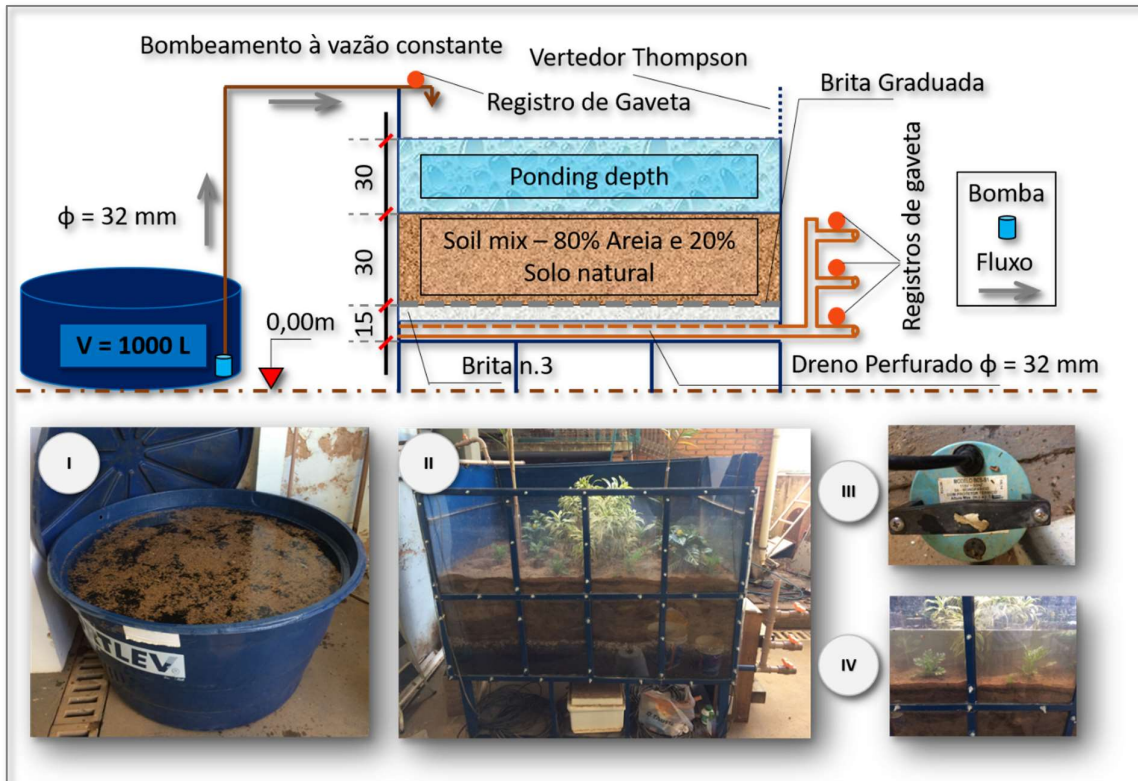
O protótipo de biorretenção construído foi feito de material metálico soldado com cantoneiras e chapas metálicas e possui dimensões absolutas externas de 1,5m x 1,0m x 0,9m, conforme ilustra a Figura esquemática 4.4.

Em seu fundo há um dreno de PVC com 32 mm nominal com furos da ordem de 8 mm que é coberto por uma camada de brita n. 3, com espessura de 15cm. Em seguida, há uma camada de uma brita especial com granulometria intermediária entre a brita n.3 e a areia grossa misturada com solo, de modo a minimizar a colmatção do dreno pela eventual entrada de finos. Acima dessa pequena camada, há 30 cm de uma mistura de areia grossa e solo natural em proporção 4:1, respectivamente. Ao final da camada de *ponding depth* de 30 cm, há um vertedor tipo *Thompson*.

Foram feitas 13 campanhas avaliando eventos de magnitude de 5 anos e 100 anos para durações críticas de 30 minutos, aferindo-se parâmetros quantitativos como vazões de entrada e saída (orifício e vertedor) e profundidade da camada de saturação, como também parâmetros de qualidade da água que posteriormente foram analisados e fogem do escopo dessa pesquisa. A escolha dos tempos de retorno e durações dos eventos controlados teve por objetivo observar o comportamento da estrutura tanto para eventos de menor magnitude, avaliando a performance em serviço da técnica, quanto para eventos extremos, avaliando sua eficiência.

O controle das vazões de saída se deu por meio de registros de gaveta que foram colocados no formato de tubos conectantes espaçados a cada 10 cm de altura. Embora 13 campanhas tivessem sido feitas, a utilização de registros superiores e/ou parcialmente fechados fora feita em 11 eventos, sendo, portanto, apenas 3 campanhas com o registro inferior totalmente aberto, alvo de estudo para a posterior calibração e validação do modelo.

Figura 4.4 - Esquema experimental do protótipo. Dimensões em cm. (I) Reservatório de 1000 L, (II) vista frontal do protótipo, (III) bomba hidráulica utilizada e (IV) evento com acumulação na camada de *ponding depth*.



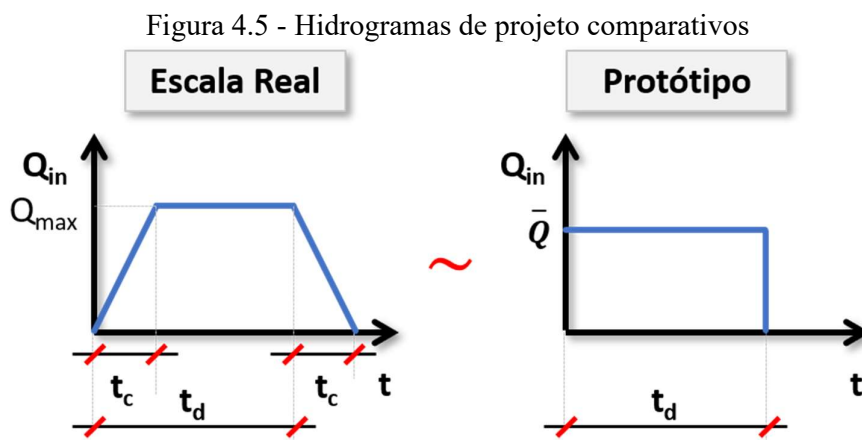
Visando a comparação com o modelo em escala real construído e dimensionado, as dimensões lineares do protótipo foram feitas em razão 1:2. Para efeito de comparação, utilizou-se o método de escala reduzida apresentado em Macedo et al. (2018), sendo as proporcionalidades entre volumes de chuva e vazões de entrada em função de critérios como a relação entre a área, altura e volume da TC em escala reduzida e em escala real. A Tabela 4.6 apresenta a comparação entre as vazões e dimensões.

Para estimar a vazão afluyente, foi considerado um coeficiente de escoamento superficial de 0,95. Devido a dificuldades experimentais, optou-se por simular no protótipo vazões afluentes constantes e iguais ao valor esperado do hidrograma triangular do método racional para uma duração de 30 minutos e tempo de concentração de 5 minutos. A vazão afluyente ao protótipo fora calibrada pelo fechamento parcial do registro de gaveta de entrada até que se estabelecesse a vazão calculada no protótipo dada esquematicamente pelo gráfico da Figura 4.5.

Tabela 4.6 - Comparativo entre o protótipo e o modelo em escala real

Dispositivo	Comprimento [m]	Largura [m]	Altura [m <sup>2</sup> ]	Área [m <sup>2</sup> ]	Volume [m <sup>3</sup> ]	Q <sub>5,30</sub> [L/s]	Q <sub>100,30</sub> [L/s]
Protótipo	1.50	1	0.45	1.5	0.675	0,39	0,59
Escala Real	3.00	2	0.9	6	5.400	1,35	2,04

Fonte: Autor



Fonte: Autor

Assim, a vazão média a ser simulada no protótipo de modo a representar a mesma taxa de aplicação é dada pela Equação 4.23.

$$\frac{Q_{\text{medTC}}(t_d + t_c)/t_d}{A_{\text{TC}}} = \frac{\bar{Q}}{A_{\text{prot}}} \quad (4.23)$$

Onde  $Q_{\text{medTC}}$  é o valor esperado da vazão para uma duração de escoamento de  $(t_d + t_c)$  ( $LT^{-1}$ ),  $t_d$  é a duração da chuva constante (T),  $t_c$  é o tempo de concentração da bacia (T),  $\bar{Q}$  é a vazão constante simulada no protótipo ( $LT^{-1}$ ) e  $A_{\text{prot}}$  é a área do protótipo ( $L^2$ ). A Equação 4.23 é válida para qualquer sistema de unidades consistente.

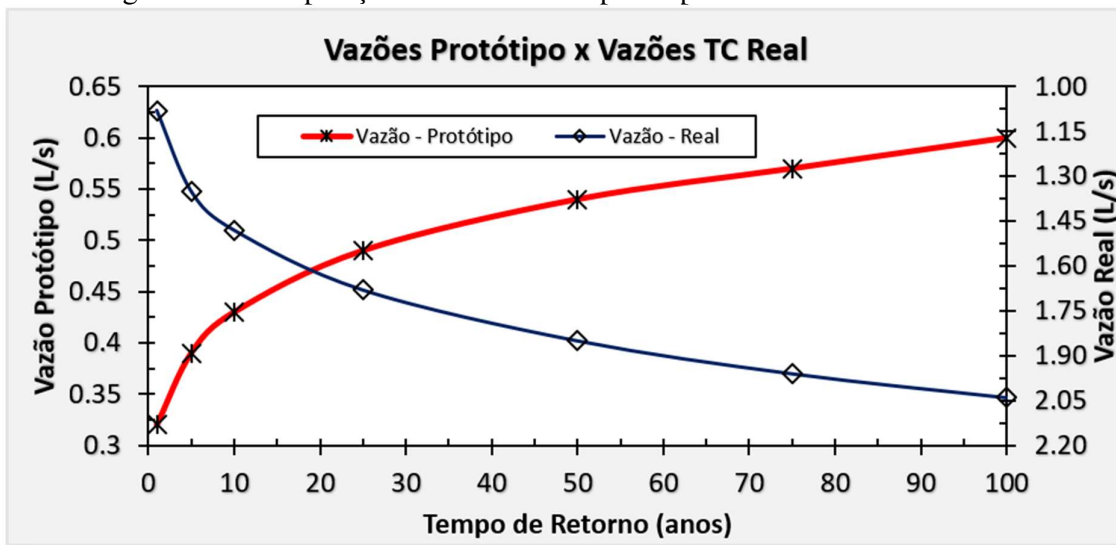
$$Q_{\text{medTC}} = \frac{2t_d C i_{\text{TR},30} A_d}{7200} \quad (4.24)$$

Onde  $C$  é o coeficiente de *runoff* da bacia da escala real adotado igual a 0,95,  $i_{\text{TR},30}$  é a intensidade de projeto calculada pela IDF proposta no capítulo 3.

$$i = \frac{819,67 \cdot \text{TR}^{0,138}}{(10,77 + t_c)^{0,75}} \quad (4.25)$$

A Figura 4.6 apresenta as vazões constantes a serem bombeadas no protótipo para simular eventos com duração de 30 minutos em uma bacia de 94 m<sup>2</sup> com tempo de concentração de 5 minutos e coeficiente de *Runoff* de 0,95.

Figura 4.6 - Comparação entre vazões do protótipo e do modelo em escala real



Fonte: Autor

#### 4.3.5.2 Calibração do modelo TC-Hydro

Os parâmetros descritivos do modelo que governa a infiltração na técnica e sua capacidade de enchimento e esvaziamento, são majoritariamente os parâmetros do modelo de



Green e Ampt (1911). Em função das camadas apresentadas na Figura 4.4 e em função dos valores médios esperados para essas grandezas, pode-se estabelecer faixas de aplicação para a calibração do modelo. Considerando os valores estabelecidos na literatura (e.g., Collischonn e Dornelles (2013)), pode-se adotar uma primeira solução para o problema. A tabela 4.7 apresenta uma estimativa dos parâmetros de infiltração e as camadas de cada tipo de material encontradas no protótipo.

Tabela 4.7 - Parâmetros de infiltração dos materiais de preenchimento

Material	$K_{sat}$ [cm.h <sup>-1</sup> ]	h [m]	$\theta_i$ (cm <sup>3</sup> cm <sup>-3</sup> )	$\Theta_{sat}$ (cm <sup>3</sup> cm <sup>-3</sup> )	$\psi$ (cm)
Areia	12	0.24	0.02	0.437	5
Solo natural	4	0.06	0.068	0.398	21.8
Brita	100*	0.15	0.02	0.35	1

Fonte: COLLISHONN e DORNELLES (2013) e CHAPUIS (2004).

\* O valor considerado calculado foi obtido com  $D_{10} = 5$  mm utilizando a equação ajustada em CHAPUIS, (2004).

Desse modo, foi possível avaliar os valores médios das grandezas, via média ponderada em relação à altura. Entretanto, para a calibração do modelo, definiu-se uma faixa de variação de 40% em torno dos valores médios calculados, de modo a possibilitar a calibração do modelo com intervalos factíveis. A Equação 4.26 define o indicador de Nash-Sutcliffe.

$$NSE_i = 1 - \frac{\sum_{t=1}^{T_i} (Q_{m,i}^t - Q_{o,i}^t)^2}{\sum_{t=1}^{T_i} (Q_{o,i}^t - \overline{Q_{o,i}})^2} \quad (4.26)$$

Onde  $t$  é o passo de tempo analisado ( $T$ ),  $T_i$  é o total de passos do evento  $i$ ,  $Q_{m,i}^t$  é a vazão modelada do evento  $i$  no instante  $t$ ,  $Q_{o,i}^t$  é a vazão observada no evento  $i$  no instante  $t$ ,  $\overline{Q_{o,i}}$  é a vazão observada média do evento  $i$ .

Como as vazões aferidas no experimento são valores médios no intervalo da discretização, através de reservatórios com precisão de 0.5 L, calibra-se, portanto, a média das vazões modeladas nos instantes  $(t - 1)$  e  $t$  com os valores observados do instante  $T_i$ . De modo a representar um ajuste tanto nos dados observados e modelados quanto no balanço hídrico propriamente dito, optou-se por utilizar uma função objetivo normalizada levando em conta a ponderação da média aritmética do NSE dos eventos, juntamente com a média aritmética da soma do erro relativo do balanço hídrico de cada evento ao final das observações. Pesos para cada indicador foram estabelecidos na calibração. O modelo de calibração é descrito nas equações (4.27, 4.28, 4.29, 4.30 e 4.31).

$$\text{máx F. O} = \left( \frac{k_1}{k_2 + k_1} \right) \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \text{NSE}^i + \left( \frac{k_2}{k_1 + k_2} \right) \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left[ 1 - \text{abs} \left[ \frac{(V_m^i - V_o^i)}{V_{in}^i} \right] \right] \quad (4.27)$$

Sujeito à:

$$24,16 \text{ cm/h} \leq k_{\text{sat}} \leq 56,37 \text{ cm/h} \quad (4.28)$$

$$0,0158 \leq \theta_i \leq 0,0407 \quad (4.29)$$

$$0,2417 \leq \theta_{\text{sat}} \leq 0,4833 \quad (4.30)$$

$$3,544 \leq \psi \leq 8,269 \quad (4.31)$$

Onde  $n$  é o número de eventos analisados,  $k_1$  é o peso atribuído ao NSE,  $k_2$  é o peso atribuído ao erro no balanço hídrico,  $V_m^i$  é o volume efluente modelado,  $V_o^i$  é o volume efluente observado e  $V_{in}^i$  é o volume afluente.

Os valores de umidade antecedente, isto é, camada inicial de saturação do modelo de Green-Ampt (1911) foram obtidas por sensores de umidade localizados no interior das camadas drenantes da TC e depois convertidos em lâmina interior média equivalente.

## 4.4 RESULTADOS

### 4.4.1 Pré-dimensionamentos

Os resultados dos pré-dimensionamentos pelos métodos do *Bioretention Manual* e o da *Curva Envelope* são apresentados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Resultados do pré-dimensionamento

Método	Volume [m <sup>3</sup> ]	Área [m <sup>2</sup> ]
Bioretention Manual	[(2,76 <sup>i</sup> ; 5,50 <sup>ii</sup> )* ; (4,60 <sup>i</sup> ; 17,14 <sup>ii</sup> ) **]	[9,57 <sup>i</sup> (~10%); 19,04 <sup>ii</sup> (~21%)]
Curva Envelope	(2,26* ; 7,05**)	[7,83 (~9%)]

\* São valores úteis, \*\* São valores corrigidos pela porosidade média, i é em relação ao WQV e ii em relação ao ao WPD. Os dados considerados para o método do *Bioretention Manual* foram  $P(90\%) = 32,5$  mm;  $A_d = 94$  m<sup>2</sup>;  $d_b = 0,60$  m;  $h_b = 0,30$  m,  $F.S = 2$ ;  $I = 0,95$ ;  $K_{\text{sat}} = 40,26$  cm/h; camada de material drenante em proporção 80-20% entre areia e solo natural,  $\eta = 32,1$  %  $CN_{\text{pré}} = 70$ ;  $CN_{\text{pós}} = 98$ ;  $P_{2,24} = 92$  mm. Já para a curva envelope adotou-se a IDF do capítulo 3,  $TR = 5$  anos,  $Q_{\text{pré}} = 0,414$  L/s;  $C_{\text{pós}} = 0,95$ ,  $h_d = 0,9$  m. As áreas obtidas foram comparadas com as áreas impermeáveis diretamente conectadas os resultados são apresentados em percentuais.

Fonte: Autor

Assim, avaliando os resultados, optou-se por pré-dimensionar a TC em escala real com dimensões de 3x2 m e altura de 0,9 m infiltrante (6 m<sup>2</sup> ; 5,4 m<sup>3</sup> \*\*), sendo composta por 30 cm de brita n. 3 e 60 cm de areia grossa em proporção 4:1 com solo natural. Acima da camada de areia, optou-se por utilizar uma camada de *ponding depth* de 0,6 m, com um volume disponível de armazenamento, considerando as camadas drenantes a *ponding depth*, de aproximadamente 4,6 m<sup>3</sup>. O manual de biorretenções do estado americano de Maryland, (MDE, 2000), recomenda uma camada de *ponding* de 30 cm. Entretanto, optou-se por utilizar 60 cm, de modo a atender condições futuras adversas de eventuais mudanças de uso e ocupação, incremento de áreas de drenagem conectadas e mudanças climáticas que serão alvo dos futuros módulos (MACEDO et al., 2019).

#### 4.4.2 Simulação, calibração e validação do modelo

Os eventos escolhidos para a calibração foram o evento 7 (P100,30) e o evento 1 P(5,30). Optou-se por escolher um evento de grande magnitude e um evento de magnitude inferior de modo que o modelo receba diferentes *inputs* e que sua utilização funcione para condições adversas de umidades antecedentes e hidrogramas de entrada.

Para a validação do modelo, optou-se por utilizar o evento 13. A função objetivo dada pela Eq. 4.27 foi aplicada utilizando os valores de  $k_1$  e  $k_2$  iguais a 5 e 1, respectivamente. Os resultados da calibração e validação encontram-se na Tabela 4.9 e na Figura 4.7.

Tabela 4.9 - Resultados da calibração e validação

Evento	$L_0$ [m]	$V_{in}$ [m <sup>3</sup> ]	$V_m$ [m <sup>3</sup> ]	$V_{out}$ [m <sup>3</sup> ]	$1 - \Delta V/V_{in}$	NSE	F.0
1	0,090	0,726	0,768	0,629	81%	74%	75%
7	0,100	1,134	1,089	0,962	89%	91%	91%
13	0,045	0,721	0,734	0,600	81%	60%	63%

A calibração do modelo foi feita utilizando o algoritmo evolucionário do Ms. Excel ® com população inicial de 100 indivíduos com uma taxa de mutação de 0.075.

##### 4.4.2.1 Parâmetros Calibrados

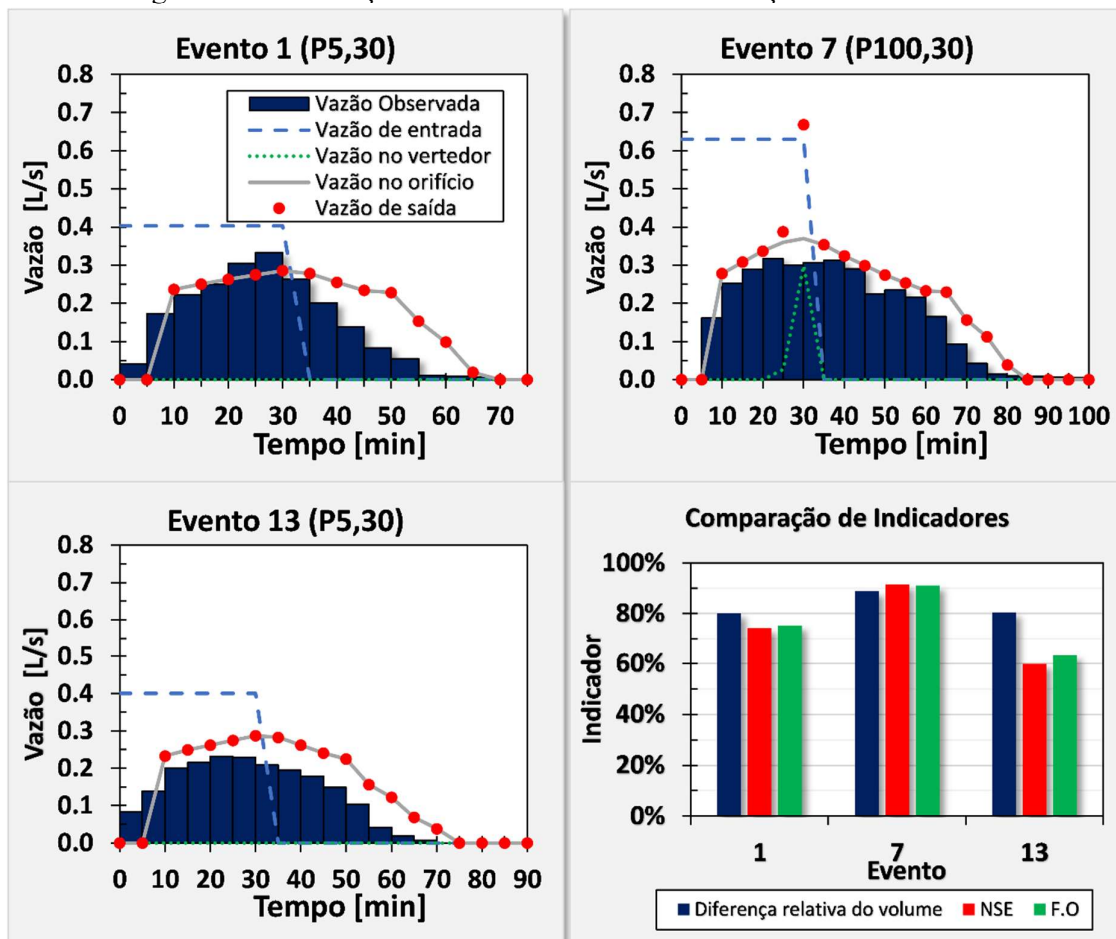
A curva de capacidade de infiltração pode ser então estimada com os parâmetros calibrados, utilizando a Equação 4.10. A aplicação dos parâmetros calibrados conduz a Equação 4.32.

$$T_x = 46,89 \text{ cmh}^{-1} \left[ 1 + \frac{(6,6981 \text{ cm} + h)(0,3226 - 0,0170)}{I} \right] \quad (4.32)$$

#### 4.4.3 Projeções do comportamento hidráulico no modelo em escala real

A definição do risco admitido no projeto, da duração da tormenta e da área adotada não é uma decisão trivial e depende de considerações preliminares. Canholi (2015), no dimensionamento de uma bacia de retenção em São Paulo - Brasil, avaliou diferentes distribuições temporais e tempos de retorno verificando a sensibilidade do hidrograma de entrada e concluiu que a chuva de 2h era crítica para seu projeto. De modo a auxiliar a tomada de decisão, análises variando as durações das tormentas e suas frequências foram avaliadas com o objetivo de se obter a duração crítica esperada com maior probabilidade de ocorrência.

Figura 4.7 - Calibração com os eventos 1 e 7 e validação com o evento 13



#### 4.4.3.1 Duração crítica de projeto

Para definir a duração crítica de projeto, estudos de sensibilidade em relação à duração podem ser elaborados de modo a definir os hidrogramas afluentes críticos para determinado padrão de distribuição temporal e risco (CANHOLI, 2015). Porém, uma maneira alternativa de definir a duração crítica de projeto é, ao invés de avaliar apenas o hidrograma afluente, avaliar concomitantemente o hidrograma efluente da TC, definindo, portanto, as condições críticas de projeto para o hidrograma de saída da técnica. Para avaliar essas condições, escolheu-se como variáveis explicativas a vazão de pico efluente e a altura máxima de *ponding depth* observada, haja vista a possibilidade de *overtopping* e o impacto da vazão de pico efluente nos sistemas receptores de drenagem urbana.

Em relação ao risco admitido para microdrenagem, Miguez, Veról e Di Gregorio (2017) recomendam 10 anos, mas os autores afirmam que as regulações de cada localidade são que fornecem as diretrizes. Entretanto, de modo a avaliar a duração crítica de projeto da biorretenção em estudo, foi simulado seu comportamento para tempos de retorno de 1, 5, 10, 20, 25, 50 e 100 anos para incrementos de duração de 30 minutos até 420 minutos, com discretizações temporais de 10 em 10 minutos para o hidrograma de Huff 1º quartil.

Embora, a partir da duração de 120 minutos fosse necessário utilizar os outros polinômios de Huff (Huff, 1967), adotou-se a distribuição de primeiro quartil por simplicidade na análise e pelo próprio erro introduzido do ajuste estatístico para o 2º quartil via polinômios. A Figura 4.8 representa a sensibilidade da vazão de pico e da altura máxima de *ponding depth* em relação à duração da tormenta para a biorretenção do estudo de caso, pré-dimensionada no item 4.3.2.

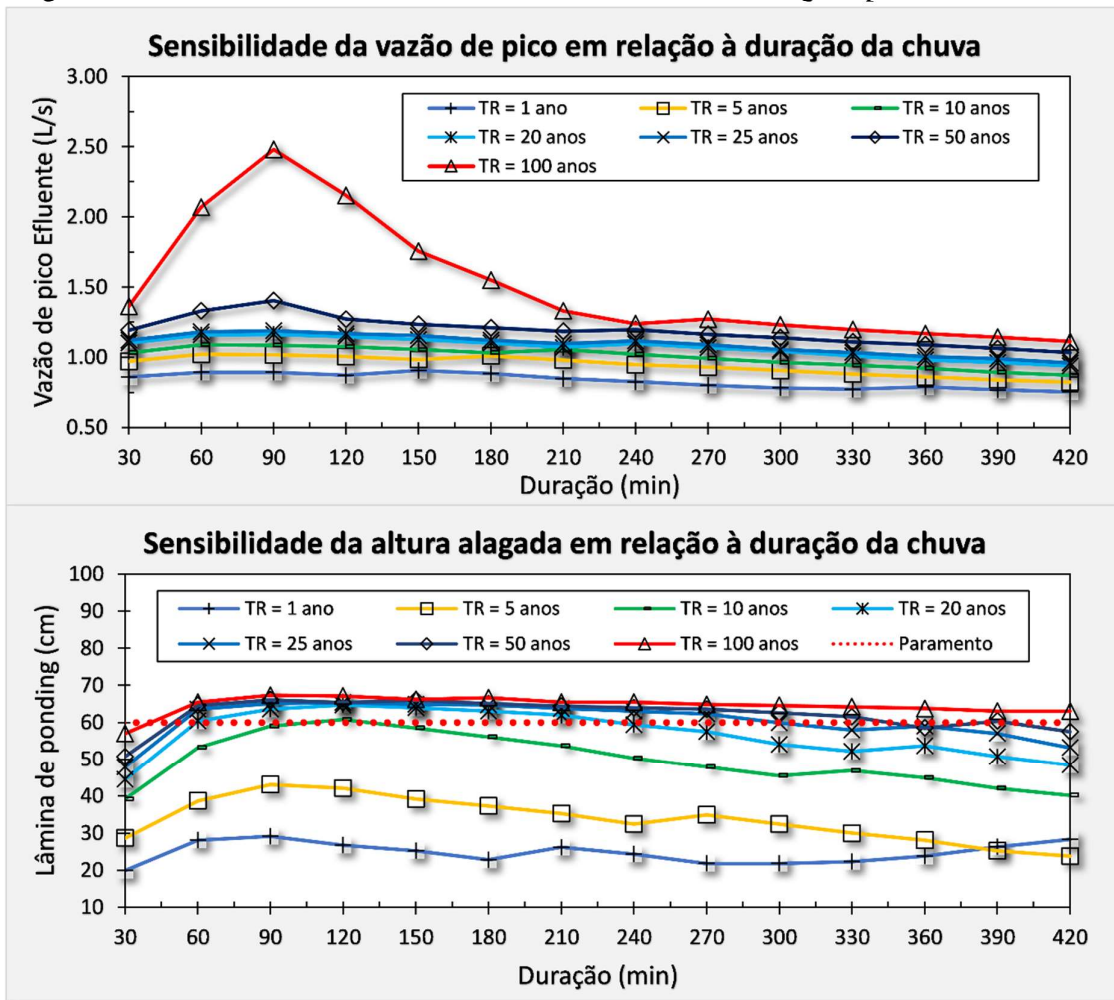
A Figura 4.8 mostra que levando em conta a vazão efluente máxima e a máxima altura alagada, a duração crítica está entre 90 e 150 min. Portanto, como os maiores valores de vazão de pico e de altura máxima para os diversos tempos de retorno considerados são na duração de 120 min, optou-se por considerar essa duração de tormenta como crítica.

#### 4.4.3.2 Análise da área da técnica

De modo a avaliar a eficiência da técnica perante eventos extremos, uma análise do impacto da área da técnica em relação ao volume efluente e à vazão efluente foi elaborada. A

Figura 4.9 apresenta a análise do volume retido e da vazão de pico efluente para passos de 0.5% em 0.5% até 10% da área de drenagem impermeável da bacia. Sob o ponto de vista de percolação profunda e recarga de lençóis, Dussailant (2004) determinou que a área ótima é da ordem de 15% da área impermeável diretamente conectada para o sudeste de Wisconsin nos EUA. Contudo, como a biorretenção em estudo é de 3ª geração (MACEDO et al., 2019), todo o volume obtido é armazenado e, embora a recarga de fundo e lateral não exista neste projeto, há o controle total de volumes, em eventos que não vertem pelo vertedor, justamente pelo armazenamento em reservatórios à jusante para o reuso da água.

Figura 4.8 - Sensibilidades da vazão máxima de saída e altura alagada para diferentes riscos

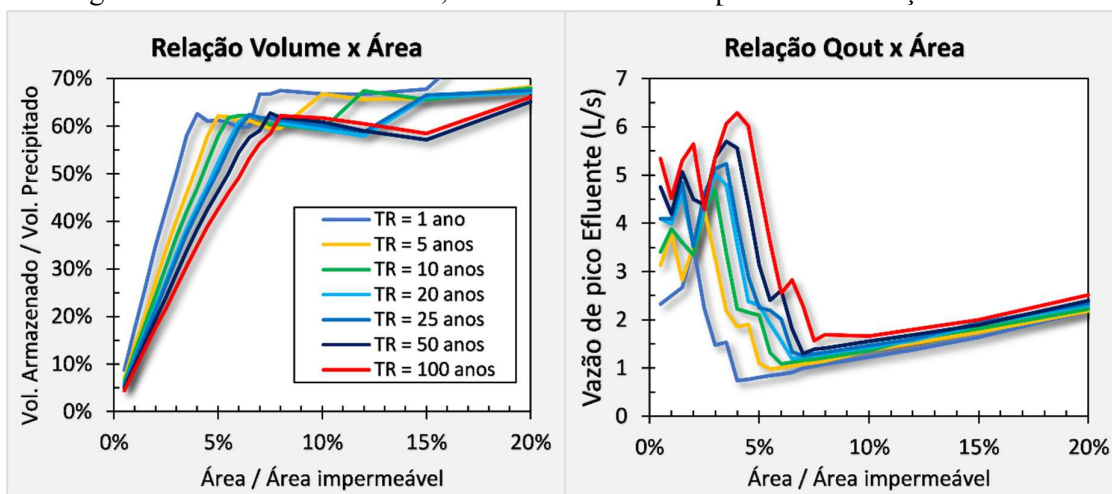


Fonte: Autor

Assim, avaliando a sensibilidade do volume instantâneo máximo acumulado na técnica, isto é, avaliando o volume armazenado no interior das camadas filtrantes acrescido do volume

da *ponding depth* para uma condição de umidade inicial de 10%, do volume da TC, obtém-se a Figura 4.9 que apresenta a variação do volume retido e da vazão máxima esperada para cada tempo de retorno adotado.

Figura 4.9 - Análise do volume, área e vazão efluente para a biorretenção em estudo



Fonte: Autor

Observa-se que há um limite de volume armazenado próximo de 60% do volume precipitado.

#### 4.4.3.3 Envoltórias de hidrogramas efluentes

O modelo TC-Hydro conta um módulo de análise de sensibilidade levando em conta distribuições temporais, umidades antecedentes e incertezas nos parâmetros calibrados. Assim, de modo a avaliar combinações factíveis dessas grandezas, uma análise estatística, levando em conta as 486 combinações possíveis, foi elaborada. As incertezas que decorrem dos modelos são basicamente a distribuição temporal adotada, condição de umidade antecedente e incerteza dos parâmetros de infiltração, que embora calibrados, podem apresentar certas inconsistências (STEWART et al., 2017).

Desse modo, avaliou-se a sensibilidade do hidrograma efluente para 3 distribuições temporais (Huff 1º Quartil, Blocos Alternados e Uniforme), 2 condições iniciais de saturação (10% saturada, 100% saturada), 3 possíveis valores de  $\psi$ ,  $\theta_{sat}$ ,  $\theta_i$  e  $k_{sat}$  oscilando em 20% do valor calibrado, de modo a possibilitar uma análise de envoltórias de hidrogramas prováveis. A Figura 4.10 apresenta essas envoltórias para tempos de retorno de 1, 5, 10, 25, 50 e 100 para a duração crítica de 2h de chuva.

Em relação às condições iniciais de saturação, Davis (2008) afirma que elas afetam significativamente a performance de estruturas de infiltração. De acordo com Zhang e Chui (2018), existe uma distribuição de probabilidade que explica as condições iniciais de umidade, entretanto, não é possível obter uma solução analítica para essas distribuições. O mesmo autor, utilizando de ajustes exponenciais em histogramas de densidade de probabilidade da duração e do volume das chuvas observadas, propôs uma função de densidade de probabilidade derivada para obter os valores esperados da condição inicial de saturação de jardins de chuva, o que se mostrou um processo com resultados bons, mas de difícil aplicação pela necessidade extensiva de dados de chuva subsidiárias e durações observadas das tormentas.

Outros estudos têm avaliado, por outro lado, eventos de projeto em condições iniciais saturadas, hipótese de Howard (1976) ou inicialmente vazias (Guo e Baez, 2007). A adoção dessas hipóteses depende do objetivo esperado. A Figura 4.10 apresenta as envoltórias dos hidrogramas esperados na TC-3G.

Analisando os resultados das simulações para TR = 100 anos, observa-se uma grande variação no intervalo de 90 minutos, isto é, em 3/4 da duração da tormenta de 2 h. Uma variação considerável no valor representativo do 1º quartil e do 3º quartil também fora observada, fazendo com que o limite de Outlier fosse grande. A combinação que produziu maior vazão nesse instante foi a simulação com Blocos Alternados, inicialmente, com 10% armazenados, valor calibrado de  $\psi$  valor calibrado de  $\theta_{sat}$ , porém com o limite inferior do coeficiente de condutibilidade hidráulica.

Sob o ponto de vista de valores máximos de vazão esperados, observa-se que os pontos onde há as maiores vazões para os tempos de retorno de 1, 5, 10, 25, 50 e 100 é de 90 minutos seguem condições adversas dos parâmetros de infiltração e umidade iniciais. Entretanto, seguem a mesma distribuição temporal. A Tabela 4.10 sumariza as condições críticas de projeto.

Tabela 4.10 - Condições críticas de projeto considerando diferentes distribuições temporais, incerteza nos parâmetros de infiltração e diferentes condições de umidade inicial.

TR	Distribuição Temporal	$L_0/L_d$ mm <sup>-1</sup>	$\Psi$ (cm)	$\theta_{sat}$ (cm <sup>3</sup> cm <sup>-3</sup> )	$\theta_i$ (cm <sup>3</sup> cm <sup>-3</sup> )	$K_{sat}$ (cmh <sup>-1</sup> )
1	Blocos Alternados	10%	5,358	0,2580	0,02121	56,278
5	Blocos Alternados	100%	5,358	0,2580	0,02121	56,278
10	Blocos Alternados	100%	5,358	0,3225	0,01767	56,278
25	Blocos Alternados	100%	8,037	0,3870	0,01414	37,519



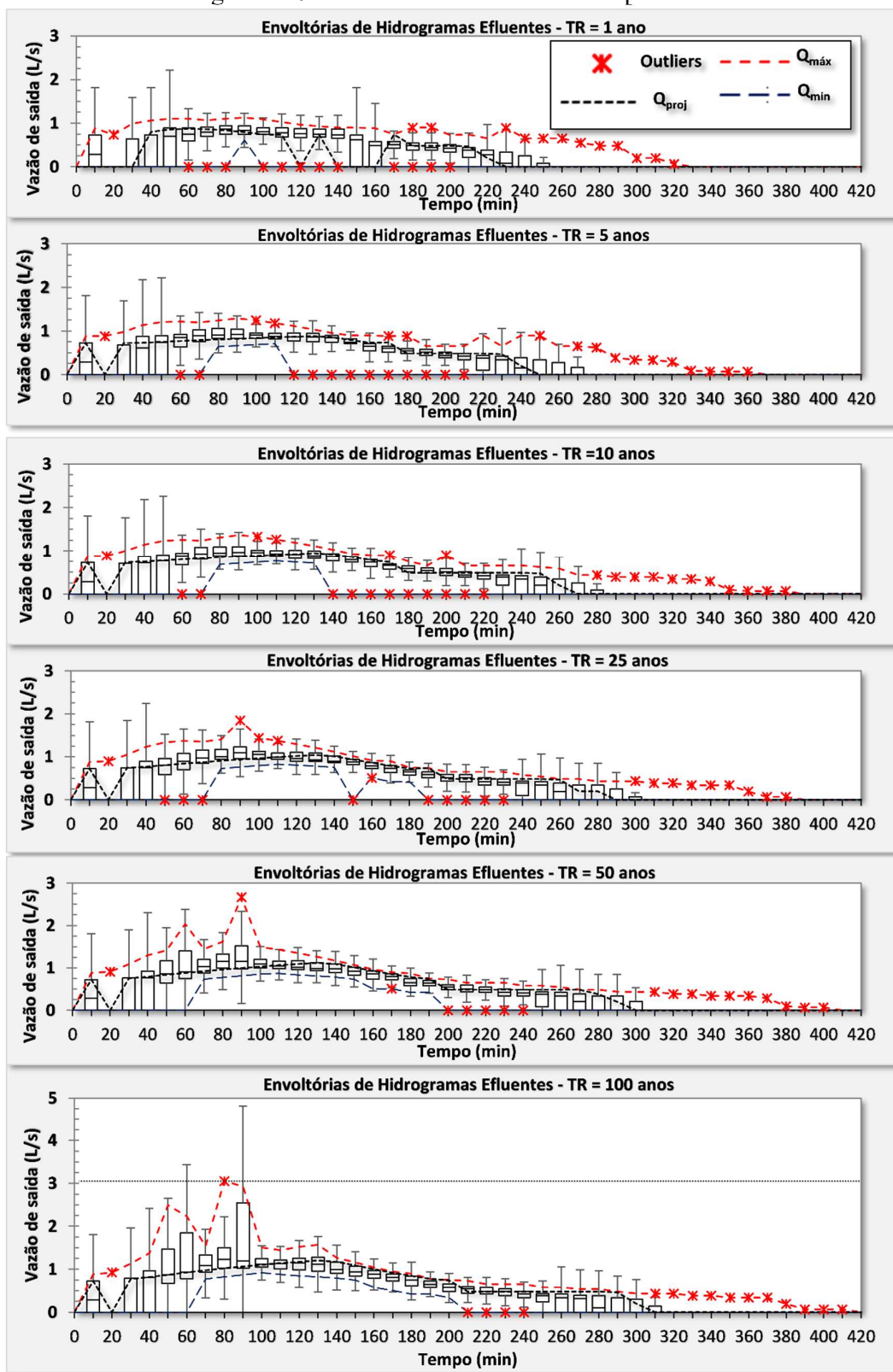
---

50	Blocos Alternados	100%	5,358	0,2580	0,02121	56,278
100	Blocos Alternados	10%	6,698	0,3225	0,02121	37,519

---

Fonte: Autor

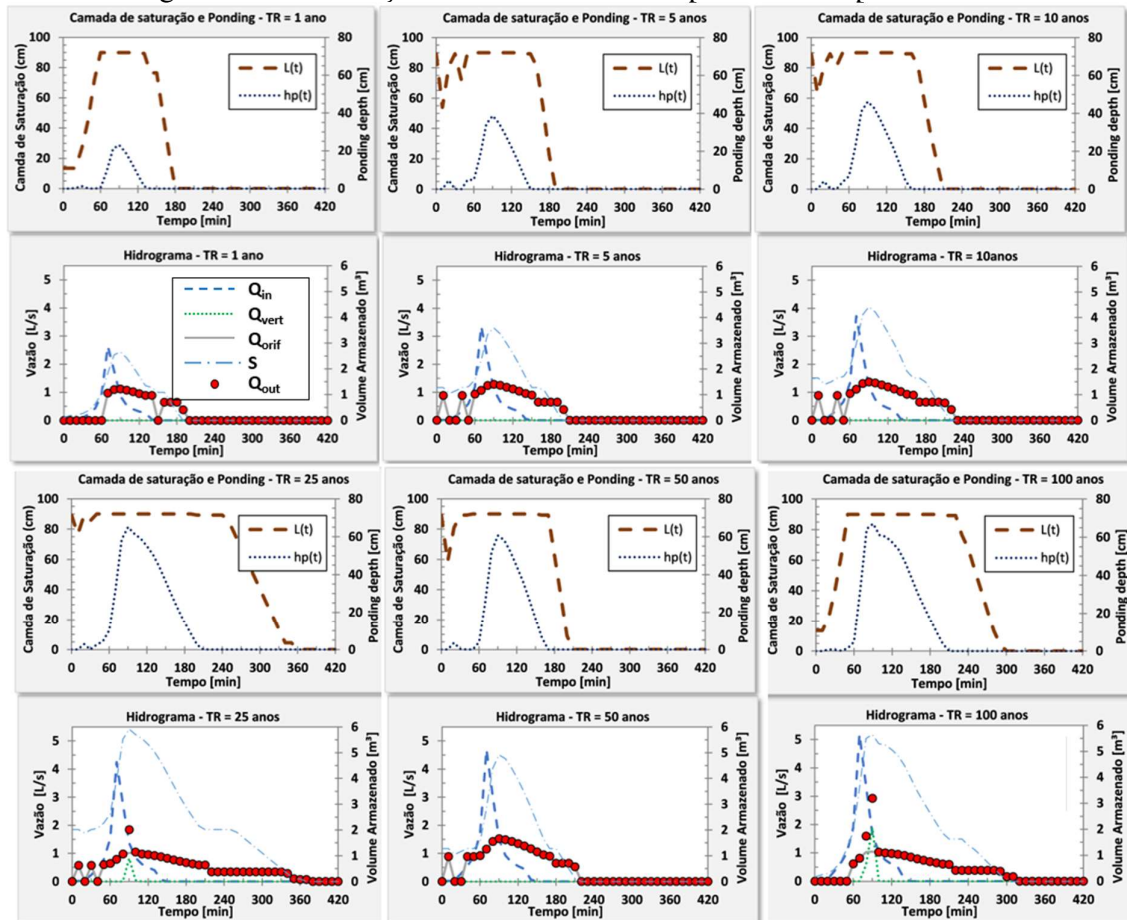
Figura 4.10 - Envoltórias estatisticamente prováveis



Fonte: Autor

Avaliando o comportamento da TC para as condições críticas de projeto, isto é, utilizando as distribuições temporais, condições de umidade antecedente e parâmetros de infiltração obtidos a partir da análise da Figura 4.10, observa-se o comportamento apresentado na Figura 4.11.

Figura 4.11 - Simulações dos eventos críticos para cada tempo de retorno



Fonte: Autor

## 4.5 DISCUSSÕES

Esse estudo teve 3 propósitos: (a) desenvolver um modelo simplificado para simular o comportamento de reservatórios de biorretenção, (b) a partir de um esquema em laboratório controlando o balanço hídrico, calibrar e validar o modelo, utilizando um problema de otimização e (c) dimensionar e avaliar o comportamento esperado da TC-3G via simulações, incluindo diferentes distribuições temporais, condições de umidade, antecedente e incerteza nos parâmetros de infiltração.

#### 4.5.1 Variabilidade dos pré-dimensionamentos

Os métodos de pré-dimensionamento de biorretenções escolhidos apresentaram diferenças significativas tanto na área necessária quanto no volume, em função dos objetivos primordiais adotados. O método que apresentou maiores discrepâncias foi o *WPD* com o método adotado. De fato, isso decorre pela diferença hidrológica entre uma área de pastagens (pré-urbanização – CN = 70) e de um telhado (CN = 98) o que apresenta para a chuva de projeto diária, uma diferença em lâmina acumulada de cerca de 58 mm, mais de 50% do volume esperado, de acordo com SAGE et al., (2015), para o WQV.

Avaliando a performance da TC para as áreas calculadas pelos métodos WQV, WPD e Curva Envelope, Tabela 4.8, utilizando a Figura 4.9, observam-se eficiências de retenção divergentes (e.g., os valores ótimos de retenção para os tempos de retorno de 1, 5, 10, 20, 25, 50 e 100 foram 4%, 5%, 5.5%, 6.5%, 6.5%, 7.5% e 8%, respectivamente, o que indica um ajuste com coeficiente de determinação de 0.97 em uma relação logarítmica entre a área ótima da TC e o tempo de retorno. Em outras palavras, uma variação  $x(\%)$  na área da TC provoca uma variação exponencial de  $(e^{x(\%)/0.0091} - 1)100\%$  no tempo de retorno ótimo da obra).

Em relação à vazão de saída, a maior variabilidade ocorreu para áreas de biorretenção da ordem de 4% da área impermeável diretamente conectada. Por outro lado, a partir de 7%, a vazão de pico máxima esperada tende a se estabilizar, tornando-se proporcional à área da TC e à camada de *ponding depth* máxima esperada. Isso explica a linearidade da vazão de saída a partir dessa área específica, sendo as maiores vazões naturalmente esperadas para os maiores tempos de retorno.

#### 4.5.2 Calibração do modelo hidráulico

Os resultados obtidos da calibração em relação ao NSE podem ser considerados, de acordo com Moriasi (2007), no mínimo satisfatórios. A etapa de calibração apresentou valores razoáveis de NSE e F.O e a etapa de validação foi satisfatória. Analisando a Figura 4.7, observa-se que o modelo prevê bem os picos na calibração. Porém, na validação, embora siga uma mesma taxa de variação do hidrograma observado, o modelo superestima um pouco as vazões, o que a nível de projeto, dependendo da vulnerabilidade, exposição e eventual perigo à jusante de uma eventual obra hidráulica, pode ser interessante sob o ponto de vista de minimização de riscos (MIGUEZ, VERÓL e DI GREGORIO, 2017).

Isso pode ser explicado (1) pela discretização temporal adotada de 5 minutos. Ferreira et al. (2019), em um sistema de biorretenção semelhante concluiu que a escala temporal adotada para obter maior precisão em seu modelo deveria ser de 1 minuto, muito embora os autores tivessem utilizado um modelo de apenas 1 parâmetro, o que pode não representar muito bem a dinâmica do escoamento subsuperficial em meios não saturados. Outro fator importante é que (2) o uso de escalas temporais uniformes pode apresentar soluções inadequadas, especialmente, quando o modelo passa por condições de contorno específicas como a mudança de uma camada para outra. Kavetski, Binning e Sloan (2001), propuseram um esquema adaptativo de discretização temporal aplicável a Equação de Richards, fortemente não linear. O mesmo esquema de discretização foi aplicado no modelo RECHARGE, Dussailant (2004), um modelo já consagrado e aplicado na literatura.

Além disso, o modelo TC-Hydro tem por hipótese a uniformidade dos parâmetros que descrevem a infiltração da água no solo nas 3 dimensões, uma simplificação que, de acordo com Ferreira et al. (2019), a nível de aplicação em projetos de engenharia, é o melhor e mais factível. Por outro lado, Van Genuchten (1980) apresentou equações para avaliar a variação da umidade, condutibilidade hidráulica e potencial matricial em função da pressão hidráulica, equações essas que serviram de base para outros modelos (HYDRUS, STANMOD). Justamente pela adoção constante dos parâmetros, os valores médios de condutibilidade hidráulica saturada são elevados, em especial pelo agregado graúdo.

Outro ponto a se destacar é a compactação que as camadas drenantes do protótipo sofrem após a experimentação de um determinado evento, isto é, as propriedades de infiltração do solo em meios isotrópicos são sensíveis tanto à compactação, ao teor de matéria orgânica, salinidade e textura do solo (funções de pedotransferência). Além disso, a geração de escoamento preferenciais provenientes de macroporos altera as propriedades do solo. Desprezando a incerteza da vazão de entrada da bomba, a diferença no hidrograma observado do evento 13 (i.e., 12 outros eventos tinham sido anteriormente feitos compactando as camadas drenantes em comparação com o evento 1), espera-se uma redução da condutibilidade hidráulica saturada pela possível colmatação de macroporos com sedimentos afluentes e também maior pressão hidráulica necessária para a geração de escoamento (FERREIRA et al, 2019; SAXTON e RAWLS, 2006), o que explica o menor volume observado no evento 13, comparado com o evento 1 e sua retenção de aproximadamente 18% do volume afluente.

Entretanto, o modelo apresentou resultados muito satisfatórios para o evento extremo de TR = 100 anos, o que sob o ponto de vista de projeto, é usualmente o alvo de manuais e regulações de critérios de projeto de técnicas para o controle de cheias. Além disso, mesmo

para eventos menores, o comportamento hidráulico modelado da biorretenção é visualmente e estatisticamente adequada.

Estimar os parâmetros que governam o hidrograma efluente de uma técnica compensatória é fundamental sob o ponto de vista do manejo dos recursos hídricos. TCS, se mal dimensionadas, podem aumentar o risco de picos à jusante pela não integração entre os hidrogramas efluentes da técnica e do sistema de drenagem receptor. (BAPTISTA, NASCIMENTO e BARRAUD, 2011; CANHOLI, 2015).

#### 4.5.3 Previsões de comportamento no modelo real

Os dados obtidos da modelagem das envoltórias de hidrogramas, apresentadas na Figura 4.10, permitem concluir que no início do escoamento, o hietograma crítico, independentemente, dos outros parâmetros, é o de Huff 1º quartil. Após a metade da duração da chuva, a distribuição de Blocos Alternados torna-se crítica para todos os tempos de retorno considerando a técnica saturada, menos para TR = 100 anos, que teve como condição crítica a condição de umidade antecedente igual a 10%. Isso se explica pela condição do escoamento tipo E, ver Figura 4.3, de modo que no momento que a condição de escoamento muda do tipo E para o tipo G coincide-se, portanto, com o pico da vazão do orifício e do vertedor e pico do hidrograma afluente.

Majoritariamente, a condição de hietograma uniforme foi a mais crítica para o tempo de retorno de 1 ano, o que sugere que o Método Racional tende a ser crítico para pequenas técnicas compensatórias. Por outro lado, para TR = 100 anos, a condição que produziu maiores vazões, de maneira geral, foi utilizando-se Huff 1º quartil com a técnica, inicialmente vazia, o que indica que a condição de escoamento tipo E é mais presente em chuvas maiores. Embora a condição utilizando Blocos Alternados tenha produzido a maior vazão de pico, essa distribuição temporal foi superior que Huff 1º Quartil em poucos casos. Para TR = 50 anos, a distribuição mais crítica ficou entre Blocos Alternados e Huff 1º quartil. Já Para TR = 25 anos, Blocos Alternados foi a que produziu maiores valores de vazão de maneira majoritária e para TR = 10 anos e TR = 5 anos, Huff 1º Quartil foi em média mais crítico.

Cabe notar, da Figura 4.10, a grande variabilidade nas vazões observadas para durações da ordem de 10 a 50% da duração da chuva, especialmente, para TR = 100 anos que, em 50% da duração da chuva, apresentou o maior *Inter-Quartil-Range* (IQR) e, portanto, maior limite de Outlier. É possível inferir da análise estatística que uma chuva com TR = 1 ano pode ter o mesmo impacto que uma chuva de TR = 100 anos dependendo das condições de umidade

anterior, distribuição temporal e incerteza nos parâmetros, o que mostra claramente a importância e sensibilidade dos parâmetros.

Em relação ao tempo de base, para uma chuva de 2 h, esperam-se acréscimos no tempo de residência da ordem de  $278\% \pm 19\%$  da duração da chuva. SAGE et al. (2015) afirma que os tempos de residência são raramente esperados em valores maiores que 24h, justamente pela técnica ter por objetivo a evacuação dos escoamentos para atender novos eventos, gerando altas taxas de saída, o que pode comprometer a eficiência qualitativa para eventos menores, pois os tempos de residência tendem a ser diminuídos

#### 4.6 CONCLUSÕES

A construção de um modelo hidrológico-hidráulico e sua calibração e validação com dados obtidos em um protótipo experimental foi feita e os resultados obtidos foram satisfatórios. A análise do comportamento esperado do modelo em escala real permitiu o dimensionamento e avaliação dos possíveis impactos que a TC estará submetida ao longo de sua vida útil. Além disso, a nível de projeto, o modelo hidráulico, por ser fisicamente baseado, tem muito de seus parâmetros encontrados na literatura ou sugeridos por eventuais normas e regulações. Em relação aos resultados, pode-se concluir que:

1. Os métodos de pré-dimensionamento do WQV e da Curva-Envelope apresentaram variações de área e volume demandados significativas entre si e, sob o ponto de vista de maximização de retenção volumétrica e de redução de vazão de pico, superestimaram a técnica compensatória;
2. O modelo hidráulico desenvolvido é fortemente influenciado pela discretização temporal e condições de umidade antecedente, e tende a apresentar resultados mais acurados para eventos de maior magnitude, alvo geralmente de designs pautados em chuvas de projeto sintéticas;
3. Mais importante do que o risco de projeto admitido é a definição da distribuição temporal e condição de umidade antecedente estabelecida em projeto, isto é, um evento de  $TR = 1$  ano pode ter um pico de vazão maior que um de  $TR = 100$  anos, dependendo do estado inicial da TC, distribuição temporal e incerteza nos parâmetros de infiltração.
4. A duração de tormenta crítica no clima subtropical de São Carlos – SP para uma área de drenagem da ordem de 15 vezes a área da técnica foi igual a 2 horas.
5. A área superficial de TC-3G que maximiza a eficiência de retenção para o regime de precipitações atual é da ordem de 6.5 % da área impermeável diretamente conectada

6. A distribuição temporal mais crítica em relação a vazões de pico excedentes é a distribuição por Blocos Alternados

Para trabalhos futuros, recomenda-se recalibrar o modelo hidráulico utilizando dados medidos no modelo em escala real dimensionado, levando em conta a influência de cenários com vegetação e sem vegetação, que de acordo com Le Coustumer et al., (2012) e Lucas (2010), podem influenciar bastante as propriedades hidráulicas do meio filtrante.



## REFERÊNCIAS

- AKAN, A. Osman. Preliminary design aid for bioretention filters. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 18, n. 3, p. 318-323, 2013.
- ASLESON, B. C. et al. Performance Assessment of Rain Gardens 1. **JAWRA Journal of the American Water Resources Association**, v. 45, n. 4, p. 1019-1031, 2009.
- BAPTISTA, M. B.; NASCIMENTO, N. O.; BARRAUD, S. **Técnicas compensatórias em drenagem urbana**. ABRH, 2011.
- BOUFADEL, M. C. UNIT HYDROGRAPHS DERIVED FROM THE NASH MODEL 1. **JAWRA Journal of the American Water Resources Association**, v. 34, n. 1, p. 167-177, 1998.
- BROWN, R. A.; SKAGGS, R. W.; HUNT III, W. F. Calibration and validation of DRAINMOD to model bioretention hydrology. **Journal of hydrology**, v. 486, p. 430-442, 2013.
- CANHOLI, A. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. Oficina de textos, 2015.
- CHAPUIS, R. P. Predicting the saturated hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ratio. **Canadian geotechnical journal**, v. 41, n. 5, p. 787-795, 2004.
- COLLISCHONN, W.; DORNELLES, F. Hidrologia para engenharia e ciências ambientais. **Porto Alegre: Editora ABRH**, 2013.
- DAVIS, A. P. Field performance of bioretention: Hydrology impacts. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 13, n. 2, p. 90-95, 2008.
- DUSSAILLANT, A. et al. Green-Ampt model of a rain garden and comparison to Richards equation model. **WIT Transactions on Ecology and the Environment**, v. 67, 2003.
- DUSSAILLANT, A. R.; WU, C. H.; POTTER, K. W. Richards equation model of a rain garden. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 9, n. 3, p. 219-225, 2004.
- FERREIRA, L. T. L. M. et al. Método de Puls aplicado a um sistema de biorretenção em escala de lote para simulação de eventos. **RBRH**, v. 24, 2019.
- FLETCHER, T.D. et al. SUDS, LID, BMPs, WSUD and more—The evolution and application of terminology surrounding urban drainage. **Urban Water Journal**, v. 12, n. 7, p. 525-542, 2015.
- GREEN, W. H.; AMPT, G. A. Studies on Soil Physics. **The Journal of Agricultural Science**, v. 4, n. 1, p. 1-24, 1911.
- GÜLBAZ, S.; KAZEZYILMAZ-ALHAN, C. M. Hydrological model of LID with rainfall-watershed-bioretention system. **Water resources management**, v. 31, n. 6, p. 1931-1946, 2017.

GUO, Y.; BAETZ, B. W. Sizing of rainwater storage units for green building applications. *Journal of Hydrologic Engineering*, v. 12, n. 2, p. 197-205, 2007.

HARADA, S.; ICHIKAWA, A. Performance of the drainage infiltration strata: statistical and numerical analyses. *Water Science and Technology*, v. 29, n. 1-2, p. 255-265, 1994.

HE, Z.; DAVIS, A. P. Process modeling of storm-water flow in a bioretention cell. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, v. 137, n. 3, p. 121-131, 2010.

HOWARD, C. D. D. Theory of storage and treatment-plant overflows. *Journal of the Environmental Engineering Division*, v. 102, n. 4, p. 709-722, 1976.

KAVETSKI, D.; BINNING, P.; SLOAN, S. W. Adaptive time stepping and error control in a mass conservative numerical solution of the mixed form of Richards equation. *Advances in water resources*, v. 24, n. 6, p. 595-605, 2001.

KEIFER, C. J.; CHU, Henry Hsien. Synthetic storm pattern for drainage design. *Journal of the hydraulics division*, v. 83, n. 4, p. 1-25, 1957.

LE COUSTUMER, Sébastien et al. The influence of design parameters on clogging of stormwater biofilters: A large-scale column study. *Water research*, v. 46, n. 20, p. 6743-6752, 2012.

LUCAS, W. C. Design of integrated bioinfiltration-detention urban retrofits with design storm and continuous simulation methods. *Journal of hydrologic Engineering*, v. 15, n. 6, p. 486-498, 2009.

MACEDO, M. B. de et al. Performance of bioretention experimental devices: contrasting laboratory and field scales through controlled experiments. *RBRH*, v. 23, 2018.

MACEDO, M. B.; LAGO, C. A. F.; MENDIONDO, E. M. Stormwater volume reduction and water quality improvement by bioretention: Potentials and challenges for water security in a subtropical catchment. *Science of The Total Environment*, v. 647, p. 923-931, 2019.

MARENGO, J. A., AMBRIZZI, T. *Programa INCT Mudanças Climáticas (INCT-MC-II)*, CNPq 465501/2014-1. 2016.

MIGUEZ, M.; VERÓL, A.; DI GREGORIO, L.T. *Gestão de Riscos e Desastres Hidrológicos*. Elsevier Brasil, 2017.

MORIASI, D. N. et al. Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulations. *Transactions of the ASABE*, v. 50, n. 3, p. 885-900, 2007.

NASH, J. E. Systematic determination of unit hydrograph parameters. *Journal of Geophysical Research*, v. 64, n. 1, p. 111-115, 1959.

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

RICHARDS, L. A. Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Physics*, v. 1, n. 5, p. 318-333, 1931.

ROSSMAN, L. A. **Storm water management model user's manual, version 5.0**. Cincinnati: National Risk Management Research Laboratory, Office of Research and Development, US Environmental Protection Agency, 2010.

SAGE, J.; BERTHIER, E.; GROMAIRE, M. Stormwater management criteria for on-site pollution control: a comparative assessment of international practices. **Environmental management**, v. 56, n. 1, p. 66-80, 2015.

SAXTON, K. E.; RAWLS, W. J. Soil water characteristic estimates by texture and organic matter for hydrologic solutions. **Soil science society of America Journal**, v. 70, n. 5, p. 1569-1578, 2006.

SCHUELER, T. R.; CLAYTOR, R. A. **Maryland stormwater design manual**. Maryland Department of the Environment. Baltimore, MD, 2000.

SILVEIRA, A. L. L.; GOLDENFUM, J. A. Metodologia generalizada para pré-dimensionamento de dispositivos de controle pluvial na fonte. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 12, n. 2, p. 157-168, 2007.

STEWART, R. D. et al. Modelling hydrological response to a fully-monitored urban bioretention cell. **Hydrological processes**, v. 31, n. 26, p. 4626-4638, 2017.

SCS. Urban hydrology for small watersheds. **Technical release**, v. 55, p. 2-6, 1986.

VAN GENUCHTEN, M. T. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils 1. **Soil science society of America journal**, v. 44, n. 5, p. 892-898, 1980.

WANIELISTA, M. P.; YOUSEF, Y. A. **Stormwater management**. John Wiley & Sons, 1992.

WHITE, I.; BROADBRIDGE, P. Constant rate rainfall infiltration: A versatile nonlinear model: 2. Applications of solutions. **Water Resources Research**, v. 24, n. 1, p. 155-162, 1988.

ZHANG, K; CHUI, T. F. M. A comprehensive review of spatial allocation of LID-BMP-GI practices: Strategies and optimization tools. **Science of The Total Environment**, v. 621, p. 915-929, 2018.

## **CAPÍTULO 5 – CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO HIDROLÓGICA-HIDRÁULICA, MODULAÇÃO E RESILIÊNCIA DE BIORRETENÇÕES EM CENÁRIOS FUTUROS**

### **5.1 INTRODUÇÃO**

O uso de técnicas compensatórias como medida mitigadora de alterações hidrológicas em bacias hidrográficas é um conceito paliativo que, em muitos conglomerados urbanos, é necessário devido à urgência dos problemas de drenagem. Para grandes cidades, destacam-se as bacias de detenção, que são técnicas compensatórias desenhadas com o objetivo de reter volumes e vazões de pico provenientes de maneira majoritária do processo de urbanização e impermeabilização de superfícies. Outras abordagens, como técnicas BMP (Best Management Practices), Low Impact Development (Desenvolvimento de baixo impacto) ou WSUDs, têm sido aplicadas mundo a fora, sendo o controle dos escoamentos diretamente na fonte, uma das vertentes mais difundidas.

Dentre as técnicas de controle na fonte, destacam-se os pavimentos permeáveis, poços de infiltração, microrreservatórios de lote e as biorretenções. Os reservatórios de biorretenção por serem preenchidos com material granular e poroso, amortecem os excessos de vazão por (1) armazenamento temporário do escoamento e (2) esvaziamento amortecido do volume armazenado para o solo ou para reservatórios à jusante. Diversos estudos apresentam a eficiência dessas técnicas de maneira descentralizada comprovando sua eficiência esperada tanto sob aspectos de qualidade da água quanto em relação a critérios de redução de volumes, recarga de aquíferos e diminuição das vazões de pico.

Wang et al. (2017) elaboraram um modelo para o auxílio à tomada de decisão da escolha de técnicas compensatórias levando em conta resiliência, performance hidráulica, controle de poluição difusa, reuso da água, emissão de gases de efeito estufa e custos via desenvolvimento de 12 indicadores. Aplicando a metodologia proposta em um estudo de caso na China em um condomínio residencial com 194 ha de área com seu sistema de drenagem dimensionado para uma chuva de 3 anos, os autores avaliaram a resiliência do sistema, em função da porcentagem de falha das tubulações de drenagem. Foram avaliados 3 cenários de uso e ocupação distintos, incluindo combinações de pavimentos permeáveis, telhados verdes e biorretenções para uma chuva de 100 anos e 2 horas temporalmente distribuída pelo método de Chicago. Os autores

obtiveram melhores performances em relação à resiliência no caso da combinação contendo as 3 técnicas compensatórias.

Por outro lado, Mugume et al. (2015) desenvolveram um indicador de resiliência semelhante a Wang et al. (2017), porém mais ligado à severidade (Hwang et al., 2014). Esta, por sua vez, está ligada ao tempo de falha de cada link do subsistema. A aplicação do estudo de caso em Kampala City, Uganda, desenvolveu-se para 3 cenários. Os autores consideraram o cenário atual, um cenário com armazenamento central e um cenário com armazenamento distribuído. Os resultados permitiram avaliar as faixas máximas e mínimas de resiliência sendo apenas o cenário com armazenamento distribuída, isto é, com técnicas compensatórias descentralizadas, um cenário com resiliência acima do valor mínimo pré-estabelecido.

Já Joyce et al., (2018), propuseram uma métrica de resiliência que considera a diferença entre o início da recuperação do sistema e o seu fim, levando em conta o nível d'água nas planícies de inundação de seu estudo de caso em Tampa Bay, Flórida. Conceitos como vulnerabilidade, exposição e perigo foram associados a seu conceito de resiliência e compõem um indicador de risco, que é avaliado para cenários, incluindo a utilização de diques, técnicas compensatórias, cursos d'água dragados e um cenário sem nenhuma alteração.

Butler et al. (2014) discutem sob um viés objetivo e holístico, os conceitos de *confiança*, *resiliência* e *sustentabilidade*. Os autores têm pela definição de confiança, a probabilidade de o sistema atender as condições de projeto. Já por resiliência, a capacidade e velocidade do sistema, em condições extremas, retornar às condições de projeto e por sustentabilidade a manutenção dos níveis de confiança no longo termo, incluindo aspectos sociais, econômicos e ambientais.

Francis e Bekera (2014) incluem incertezas provenientes das mudanças climáticas e urbanização futura no conceito de resiliência e propõem um novo indicador levando em conta a magnitude da falha e sua duração. Os autores avaliaram 25 cenários, variando o uso, a ocupação e as mudanças climáticas com cenários cinzas com o uso de tanques de retenção, em cenários alternativos de drenagem, utilizando de combinações entre pavimentos permeáveis e telhados verde.

Miguez e VERÓL (2017) afirmam que medidas mitigadoras distribuídas na bacia (e.g., valoração de espaços livres, medidas de controle dos escoamentos na fonte, restauração e revitalização de corpos hídricos) são capazes de aumentar as resistências e resiliências das cidades em eventos extremos, justamente por produzirem a reorganização dos escoamentos e por distribuir o risco de falha do sistema para menores subsistemas. Ou seja, a falha de um

conjunto de medidas tende a ter danos potenciais menores que a eventual falha de uma grande barragem ou dique concentrado em uma bacia (ANDOH e DECLERK, 1999).

Desse modo, fica claro na literatura uma tentativa importante de mensurar, sob o ponto de vista da engenharia, a resiliência. Entretanto, por se tratar de um conceito novo que tem sido estudado com mais frequência nos últimos anos (BUTLER et al., 2014), seu conceito ainda é muito aplicado ao sistema que se deseja avaliar. Assim, diversos estudos avaliam o grau de atendimento às necessidades de sistemas maiores como condomínios, bairros e bacias hidrográficas em relação às enchentes (JOYCE et al., 2018; MUGUME et al., 2015 E WANG et al., 2017), outros aplicaram o conceito de resiliência em relação à qualidade da água (SCHOLES, REVITT e ELLIS, 2008).

Contudo, a avaliação do grau de atendimento das necessidades do usuário, isto é, de quem implementa a técnica compensatória em seu lote é uma lacuna, pois não só aspectos hidrológicos e hidráulicos em escala de bacia devem ser considerados, mas, sobretudo, aspectos de eficiência e de custo individual de cada uma das técnicas compensatórias, eventualmente implantadas em seu lote.

## **5.2 OBJETIVO**

O objetivo desse trabalho é propor uma estrutura de avaliação de *eficiência generalizada* do uso de biorretenções, utilizando restrições hidrológicas e hidráulicas e de qualidade da água associadas aos custos de implantação e manutenção das técnicas de biorretenção.

## **5.3 MATERIAL E MÉTODOS**

Uma das maneiras de se avaliar a eficiência de um determinado sistema é a proposição de indicadores que visam explicar a relação do sistema com o atendimento dos princípios uma vez estabelecidos. Nesse trabalho, 6 indicadores avaliando critérios hidrológicos e hidráulicos foram propostos para atender critérios hidrológicos.

### **5.3.1 Indicadores de Eficiência**

Uma forma de avaliar a eficiência de biorretenções perante critérios de dimensionamento é a proposição de indicadores de eficiência (SIMONOVIC, 2016). Esses critérios podem ser admitidos visando definir a explicação da eficiência de um reservatório de

biorretenção em relação às vazões de pico, tempos de picos, infiltração, potencialidade de reuso da água, segurança de extravasamento e aptidão das escalas adotadas para a simulação hidráulica. Esses critérios básicos dialogam com o conceito de TCs-3G sob o nexus água-energia-alimento, subcomponente dos objetivos de desenvolvimento sustentável.

### 5.3.1.1 Amortecimento da onda de Cheia ( $\eta_1$ )

Esse coeficiente normalizado tem por objetivo avaliar o amortecimento da onda de cheia em relação à vazão de pico. Quanto mais próximo de 100%, maior redução na vazão de pico. Caso seja igual a 0%, indica que há a concorrência dos tempos de pico afluentes e efluentes, o que pode ser comum em eventos de menor magnitude para reservatórios dimensionados com grande capacidade hidráulica.

$$\eta_1(\%) = \left(1 - \frac{Q_{out,m\acute{a}x}}{Q_{in,m\acute{a}x}}\right) 100 \quad (5.1)$$

Onde  $Q_{out,m\acute{a}x}$  é a máxima vazão de saída da combinação dupla de descarga por orifício e vertedor ( $L^3T^{-1}$ ),  $Q_{in,m\acute{a}x}$  é a máxima vazão de entrada ( $L^3T^{-1}$ ).

### 5.3.1.2 Amortecimento do tempo de pico ( $\eta_2$ )

O indicador  $\eta_2$  tem por objetivo avaliar o retardo do tempo de pico. Quanto maior, mais fidelidade ao ciclo hidrológico natural que tem seus picos mais alongados e defasados. Assume-se como razão ótima a defasagem ao menos duas vezes o tempo de pico da vazão de entrada, valor médio encontrado por Davis (2008), em uma biorretenção monitorada por 2 anos na Universidade de Maryland.

$$\eta_2(\%) = \left(\frac{T_{out,p}}{2T_{in,p}}\right) 100 \leq 1 \quad (5.2)$$

Onde  $T_{in,p}$  é o tempo de pico do hidrograma afluente (T) e  $T_{out,p}$  é o tempo de pico do hidrograma efluente (T)

Eventualmente, em eventos cuja técnica se encontra inicialmente saturada (hipótese de Howard, (1976)), o tempo de pico de saída já é logo nos primeiros instantes do evento de chuva. Desse modo, isso faz com que o indicador  $\eta_2$  fique mais próximo de zero. Davis, (2008),

observou em uma biorretenção monitorada por 2 anos esse comportamento não intuitivo, mas provável. O autor afirma que isso é proveniente de eventos hidrológicos com vários picos e que, embora pareça paradoxal, é uma situação comum. Assim, por outro lado, tendo em vista o comportamento contínuo das TCs e a dificuldade de se avaliar simulações contínuas, muitas vezes pela ausência de dados, uma forma simples de simular o impacto de chuvas contínuas é variar o estado de umidade inicial e computar nas análises casos em que o lançamento do pico efluente é anterior ao pico afluente. Nesses casos, onde a técnica lança seu valor máximo de vazão antes do pico afluente, assume-se esse indicador igual a 0.

### 5.3.1.3 Eficiência de infiltração e armazenamento ( $\eta_3$ )

Uma maneira de avaliar a eficiência de uma biorretenção perante o evento que ela está submetida é verificar qual porcentagem do volume que foi infiltrado (i.e., volume que não escoou superficialmente pelo vertedor de superfície e nem foi perdido por evapotranspiração) em relação ao volume disponível do reservatório de reuso. Problemas decorrentes da baixa capacidade de infiltração em relação ao volume da técnica devem ser analisados para otimização da eficiência da TC (MACEDO et al, 2017a).

$$\eta_3(\%) = \left( \frac{V_{\text{inf}}}{V_{\text{res}}} \right) 100 \leq 100 \quad (5.3)$$

Onde  $V_{\text{inf}}$  é o volume total que infiltrou na superfície da biorretenção ( $L^3$ ) e  $V_{\text{res}}$  é o volume do reservatório de reuso, função da demanda de água ( $L^3$ ).

Em relação ao reservatório de reuso, diversas metodologias podem ser aplicadas para a otimização de seu volume em função da probabilidade de falha adotada, que é função da distribuição de probabilidade das precipitações, da tolerância de falha admitida e da demanda esperada (GOULD et al., 1999).

### 5.3.1.4 Potencial de reuso ( $\eta_4$ )

O potencial de reuso visa representar a parcela de efluente que foi drenada pelas camadas filtrantes (i.e., parcela previamente tratada por mecanismos físico-químico-biológicos em processos de adsorção/absorção/retenção/decantação e outros) que tem potencial



de ser reutilizada em função dos padrões do uso destinado. Guisi (2006) afirma que um cenário de insegurança hídrica será observado no Brasil caso não haja uma diminuição na demanda hídrica ou diminuição da taxa de crescimento populacional.

Essa hipótese dialoga diretamente com os objetivos de desenvolvimento sustentável, especialmente, em relação à segurança hídrica e faz interconexão com o conceito de técnicas compensatórias de 3ª geração que visam, dentre seus objetivos primordiais, a reciclagem dos recursos indo em direção ao atendimento dos objetivos de desenvolvimento sustentável (ODS). Desse modo, o indicador da potencialidade de reuso é dado pela Equação 5.4 para TCs sem percolação lateral e de fundo.

$$\eta_4(\%) = \left[ \frac{(V_{\text{orif}} - V_0)}{V_{\text{in}}} \right] 100 \quad (5.4)$$

Onde  $V_{\text{orif}}$  é o volume total que passou pelo orifício considerando todo o tempo de base ( $L^3$ ),  $V_0$  é o volume acumulado na técnica no início do evento ( $L^3$ ) e  $V_{\text{in}}$  é o volume total da chuva ( $L^3$ ).

### 5.3.1.5 Segurança quanto ao overtopping ( $\eta_5$ )

Toda técnica compensatória tem um risco de falha (e.g., qualidade da água inferior aos padrões estabelecidos, vazões superiores às vazões do sistema de drenagem receptor, volume superior ao volume máximo armazenado). Assume-se que, sob o ponto de vista de técnicas compensatórias de controle no lote, o extravasamento é o gatilho da consideração de falha, assumida como atingida quando a lâmina de *ponding depth* atinge seu valor máximo *maximorum* definido em projeto. Assim, o indicador de falha visa indicar a folga em relação à altura máxima de projeto.

$$\eta_5(\%) = \left( 1 - \frac{h_{\text{max}}}{h_{\text{max,maximorum}}} \right) 100 \quad (5.5)$$

Onde  $h_{\text{max}}$  é a altura máxima de *ponding depth* modelada (L) e  $h_{\text{max,maximorum}}$  é a altura máxima protegida definida em projeto (L).

### 5.3.1.6 Erro por diferenças finitas ( $\eta_6$ )

O modelo hidráulico de propagação de vazão em reservatórios PULS resolve o balanço de massa via uma função de armazenamento definida pela forma do reservatório, estados de saturação e dispositivos de extravazão. Contudo, a aproximação das camadas de saturação em intervalos múltiplos de 5% da camada total de saturação, consideração apresentada no modelo hidráulico TC-Hydro, pode produzir instabilidade numéricas que podem ser tão significativas quanto maior for a discordância de escalas temporais e espaciais adotadas na simulação. Desse modo, uma maneira de introduzir a incerteza do modelo é criar um indicador de erro por diferenças finitas, dado pela Equação 5.6.

$$\eta_6(\%) = \left\{ 1 - \text{ABS} \left[ 1 - \frac{(V_{\text{orif}} + V_{\text{vert}})}{(V_{\text{in}} + V_0)} \right] \right\} 100 \quad (5.6)$$

Onde  $V_{\text{vert}}$  é o volume que passa pelo vertedor ( $L^3$ ).

### 5.3.2 Indicador Global de Eficiência

A tentativa holística de avaliar as TCs levando em conta indicadores individuais de alguns critérios, sob o ponto de vista do auxílio à tomada de decisão, pode ser feita utilizando algoritmos multicriteriais de tomada de decisão. Sob o ponto de vista de quebra da subjetividade e busca por soluções racionalmente pautadas, destacam-se o *AHP* (SAATY, 1980), *PROMETHEE* (BRANS e VINCKE, 1985), *MAUT* (KEENEY, 1977) entre outros. Contudo, o usuário final da TC, isto é, o proprietário do lote, caso seja uma técnica em escala de lote, é quem deve ser responsável por incluir suas afeições no modelo de avaliação da eficiência, ou seja, via pesos para cada critério, a escolha de soluções ótimas pode ser personalizada de acordo com o usuário.

Assim, supondo que cada indicador individual de eficiência tenha um peso  $\omega_i$ , pode-se estimar um indicador global de eficiência generalizada baseado na ponderação por pesos de cada indicador individual. A agregação de indicadores multidimensionais utilizando pesos permite a facilitação e entendimento de conceitos complexos como resiliência e sustentabilidade e ao mesmo tempo permite uma melhor comunicação entre tomadores de decisão, usuários e técnicos (GOMES-LIMON e RIESGO, 2008).

$$\text{Eff}_{G,m} = \frac{1}{K} \sum_{k=1}^K \text{Eff}_{G,L_k,m} = \frac{1}{K} \sum_{k=1}^K \left( \frac{\sum_{i=1}^6 \eta_{i,K} \cdot \omega_i}{\sum_{i=1}^6 \omega_i} \right) 100 \quad (5.7)$$

Onde  $\omega_i$  é o peso dado ao indicador  $\eta_i$ ,  $L_k$  é a camada inicial saturada do estado  $k$  de saturação da técnica,  $\text{Eff}_{G,L_k,m}$  é a eficiência generalizada para o estado  $k$  de saturação para o evento  $m$  da curva de probabilidade da precipitação de

ser igualada ou superada,  $K$  é o número total de estados de saturação adotados e  $Eff_{G,m}$  é a eficiência generalizada média esperada do evento  $m$ .

A Tabela 5.1 apresenta a classificação primordial dos indicadores de eficiência.

Tabela 5.1 – Classificação dos indicadores de eficiência

Tipos de pesos e suas classes		
Potencial de Enchentes	Potencial de reuso	Incerteza e Segurança da obra
$\eta_1$	$\eta_3$	$\eta_5$
$\eta_2$	$\eta_4$	$\eta_6$

Fonte: Autor

Os pesos de cada indicador de eficiência podem variar de acordo com o objetivo primordial da obra a ser dimensionada. É importante notar que a avaliação da eficiência da obra para uma determinada geometria só é feita se forem atendidas restrições hidrológicas, hidráulicas e de qualidade da água provenientes da microbacia do lote e da bacia à sua jusante. Assim, caso haja eventualmente um critério mais rigoroso para o controle potencial de enchentes sob o ponto de vista de alagamentos no lote, pode-se beneficiar mais as soluções que maximizem esses indicadores adotando pesos maiores. Por outro lado, caso a técnica tenha por objetivo a maximização da tomada d'água para reuso, critério primordial das TCs-3G, pode-se adotar pesos maiores para indicadores de reuso.

A mesma metodologia pode ser aplicada para a segurança ao *overtopping* da obra, isto é, o quão distante percentualmente falando a lâmina máxima de *ponding depth* está da lâmina máxima maximorum. O erro por diferenças finitas também exerce um tipo de incerteza no balanço hídrico e pode ser considerado. Seu valor está associado ao tamanho da obra em relação às escalas temporais e espaciais adotadas nos métodos.

### 5.3.3 Indicador de Eficiência Média Esperada

O conceito de resiliência e eficiência é amplo e pode abordar diversos critérios tanto hidrológicos, hidráulicos, quanto sociais, ambientais e/ou outros (WANG et al., 2017; MUGUME et al., 2015; JOYCE et al., 2018). Nesse texto, entende-se como eficiência generalizada média o valor esperado, ou seja, a esperança matemática da eficiência generalizada ao longo das chuvas analisadas da curva de excedência das precipitações, isto é, o quão apta é a técnica compensatória ao longo de sua vida útil tanto para eventos menos intensos (i.e., probabilidade de excedência da ordem de 10%) quanto para os mais intensos (i.e.,

probabilidades de excedência da ordem de 1%). Essa aptidão leva em conta os pesos que cada indicador individual de eficiência tem no indicador global de eficiência.

O valor esperado da curva de eficiência generalizada x probabilidade de excedência é dado pela Eq. 5.8.

$$\overline{\text{Eff}}_G = \int_{m=p_0}^{m \rightarrow 0\%} \text{Eff}_{G,m}(m) dm \cong \frac{1}{\sum_{m=1}^M \Delta p_m} \sum_{m=1}^M [\text{Eff}_{G,m} p_m] \quad (5.8)$$

Onde  $\overline{\text{Eff}}_G$  é o indicador de eficiência global da técnica,  $p$  é a probabilidade de a precipitação exceder ou igualar o evento,  $p_0$  é a probabilidade igualada ou superada de início dos cálculos,  $M$  é a quantidade de pontos da curva de excedência das precipitações utilizados para o cálculo da resiliência e  $m$  é a posição do ponto da curva de excedência do evento menos frequente ao mais frequente  $M$ .

Em relação aos eventos de precipitação analisados na etapa de análise de frequência dos dados, é necessário, quando da ausência de dados subdiários de precipitação, (1) realizar a desagregação dos valores para a duração crítica de projeto que pode ser definida por simulações hidrológicas-hidráulicas e (2) definir a faixa de aplicação e as probabilidades a serem analisadas. O manual de biorretenções de Mayland (MDE, 2000) recomenda para a estimativa do *first flush* a precipitação com 10% de probabilidade de excedência. Sendo assim, assume-se essa probabilidade como valor inicial das modelagens em função de formulações de distribuições de frequência via *plotting positions* (CHOW et. al, 1988). Uma dessas fórmulas é a de Weibull, adotada nessa análise.

#### 5.3.4 Funções de Custo

O levantamento dos insumos e serviços de um reservatório de biorretenção deve passar por funções de quantidade que, em relação à geometria descritiva do reservatório, desempenhem o levantamento quantitativo de materiais e de recursos humanos (i.e., horas-homem) para a execução das atividades necessárias relativas à implantação de um projeto de biorretenção. Essa geometria pode ser descrita pelo comprimento, largura, altura, área e perímetro, para um reservatório prismático. Desse modo, pode-se imaginar cada atividade, como por exemplo, a execução de alvenaria ou o preenchimento de solo, como sendo função dessas 5 grandezas geométricas. A Tabela 5.2 apresenta um esquema de matriz de coeficientes dos insumos necessários para as atividades.

Tabela 5.2 - Matriz de coeficientes de insumos

Atividade	$K_{i,h}$	$C_{i,h}$	$K_{i,L}$	$C_{i,L}$	$K_{i,B}$	$C_{i,B}$	$K_{i,A}$	$C_{i,A}$	$K_{i,V}$	$C_{i,V}$	$K_{i,P}$	$C_{i,P}$	$c$
1	$K_{1,h}$	$C_{1,h}$	$K_{1,L}$	$C_{1,L}$	$K_{1,B}$	$C_{1,B}$	$K_{1,A}$	$C_{1,A}$	$K_{1,V}$	$C_{1,V}$	$K_{1,P}$	$C_{1,P}$	$c_1$
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
N	$K_{N,h}$	$C_{N,h}$	$K_{N,L}$	$C_{N,L}$	$K_{N,B}$	$C_{N,B}$	$K_{N,A}$	$C_{N,A}$	$K_{N,V}$	$C_{N,V}$	$K_{N,P}$	$C_{N,P}$	$c_N$

Onde K são coeficientes que transformam a grandeza em dimensão de quantitativo, C são constantes dos quantitativos em função das grandezas, c é uma constante da atividade h, L, B, V e P são a altura (L) o comprimento (L), largura (L), volume externo (L<sup>3</sup>) e perímetro da técnica compensatória.

Assim, de maneira genérica, o quantitativo de material de uma dada atividade i pode ser dado por:

$$Q(i) = f_i \left\{ \sum_{g=1}^5 [K_{i,d}(D_{i,g} + C_{i,g})] + c \right\} \quad (5.9)$$

Onde  $f_i$  é um fator orçamentário que prevê perdas de material na construção da atividade i, g é a dimensão, sendo 1 para a altura, 2 para a largura, 3 para a base, 4 para o volume, 5 para o perímetro, D é a dimensão e C a constante.

A demanda de serviço de determinada atividade é função dos operários demandados e de suas produtividades médias. Assim, conhecendo as produtividades que podem ser obtidas a princípio na bibliografia em tabelas da SINAPI (2019), pode-se estimar a quantidade de horas-homem tanto de serventes, pedreiros, armadores e/ou outras demandas necessárias para a confecção da atividade. Portanto, de maneira geral, a quantidade de horas-homem demandadas de cada profissional é dada pela multiplicação da quantidade de material demandado em cada atividade pelas produtividades médias de cada trabalhador.

$$Q(i)_{1 \times 1} \cdot P(i)_{1 \times n} = D(i)_{1 \times n} \quad (5.10)$$

Onde P(i) é uma matriz de produtividade de dimensão em (H.H/dimensão) em tamanho (1xn), onde n é a quantidade de tipologia de profissionais demandados para a atividade (i) e D(i) é a matriz de duração em horas que relaciona quantas horas são necessárias de cada tipo de profissional.

Sabendo-se os custos unitários de cada atividade, obtidos por tabelas básicas de construção civil brasileira, pode-se estimar o custo de material e mão de obra de cada atividade como sendo o somatório dos custos de material com os de mão de obra.

$$C(i) = \sum_{i=1}^N \{Q(i)[P(i)C_p(i) + C(i)]\} \quad (5.11)$$

Onde N é a quantidade total de atividades,  $C_p$  é o custo da mão de obra de cada classificação de profissional dada em R\$/H.H e  $C(i)$  é o custo unitário para de material para a execução da atividade i dado em R\$/dimensão e  $C_i$  é o capital inicial em R\$.

O custo global da obra deve incluir o capital inicial para construir o projeto e suas manutenções, que de acordo com Keating et al. (2015), podem ser assumidas como função do número de inspeções anuais. Zhang e Chui (2018), assumiram o custo de manutenção, por outro lado, em função da área de drenagem da técnica (CENTER, 2007).

$$C_t = C_i + C_m \quad (5.12)$$

Onde  $C_i$  é o capital inicial para a implantação do projeto e  $C_m$  é o custo de manutenção.

Como o custo de manutenção e o custo de implantação decorrem defasados no tempo, uma das formas de analisar os projetos é, portanto, fazendo o valor presente líquido e depois comparando as diversas soluções sob uma mesma base econômico-financeira (WOODS-BALLARD et al., 2007).

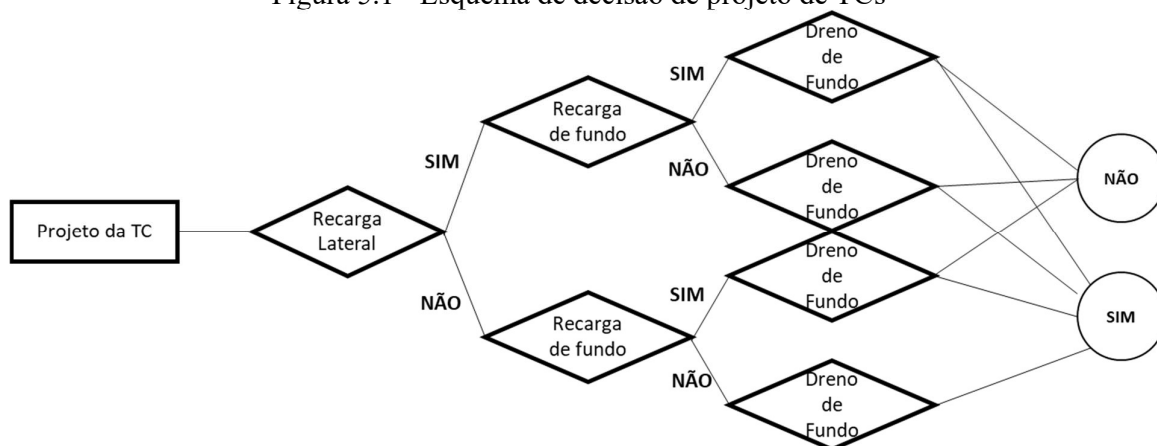
$$C_G = C_i + \sum_{t=1}^{V.U} \frac{C_{m,t}}{(1+i)^t} \quad (5.13)$$

Onde V.U é a vida útil de projeto da obra e  $c_{m,t}$  o custo de manutenção médio anual e t o ano analisado.

### 5.3.5 Atividades demandadas de cada serviço

Para determinar as atividades que são necessárias nas análises de custo, é necessário ter informações sobre o tipo de projeto que se pretende executar. Combinações entre os dispositivos extravasares como orifícios, vertedores, consideração ou não da infiltração lateral e de fundo influem tanto nos aspectos quantitativos dos indicadores de eficiência, quanto nas funções de custo. As possíveis opções são apresentadas na Figura 5.1:

Figura 5.1 - Esquema de decisão de projeto de TCs



Fonte: Autor

Desse modo, as funções de custo utilizadas nesse trabalho visam representar a condição sem escoamento lateral, sem recarga de fundo, utilizando apenas o dreno de fundo e o vertedor de emergência como dispositivos reguladores de vazão. A Tabela 5.3 apresenta a matriz de custos obtida a partir do levantamento de funções de custo em função das variáveis geométricas descritivas.

Tabela 5.3 - Atividades e seus coeficientes para a análise de custo

Item	Códigos das Atividades (SINAPI, agosto 2019)	$K_h$	$K_L$	$K_B$	$K_A$	$K_V$	$K_P$	C
1.0 - Canteiro de Obras	98458	1	0	0	0	0	1	0
	74209/1	0	0	0	0	0	0	0.5
2.0 - Serviços Preliminares	73859/2	0	0	0	1.1	0	0	0
3.0 - Escavações	79480	0	0	0	0	1.2	0	0
	87767	0	0	0	1	0	0	0
4.0 - Fundações e Estrutura	96622	0	0	0	0.05	0	0	0
	98229	0	1.8	1.8	0	0	0	12
	96530	0	1.8	1.8	0	0	0	0
	92741	0	0.12	0.12	0	0	0	0
	96546	0	3	3	0	0	0	0
	92263	0	4.8	4.8	0	0	0	0
	92718	0.168	0	0	0	0	0	0
	92778	4.2	0	0	0	0	0	0
5.0 - Alvenaria	87447	1	0	0	0	0	1	0
	98557	1	0	0	0	0	1	0

	87878	1	0	0	0	0	1	0
6.0 - Preenchimento	83667	1	1	1	0	0	0	0
	83668	1	1	1	0	0	0	0
5.0 - Drenagem	73816/1	0	1	0	0	0	0	0
6.0 - Paisagismo	98509	0	0	0	3	0	0	0
7.0 - Projeto	90777	0	0	0	0	0	0	5

### 5.3.6 Modulação para os cenários futuros

Uma das maneiras de maximizar a eficiência de uma técnica compensatória é submetê-la a estresses ótimos em comparação com seus recursos, isto é, pode-se ajustar sua geometria ao atendimento de riscos não estacionários de modo a garantir, em intervalos de tempo menores, melhores eficiências de retenções volumétricas, infiltração e minimização de riscos de alagamento (ROSA, 2016; LAGO et al., 2017).

Assim, o conceito de modulação é um princípio importante que serve para discretizar os recursos em intervalos de tempo menores de modo a garantir melhor viabilidade tanto econômica (e.g., não é necessário fazer um grande reservatório para atender uma IDF de um cenário de 50 anos a frente) quanto hidrológica-hidráulica, por ter de ser “reparada” em intervalos de tempo mais regulares. (LAGO et al., 2017).

A Figura 5.2 representa um esquema de maximização de eficiência generalizada para o evento de projeto em função da modulação das TCs para cenários futuros de mudanças climáticas e no uso e ocupação do solo.

As técnicas de 1ª geração são dimensionadas, a priori, para um determinado uso e ocupação esperados para o futuro que eventualmente pode mudar. Já as de 2ª geração, são projetadas modularmente para atender as demandas futuras de uso e ocupação e de mudanças climáticas, porém, têm eficiências menores nos eventos de projeto se comparadas com as 3G, por não considerarem a reciclagem de recursos (MACEDO et al., 2017b). Por fim, as de 3ª geração incluem tanto aspectos hidrológicos quanto hidráulicos provenientes de pulsos nas estacionariedades das entradas (precipitação e uso e ocupação). Por serem projetadas em busca do atendimento dos objetivos de desenvolvimento sustentável, em especial do nexus água-energia-alimento, possuem eficiência generalizada maior pela consideração da reciclagem e reutilização de recursos na bacia.





$$\min FO_1 = \sum_{i=1}^N \{Q(i)[P(i)C_p(i) + C(i)]\} \quad (5.14)$$

$$\max FO_2 = \frac{1}{\sum_{m=1}^M P_m} \sum_{m=1}^M [Eff_{G,m} P_m] \quad (5.15)$$

s. a

$$0 \leq FO_1 \leq k_1 \quad (5.16)$$

$$0 \leq FO_2 \leq k_2 \quad (5.17)$$

$$A_{\min} \leq A \leq A_{\max} \quad (5.18)$$

$$h_{\min} \leq h \leq h_{\max} \quad (5.19)$$

$$V_{\min} \leq V \leq V_{\max} \quad (5.20)$$

Como os indicadores de eficiência são todos normalizados, o valor igual a 1 significa atendimento a todos os indicadores e o valor 0 indica falha total aos objetivos. Assim, a frente Pareto de soluções não dominadas deve representar as melhores soluções sob o ponto de vista de atendimento dos objetivos ao longo da vida útil, para dado custo global assumido.

Uma das questões a serem definidas é o método de busca de soluções a ser utilizado. Por não ser possível explicitar o modelo matemático analiticamente (i.e., são processos de cálculo sequenciais) não é possível utilizar-se de técnicas de otimização determinísticas, como a programação linear, não linear, inteira. Destacam-se, portanto, os algoritmos evolucionários e buscas meta-heurísticas. Entretanto, pelo produto do problema de otimização ser uma obra de engenharia com etapas construtivas a serem feitas, algumas restrições devem ser consideradas. Por exemplo, a adoção de medidas com precisão mínima de 1 cm ou arredondadas para múltiplos de 5 cm é uma hipótese razoável para esse tipo de problema. Essas decisões são importantes e reduzem muito o espaço de busca dos algoritmos.

Assim, é possível definir intervalos de discretização de variáveis geométricas como as dimensões em planta e a altura. A utilização de variáveis de decisão como as dimensões da TC, materiais de preenchimento, altura alagada, tipo de vertedor e seus parâmetros geométricos, diâmetro do orifício, parâmetros de infiltração provenientes dos materiais de preenchimento e outros critérios que governam o escoamento na biorretenção, produziram resultados mais fidedignos no que tange à busca por soluções otimizadas. Entretanto, essa abordagem apresenta um custo computacional elevado em relação ao resultado esperado, que é a otimização de uma

TC para controle de escoamentos no lote. É necessário, portanto, de modo a conduzir resultados mais factíveis sob o ponto de vista pragmático, restringir algumas variáveis.

Neste trabalho, tendo em vista a importância da área útil demandada da técnica em relação à edificação de um eventual usuário (i.e., especialmente em lotes em regiões densamente povoadas, a utilização de maiores áreas para construção de TCs é um ponto relevante), assumiu-se utilizá-la como a única variável de decisão do problema, avaliando-se a sensibilidade das soluções obtidas para 3 cenários de alturas das camadas filtrantes x altura da *ponding depth* e alturas drenantes distintas.

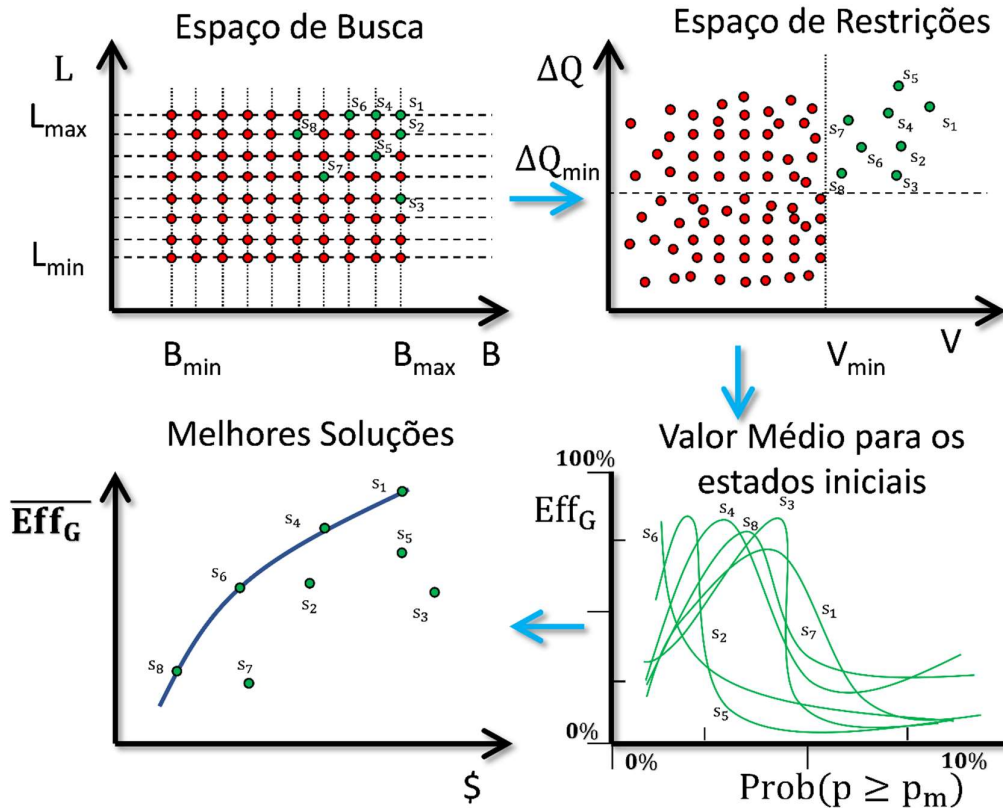
Desse modo, definindo as dimensões em planta como funções discretas que se alteram em loops, pode-se trabalhar com contadores finitos que são função dos valores mínimos, máximos e do passo adotado, em detrimento de um espaço de busca muito grande caso o problema fosse abordado sem restrições. As Equações 5.21 e 5.22 descrevem o processo de discretização das dimensões em planta em função dos contadores.

$$L_i = L_{\min} + \Delta L_i \leq L_{\max} \quad (5.21)$$

$$B_j = B_{\min} + \Delta B_j \leq B_{\max} \quad (5.22)$$

Para diminuir o espaço de buscas e otimizar a velocidade dos algoritmos, mas proporcionar soluções viáveis, optou-se por discretizar a altura drenante da TC em 3 dimensões. Assim, ao invés de um problema de otimização multiobjetivo clássico solucionável por meta-heurísticas ou algoritmos evolucionários, passa-se a trabalhar com uma malha de soluções geométricas que satisfazem as restrições construtivas, similarmente à técnicas de programação dinâmica. As Figuras 5.3 e 5.4 apresentam um esquema da busca de soluções ótimas que tem como restrições o volume mínimo do WQV e um indicador mínimo da redução da vazão de pico  $\eta_1$ . Primeiro, cria-se uma malha geométrica de dimensões em planta da técnica compensatória. Adiante, aplica-se o modelo matemático e discretiza-se cada solução em relação aos indicadores de redução da vazão de pico e volume da técnica compensatória, para o evento de projeto usualmente adotado para desenho de técnicas de drenagem urbana (i.e., TR = 10 ou 25 anos). Uma vez identificado as soluções que atendem as restrições mínimas de volume e redução da vazão de pico, estima-se a performance de cada uma calculando-se a eficiência generalizada para diversas probabilidades de excedência. Finalmente, plota-se curvas de eficiência generalizada por custo anual equivalente, identificando-se soluções de pareto.

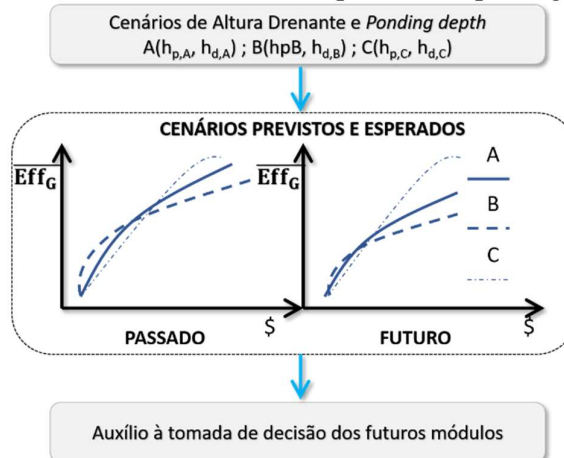
Figura 5.3 - Modelo de avaliação da eficiência generalizada utilizando uma malha geométrica e uma malha de condições de contorno



Fonte: Autor

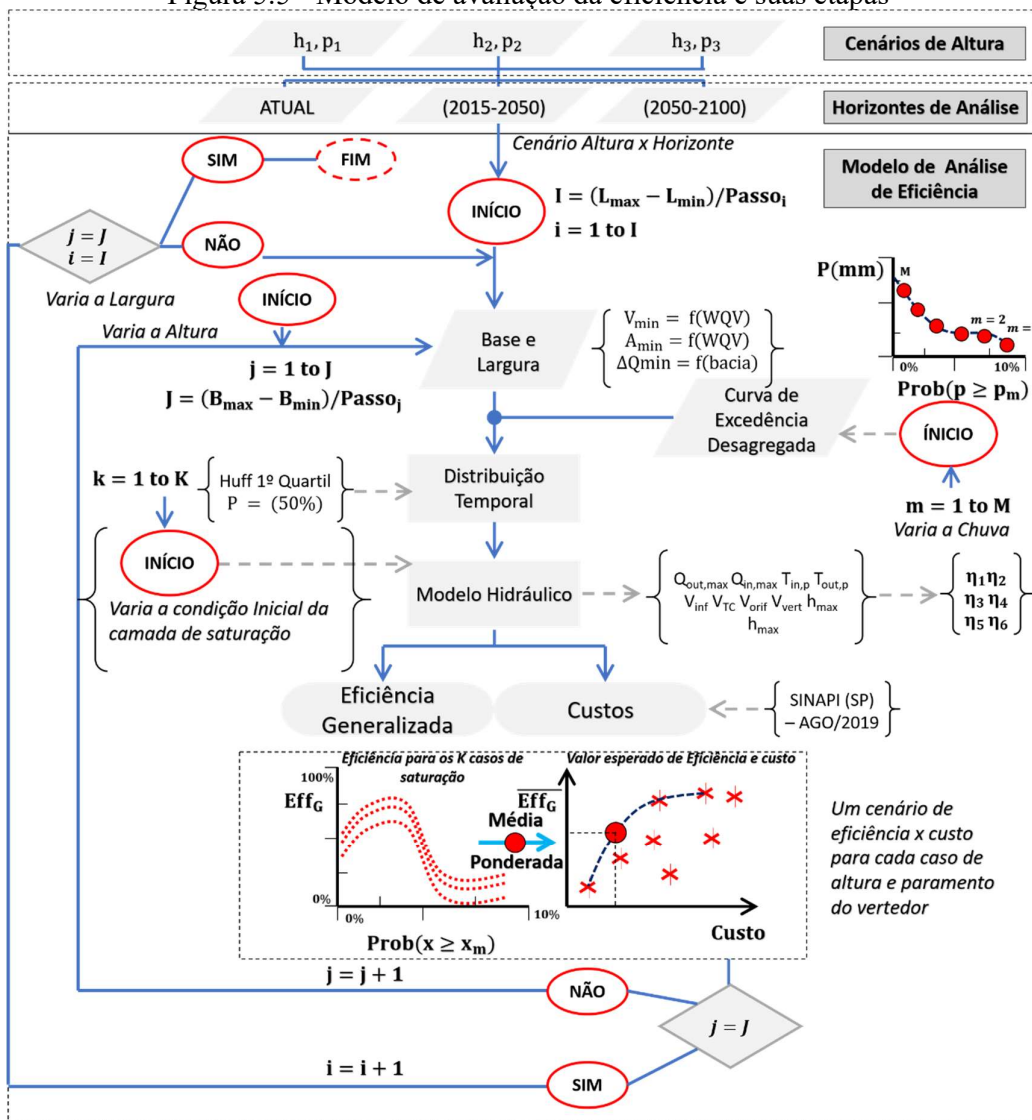
Um esquema do modelo sequencial de avaliação da eficiência generalizada de TCs para diferentes cenários de precipitação e geometria é apresentado nas Figuras 5.4 e 5.5.

Figura 5.4 - Cenários de eficiência para cada tipo de geometria



Fonte: Autor

Figura 5.5 - Modelo de avaliação da eficiência e suas etapas



Fonte: Autor

### 5.4 RESULTADOS

A metodologia de avaliação da eficiência foi aplicada no estudo de caso da técnica compensatória de 3a Geração, construída no Campus 2 da EESC-USP na cidade de São Carlos. A Tabela 5.4 apresenta os dados de entrada e considerações de projeto utilizado para a obtenção dos resultados, incluindo tanto parâmetros hidrológicos, quanto de custo. A Figura 5.6 apresenta o estudo de caso, indicando a área de drenagem.

Tabela 5.4 - Parâmetros adotados e considerações para a análise de eficiência generalizada

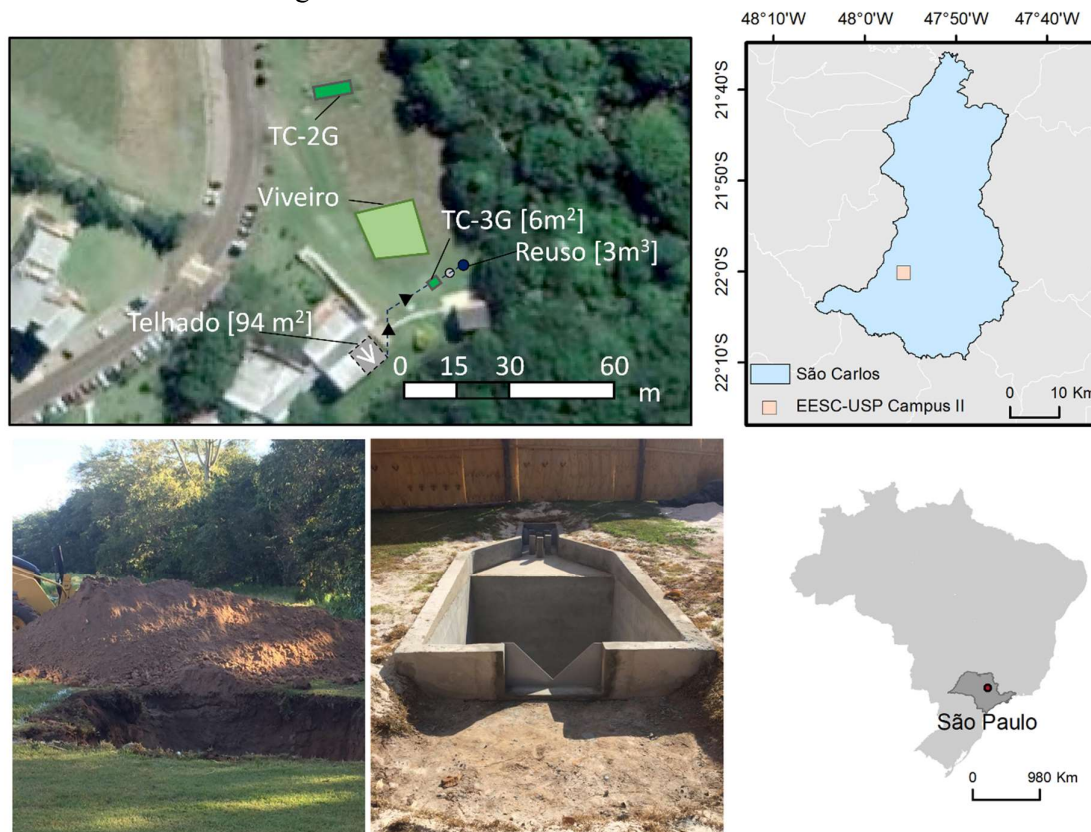
Parâmetro	Descrição	Valor / Tipo
$A_d$	Área do Telhado do bloco 5 – Campus II EESC-USP	94 m <sup>2</sup>
$t_c$	Tempo de concentração adotado pelo tipo de cobertura	5 min
CN	Coefficiente curva-número de telhado	98
TR	Risco de projeto para projetos de microdrenagem em São Carlos	10 anos
Chuva	Distribuição temporal definida em projeto	Huff 1º Quartil (2h)
$D_t$	Duração das simulações	420 min
B	Função do design arquitetônico definido em projeto	3 m
L	Função do design arquitetônico definido em projeto	2 m
$h_p$	Camada de acumulação da <i>ponding depth</i>	60 cm
$h_a$	Composto de areia e solo natural para fixação da vegetação	60 cm
$h_b$	Brita n.3	30 cm
$\phi$	Tube de PVC perfurado com furos da espessura de 8 mm (40 furos)	100 mm
$C_d$	Coefficiente de descarga do orifício	0.5
$K_{sat}$	Condutibilidade hidráulica saturada calibrada com modelo em escala reduzida	46,89 cm.h <sup>-1</sup>
$\theta_i$	Umidade inicial calibrada	0,01768
$\theta_{sat}$	Umidade saturada calibrada	0,32250
$\psi$	Potencial matricial calibrado	6,6980 cm
$\Delta t$	Discretização temporal adotada nos cálculos	10 min
$V_{res}$	Volume do reservatório de reuso considerado	3 m <sup>3</sup>
$\eta_{1,min}$	Eficiência de redução mínima da vazão de pico assumida	30%
$\Delta L$	Intervalos de discretização das dimensões em planta	0.20 m
$L_{min}$	Dimensão em planta mínima adotada	1 m
$L_{max}$	Dimensão em planta máxima adotada	3,6 m
% Prob	90%, 50%, 30%, 15%, 7.5%, 2.5%, 1% e 0.5%	-
$i$	Taxa mínima de atratividade adotada	2% a. a
$\omega$	Pesos relativos $\omega_1 = 5, \omega_2 = 5, \omega_3 = 3, \omega_4 = 1, \omega_5 = 5, \omega_6 = 3$	-
$C_m$	Custos de manutenção anual	0,08C <sub>i</sub>
$h_{max}$	Altura máxima maximorum	15 cm

Os custos de manutenção foram estimados com base em Houle et al., (2013) e a taxa mínima de atratividade foi assumida como 2%. % Prob são os valores representativos da curva de excedência de precipitação utilizados para o cálculo da eficiência generalizada.

Em relação aos valores mínimos e máximos de comprimento e largura, foram considerados 2 e 6 m, utilizando incrementos de 0.05 m (i.e., dificuldades construtivas e precisão comprometida para valores menores e restrição espacial da área máxima da técnica outorgada pela Universidade de São Paulo no Campus II). Apenas as soluções que atenderam o volume mínimo do WQV e  $\eta_1$  de no mínimo 30% foram avaliadas no traçado das curvas Eficiência Média Generalizada *versus* Custo. Esse valor de 30% foi escolhido como alvo pois

outros estudos como Davis (2008) apresentaram eficiências ainda maiores para a redução da vazão de pico, contudo pelo estudo de caso ser em clima subtropical com área de drenagem majoritariamente impermeável (i.e., telhado), optou-se por adotar esse valor. O volume do reservatório de reuso foi calculado em função da demanda máxima média diária de água para um período de 5 dias.

Figura 5.6 - Estudo de caso EESC-USP TC-3G



Fonte: Autor

O escopo das técnicas compensatórias de 3ª Geração inclui o objetivo de maximizar a eficiência para cenários de mudanças climáticas e de uso e ocupação futura (MACEDO et al., 2017b). Assim, 3 cenários serão avaliados. O primeiro pautará nos dados de precipitação diária observados e os outros dois cenários futuros de mudanças climáticas, serão baseados no modelo climático global Miroc5 (WATANABE et al., 2010) via cenário RCP (Representative Concentration Pathway) 8.5, que considera uma emissão de potencial de radiação de  $8.5\text{Wm}^{-2}$ . A tabela 5.5 apresenta alguns parâmetros estatísticos das amostras de precipitações atuais (1961-2018), do cenário (2015-2050) e do cenário (2050-2100).

Tabela 5.5 - Resultados da análise estatística

Cenário	Precipitação Diária		Precipitação Máxima Anual				
	Média (mm)	% de chuva	Média (mm)	$\sigma_P$ (mm)	$C_v$	G	Máximo (mm)
(1961-2018)	4.2	33.6	81	15	0.19	0.58	119
(2015-2050)	3.2	14.0	85	32	0.37	0.321	159
(2050-2100)	4.3	16.4	97	33	0.34	0.742	222

Onde  $\sigma_P$  é o desvio padrão dos máximos anuais,  $C_v$  é o coeficiente de variação e G o coeficiente de assimetria dos dados.

#### 5.4.1 Análise de custo x eficiência para o cenário atual e para os cenários futuros

Para os 3 cenários foram utilizadas 3 condições de altura de *ponding depth* x altura drenante, (A) 60 cm de *ponding depth* e 90 cm de altura drenante (valor considerado na implantação da TC), (B) 30 cm de *ponding depth* e 120 cm de altura drenante, valor máximo admitido pelo bioretention manual (SCHUELER e CLAYTOR, 2000) e (3) 15 cm de *ponding depth* e 135 cm de altura drenante, *ponding depth* admitida em sistemas com objetivo primordial de tratamento qualitativo da água (COUNTY, 1993; DAVIS et al., 2009).

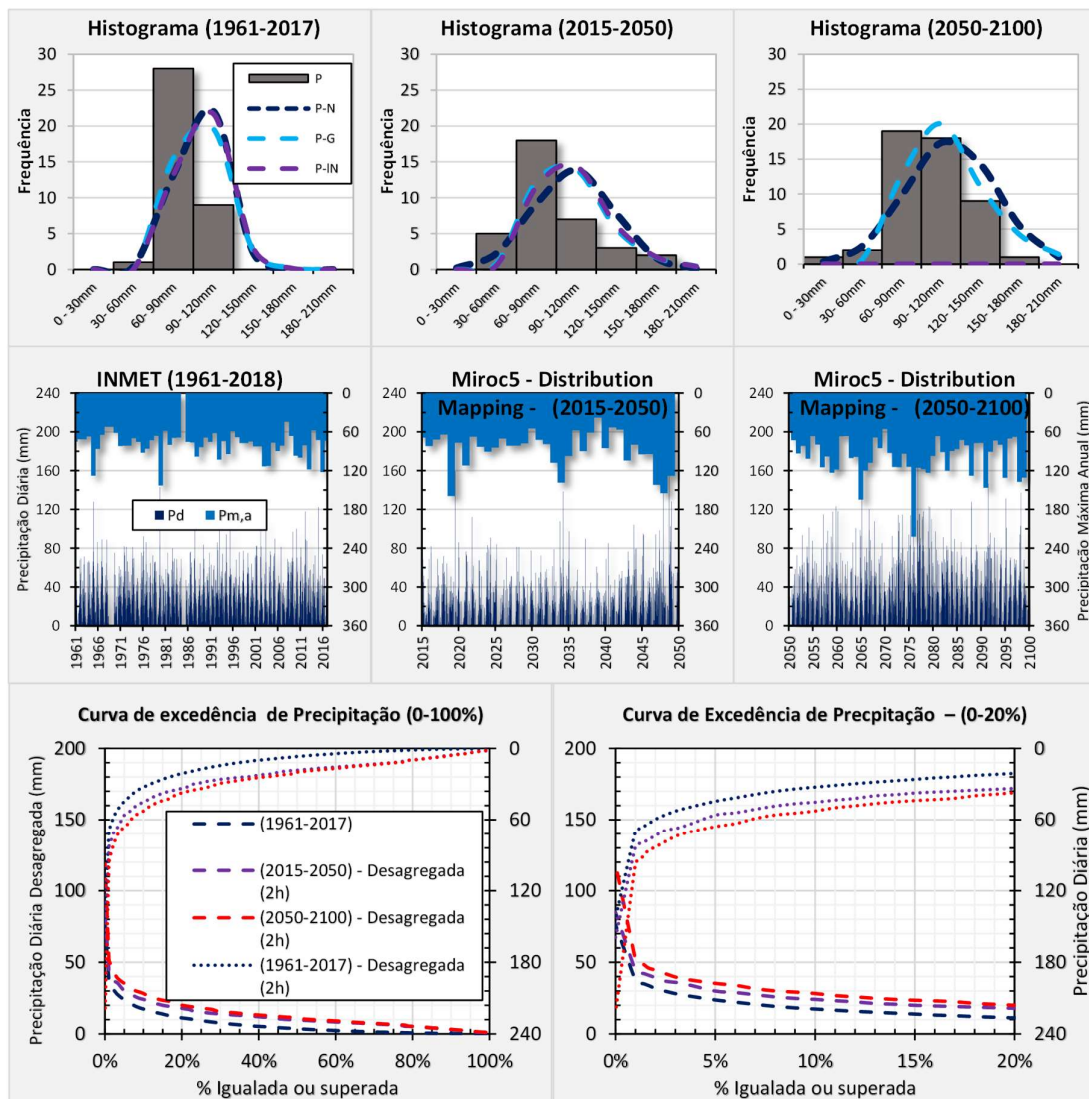
##### 5.4.1.1 Projeção dos dados de precipitação

Utilizando os dados projetados pelo modelo Miroc5 (WATANABE et al., 2010) pelo cenário RCP 8.5, é possível avaliar para os dias de chuva quais as probabilidades de excedência de cada precipitação por intermédio de probabilidades empíricas de *plotting positions* (CHOW e MAIDMENT, 1988). Análises estatísticas foram elaboradas nas amostras de 2015 a 2050 e de 2050 a 2100, buscando avaliar a consistência e aptidão a funções de distribuição de probabilidades teóricas.

Ao se performar análises de frequência nos dados projetados para o cenário de 2015 a 2050, é possível determinar a taxa de igualdade ou excedência para determinado valor esperado de precipitação. Utilizando coeficientes de desagregação obtidos pelo CETESB (1979), é possível determinar os valores de precipitação para cada duração crítica analisada. No caso da TC-3G a ser dimensionada, a análise da chuva foi feita para uma duração de 2h por ser considerada uma duração crítica para o reservatório. A duração crítica de reservatórios, diferentemente de calhas e canais que são dimensionados para vazões de pico, deve levar em conta o aspecto volumétrico da chuva (Nóbrega et al., 2019b).



Figura 5.7 - Variação dos regimes de precipitação observados e esperados



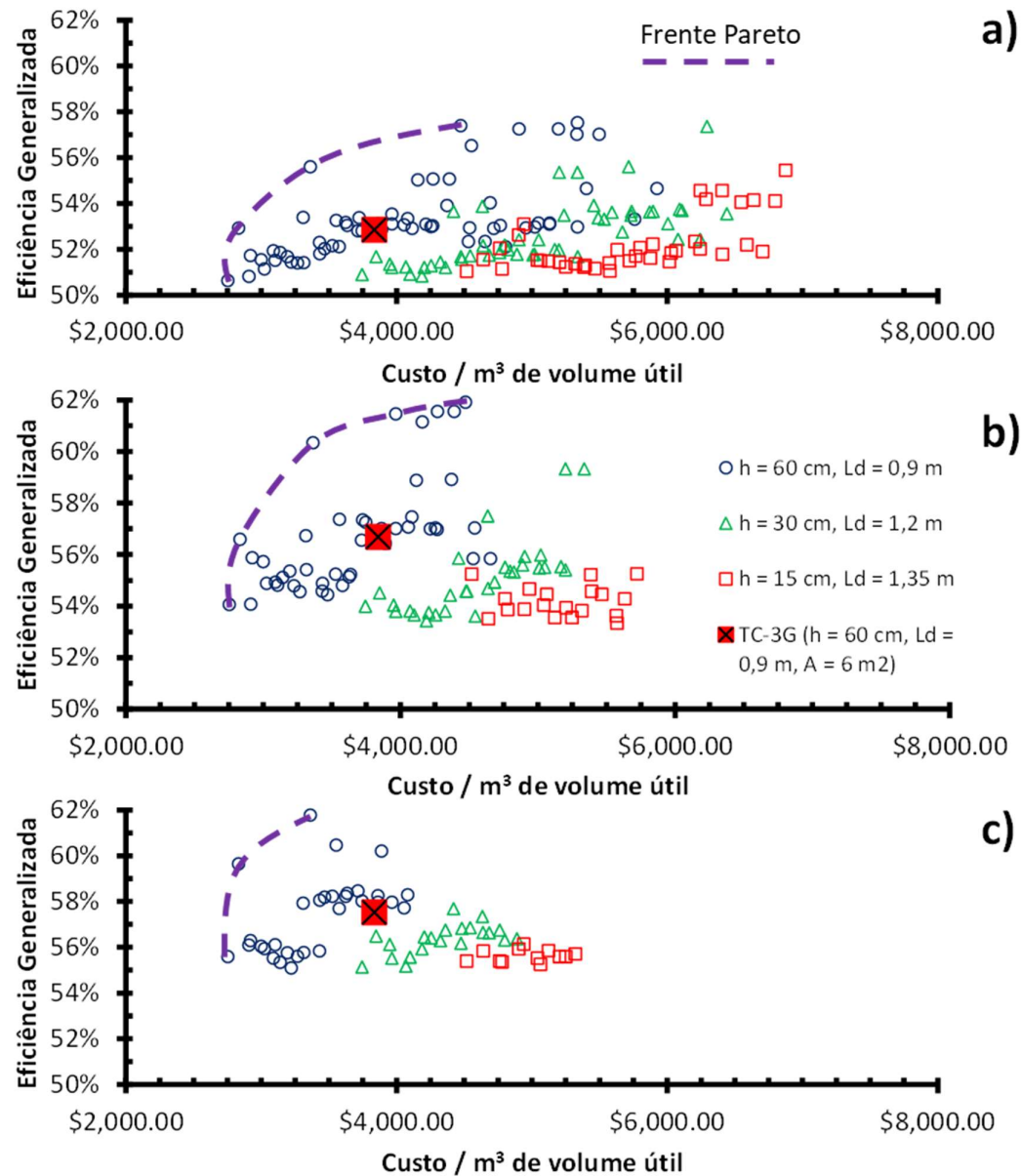
Fonte: Autor

Onde P é a precipitação diária (mm) P-N, P-G e P-L-N são as precipitações modeladas pelos métodos de distribuição temporal normal, gumbel e log-normal, respectivamente (mm),  $P_d$  é a precipitação diária,  $P_{m,a}$  é a precipitação máxima anual.

#### 5.4.2 Curvas Eficiência x Custo

Aplicando o modelo de otimização do TC-Hydro, obtêm-se curvas Eficiência Generalizada x Custo Global para os diferentes designs e regimes de precipitação. A Figura 5.9 apresenta as curvas de Eficiência Generalizada.

Figura 5.8 - Detalhe das soluções para os cenários de precipitação a) – (1961-2015), b) – (2015-2050) e c) (2050-2100). Custos em R\$ (2019).



Fonte: Autor

As soluções de eficiência generalizada não-dominadas em relação ao custo em valor presente e eficiência generalizada de cada design testado e de cenário avaliado são apresentadas na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 - Soluções de melhor eficiência generalizada para cada design e cenário

Cenário	(A) - $h_p = 60$ cm $h_d = 90$ cm			(B) - $h_p = 30$ cm $h_d = 120$ cm			(C) - $h_p = 15$ cm $h_d = 135$ cm		
	Seção (m)	Custo (R\$/m <sup>3</sup> )	Eff (%)	Seção (m)	Custo (R\$/m <sup>3</sup> )	Eff (%)	Seção (m)	Custo (R\$/m <sup>3</sup> )	Eff (%)
(1961-2018)	1,8 x	5.336,31	57,5	1,6 x	6.293,40	57,4	1,6 x	6875,96	55,4
(2015-2050)	1,8			2,6			3,2		
(2050-2100)	2 x 2,2	4.474,19	61,9	2,4 x	5.202,64	59,3	2,2 x	5723,25	55,3
				2,4			3,2		
	2 x 2,6	4.115,37	62,8	2,4 x	4.422,40	57,7	2,8 x	4.939,86	56,1
				3,4			3,4		

## 5.5 DISCUSSÕES

É possível inferir da Figura 5.7 que são esperados maiores períodos de seca, isto é, menores probabilidades de haver precipitação nos cenários (2015-2050) e (2050-2100) se comparados com o cenário atual (1961-2020). Por outro lado, embora haja maiores períodos de seca, há maiores valores de precipitações diárias para os cenários futuros, o que aumenta a insegurança hídrica quanto às enchentes, especialmente, se os cenários futuros acompanharem, além das mudanças climáticas, mudanças no uso e ocupação das bacias, introduzindo maiores taxas de área impermeável. Nesse sentido, a Tabela 5.5 apresenta uma grande diferença na probabilidade de ocorrer um evento de precipitação. Uma redução de 58% e 51% na probabilidade diária de haver chuvas é esperada comparando os cenários de 2015 a 2050 e o de 2050 a 2100 com o cenário de 1961 a 2018, respectivamente. Isso indica a importância do armazenamento das águas para o reuso já que se esperam maiores períodos de seca.

As curvas de distribuição de probabilidades apresentadas na Figura 5.7, embora tivessem sido plotadas para diferentes tamanhos de população (i.e., tamanhos de amostras diferentes para os 3 cenários), apresentam cronologicamente um deslocamento para valores extremos de probabilidade, isto é, prevendo maiores probabilidades de ocorrência de eventos extremos. Em outras palavras, o tempo de retorno de um determinado evento com determinado valor esperado de precipitação tende a diminuir, pois uma maior área da curva de distribuição de probabilidade em direção aos valores extremos é observada.

A Figura 5.7 apresenta também as curvas de excedência de precipitação. É possível inferir que, tomando a precipitação como um evento certo, espera-se maiores intensidades para um determinado evento de precipitação para os cenários de (2050-2100) e (2015-2050) em comparação com o cenário atual. Entretanto, é importante ressaltar que as curvas foram construídas apenas com os dados de precipitação, ou seja, foram excluídos os dias sem chuva. Desse modo, o cenário apresentado na Figura 5.7 indica que, em eventos chuvosos, há uma maior probabilidade de extremos para os cenários futuros de mudanças climáticas.

É possível concluir analisando a Figura 5.8 que, no geral, maiores eficiências são observadas para os cenários de maior altura de *ponding depth*. Isso ocorre devido (1) ao menor risco de extravasamento, (2) maior probabilidade de infiltrar todo o volume que foi afluente à bacia, (3) menor chance de se extravasar pelo vertedor e, (4) geralmente, menor vazão de pico, especialmente, nos casos em que não há a utilização do vertedor.

Todas as soluções não dominadas foram do design tipo (A), com *ponding depths* de 60 cm e alturas drenantes de 0.9 m. O efeito de armazenamento nessa camada é fundamental para a diminuição dos riscos de extravasamento e de redução das vazões de pico. Desse modo, maiores eficiências médias são esperadas para esse design não somente por diminuir os riscos de falha da obra, mas também por proporcionar maiores volumes de infiltração que aumentam o potencial de reuso e a taxa do volume precipitado capturado.

Embora a TC-3G dimensionada no capítulo 4 tenha atingido eficiência adequada para a diminuição dos picos de cheia, quando avaliada em relação a critérios mais holísticos, apresentou eficiências generalizadas relativamente inferiores. Entretanto, a solução adotada é factível nos 3 cenários de precipitação avaliados e, inclusive, esperam-se maiores eficiências para os cenários futuros justamente por aumentar a intensidade do regime chuvoso e, portanto, submeter a técnica a estresses mais adequados ao seu design. Desse modo, a solução adotada, a priori esteja aquém de otimizar todos os objetivos propostos, é robusta e flexível para não necessitar de módulos futuros para atender os novos regimes de precipitação prováveis.

Cada cenário de precipitações e design de TC tem soluções de maior eficiência generalizada. Entretanto, soluções ótimas de um regime de precipitações podem não ser soluções factíveis de outro. Por exemplo, a solução ótima do cenário (1961-2018-A) apresenta um custo capital de aproximadamente R\$ 5.336/m<sup>3</sup> e uma eficiência de aproximadamente 58%. Porém, nos cenários futuros de mudanças climáticas, essa solução primeiramente tomada como ótima para o cenário de precipitações observado não atinge as restrições de vazão máxima efluente e volume mínimo para tratar o *first flush* (WQV). Assim, caso a opção de minimização de impactos no desenho da TC seja utilizada (i.e., um único módulo que atenda tanto os cenários atuais de precipitação quanto os de mudanças climáticas), a solução ótima para os 3 casos será limitada pelo cenário de precipitações mais crítico.

Fixando-se as alturas de *ponding depth* e as funções de cota-descarga dos dispositivos extravasores, o problema pode ser abordado como um problema de otimização de objetivo único, isto é, para um dado cenário de pesos adotados para os indicadores de eficiência há apenas uma única solução ótima perante custos e eficiência generalizada. Entretanto, ao utilizar como variáveis de decisão a altura de *ponding depth* e a altura drenante, o problema passa a ser

de otimização multiobjetivo por não haver apenas uma solução não dominada, conforme ilustra a Figura 5.8.

As soluções de menor custo tipicamente têm razões de aspecto, isto é, relações entre as dimensões em planta, próximas da unidade. Isso ocorre pelo fato de que os custos de fôrmas para as vigas baldrame, concretagem das vigas baldrame e vigas laterais, comprimentos de armadura longitudinal e transversal, comprimento de alvenaria, área de impermeabilização das vigas e comprimento do dreno de fundo crescem rapidamente para razões de aspecto diferentes da unidade tanto para cima quanto para baixo. Em outras palavras, para uma mesma área de TC (i.e., mesma eficiência hidrológica perante a infiltração), soluções mais esbeltas (i.e., com diferenças significativas entre a largura e comprimento em planta) apresentam um perímetro  $(1 + r)/2\sqrt{r}$  do perímetro de um quadrado, o que aumenta alguns custos. Por exemplo, comparando duas TCs com 6 m<sup>2</sup>, sendo uma de 2,45 m x 2,45 e outra de 1,0 m x 6,0 m, haverá um acréscimo de perímetro de cerca de 42%, o que aumentará os custos das atividades que dependem das dimensões em planta, favorecendo para uma mesma eficiência hidrológica, as soluções mais quadradas, quando projetadas em concreto armado.

## 5.6 CONCLUSÕES

A elaboração de um modelo de análise de eficiência generalizada de biorretenções para cenários de geometrias, mudanças climáticas e mudança e de ocupação distintos, utilizando um modelo hidrológico calibrado, foi feita e os resultados obtidos sugerem novas formas de se analisar o processo de otimização, alocação de recursos e análise de eficiência generalizada de biorretenções. Em relação aos resultados, pode-se concluir que:

- (a) O aumento das intensidades das precipitações esperadas em função dos cenários de mudanças climáticas estressará o sistema de biorretenção que aumentará sua eficiência generalizada de 57,5% para 62,8%;
- (b) Maiores alturas de *ponding depth* produzem maiores eficiências hidrológicas por diminuir riscos de cheia, aumentarem o volume infiltrado e reduzir as vazões de pico;
- (c) Geometrias de TC aproximadamente quadradas são menos custosas e, portanto, são uma direção para a minimização de custos;
- (d) Soluções ótimas de um determinado cenário de precipitações e *ponding depth* podem, ser solução factível para outros cenários de precipitação devido à variação do volume mínimo para tratar o first flush ser função da P(90%).



## REFERÊNCIAS

ANDOH, R. Y. G.; DECLERCK, C. Source control and distributed storage—a cost effective approach to urban drainage for the new millennium. In: **8th International Conference on Urban Storm Drainage**. 1999. p. 1997-2005.

BRANS, J.; VINCKE, P. Note—A Preference Ranking Organisation Method: (The PROMETHEE Method for Multiple Criteria Decision-Making). **Management science**, v. 31, n. 6, p. 647-656, 1985.

BUTLER, D. et al. A new approach to urban water management: Safe and sure. **Procedia Engineering**, v. 89, p. 347-354, 2014.

CENTER, UNH Stormwater. University of New Hampshire Stormwater Center. **2007 Annual Report**, 2007.

CETESB. **Drenagem urbana: manual de projeto**. Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE) e Companhia de Tecnologia de Saneamento (CETESB), São Paulo, 1ed., 1979.

CHOW, V. T.; MAIDMENT, D. R.; MAYS, L. W. **Applied hydrology**. 1988.

DAVIS, A. P. et al. Bioretention technology: Overview of current practice and future needs. **Journal of Environmental Engineering**, v. 135, n. 3, p. 109-117, 2009.

DAVIS, A. P. Field performance of bioretention: Hydrology impacts. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 13, n. 2, p. 90-95, 2008.

FRANCIS, R.; BEKERA, B. A metric and frameworks for resilience analysis of engineered and infrastructure systems. **Reliability Engineering & System Safety**, v. 121, p. 90-103, 2014.

GOMEZ-LIMON, J. A.; RIESGO, L. **Alternative approaches on constructing a composite indicator to measure agricultural sustainability**. 2008.

GOULD, J. et al. **Rainwater Catchment Systems for Domestic Supply**. Intermediate Technology, 1999.

HOULE, J. J. et al. Comparison of maintenance cost, labor demands, and system performance for LID and conventional stormwater management. **Journal of environmental engineering**, v. 139, n. 7, p. 932-938, 2013.

HOWARD, C. D. D. Theory of storage and treatment-plant overflows. **Journal of the Environmental Engineering Division**, v. 102, n. 4, p. 709-722, 1976.

HWANG, H.; LANSEY, K; QUINTANAR, D. R. Resilience-based failure mode effects and criticality analysis for regional water supply system. **Journal of Hydroinformatics**, v. 17, n. 2, p. 193-210, 2014.

JOYCE, J. et al. Coupling infrastructure resilience and flood risk assessment via copulas analyses for a coastal green-grey-blue drainage system under extreme weather events. **Environmental modelling & software**, v. 100, p. 82-103, 2018.

KEATING, K. et al. Delivering Benefits through Evidence: Cost Estimation for SUDS. **Environment Agency**, Bristol, UK, 2015.

KEENEY, R. L. The art of assessing multiattribute utility functions. **Organizational Behavior and Human Performance**, v. 19, n. 2, p. 267-310, 1977.

LAGO, C. A. F. et al. IX-008-USO DO PCSWMM PARA AVALIAR A EFICIÊNCIA DE UM DIMENSIONAMENTO MODULAR DE BIORRETENÇÃO PARA O TRATAMENTO DE ÁGUAS PLUVIAIS, 2017.

MACEDO, M. B. et al. Técnicas compensatórias de bioretenção para cidades resilientes: integração com nexus-água, energia, alimento. **XXII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, 2017a.

MACEDO, M. B. et al. Learning from the operation, pathology and maintenance of a bioretention system to optimize urban drainage practices. **Journal of environmental management**, v. 204, p. 454-466, 2017b.

MIGUEZ, M. G.; VERÓL, A. P. A catchment scale Integrated Flood Resilience Index to support decision making in urban flood control design. **Environment and Planning B: Urban Analytics and City Science**, v. 44, n. 5, p. 925-946, 2017.

MUGUME, S. N. et al. A global analysis approach for investigating structural resilience in urban drainage systems. **Water research**, v. 81, p. 15-26, 2015.

NÓBREGA, M. G. J.; MENDIONDO, E. M.; MACEDO, M. B. Design of lot scale micro reservoirs considering its position in the watershed in the hydrologic model and assessing its hydraulic outlet devices by the outflow hydrograph. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 24, 2019b. (submitted)

ROSA, A. **Biorretenção para o controle da poluição difusa em drenagem urbana sustentável (SUDS) utilizando abordagens experimentais-adaptativas de ecohidrologia**. 2016. 107 f. Tese (Doutorado). Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

SAATY, T. L. The analytic hierarchy process McGraw-Hill. **New York**, v. 324, 1980.

SCHOLES, L.; REVITT, D. M.; ELLIS, J. B. A systematic approach for the comparative assessment of stormwater pollutant removal potentials. **Journal of environmental management**, v. 88, n. 3, p. 467-478, 2008.

SIMONOVIC, S. P. From risk management to quantitative disaster resilience—a paradigm shift. **International Journal of Safety and Security Engineering**, v. 6, n. 2, p. 85-95, 2016.

SINAPI. CAIXA ECONÔMICA FEDERAL. **Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil—SINAPI**. 2019.

SCHUELER, T. R.; CLAYTOR, R. A. **Maryland stormwater design manual**. Maryland Department of the Environment. Baltimore, MD, 2000.



WANG, M. et al. A framework to support decision making in the selection of sustainable drainage system design alternatives. **Journal of environmental management**, v. 201, p. 145-152, 2017.

WATANABE, M. et al. Improved Climate Simulation by MIROC5: Mean States, Variability, and Climate Sensitivity. **Journal of Climate**, v. 23, n. 23, p. 6312–6335, dez. 2010.

WOODS-BALLARD, B. et al. **The DUDS Manual**. London: Ciria, 2007.

ZHANG, K.; CHUI, T. F. M. A comprehensive review of spatial allocation of LID-BMP-GI practices: Strategies and optimization tools. **Science of The Total Environment**, v. 621, p. 915-929, 2018.

## CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES GERAIS

Este capítulo de conclusões gerais será subdividido em duas partes: Conclusões e Recomendações futuras. O item de Conclusões buscará entender, dentro do escopo dos objetivos propostos, qual o grau de atendimento das expectativas. Já o item de Recomendações Futuras, terá por objetivo a proposição de melhorias, sugestões e possíveis perguntas ainda não totalmente respondidas.

### 6.1 – OBJETIVO GERAL

O objetivo geral da pesquisa é *“Elaborar uma nova proposta de dimensionamento e simulação dinâmica-modular de biorretenções, visando a maximização de segurança hídrica e eficiência quali-quantitativa para cenários atuais e futuros de mudanças climáticas, no uso e ocupação”*.

Assim, o objetivo do trabalho foi atendido, pois foi possível mesclar modelos hidrológicos variados para estimativa do hidrograma de entrada com um modelo fisicamente baseado (Green-Ampt) que permite avaliar o estado de saturação da biorretenção para cada passo de tempo e obter seu hidrograma efluente. Desse modo, sendo um modelo simples e de grande aplicação prática, é possível utilizar o modelo desenvolvido (TC-Hydro) para avaliar, simular e dimensionar biorretenções.

Além disso, em seu módulo de otimização, é possível parametrizar funções de custo e definir pesos para os critérios de eficiência hidrológica e hidráulica para um dado cenário de precipitações. Nesse cenário de precipitações, é possível inserir tanto em cenários já observados (i.e., dados de precipitação diária obtidas em postos pluviométricos), quanto dados projetados por modelos climáticos, sendo possível, portanto, avaliar a eficiência do sistema tanto para (a) cenários atuais, quanto para (b) cenários futuros de mudanças climáticas e uso e ocupação.

Desse modo, levando em conta os resultados obtidos nos Capítulos (3), (4) e (5), considera-se que o objetivo geral foi atendido.

### 6.2 – OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Nesse tópico, comentários sobre o desenvolvimento da pesquisa e o atendimento dos objetivos propostos são apresentados.

#### Objetivo Específico (1)

- *“Avaliar estatisticamente as melhores combinações distribuições de probabilidade empíricas x teóricas para a cidade de São Carlos e projetar uma IDF atualizada para uso em obras hidráulicas.”*

Esse objetivo foi atendido e os resultados obtidos mostraram uma tendência de precipitações mais intensas, quando ocorrerem e de períodos de seca mais intensos. Essa etapa do trabalho foi fundamental para definir a curva IDF para a elaboração do projeto da TC-3G, sendo ela utilizada para a avaliação da sensibilidade da biorretenção perante (1) diferentes hietogramas, (2) diferentes tempos de retorno e (3) incertezas nos parâmetros de infiltração e condição inicial de umidade antecedente, conforme apresentado no Capítulo 4. Em relação aos ábacos de vazão de projeto apresentados no Capítulo (3), foram utilizados para o dimensionamento do vertedor de entrada da biorretenção, isto é, a vazão máxima esperada foi obtida para um CN de 98 e, utilizando a equação do vertedor triangular, pôde-se obter qual deveria ser a altura mínima do vertedor para verter a vazão de pico esperada.

Portanto, esse objetivo da pesquisa foi fundamental para definir um modelo hidrológico mais condizente com o cenário atual de precipitações. Evidentemente, há incertezas na parametrização das IDFs, especialmente, no que tange aos coeficientes de desagregação. Entretanto, devido à ausência de dados subdiários disponíveis na cidade de São Carlos, dentro das limitações então apresentadas, buscou-se dar a maior acurácia possível tratando os dados com ferramentas estatísticas para a maximização da qualidade do ajuste.

#### Objetivo Específico (2)

- *Propor um modelo hidrológico-hidráulico unidimensional para simular, dimensionar e avaliar biorretenções considerando diferentes métodos sintéticos:*
  - a. *Pré-dimensionamentos pelo Bioretention Manual e Curva Envelope;*
  - b. *Distribuições temporais: Huff 1º Quartil, Chicago, Constante;*
  - c. *Separação do escoamento: SCS-CN, Horton, Método Racional;*

*d. Chuva-vazão: Hidrograma Unitário SCS-CN, Santa Barbara Urban Hydrograph (SBUH);*

O modelo hidrológico-hidráulico para simulação e dimensionamento de biorretenções foi desenvolvido e detalhado no Capítulo (4). Os pré-dimensionamentos, que estão incluídos no modelo TC-Hydro para fins de comparação, mostraram-se aquém da otimização do projeto da TC devido a sua simplicidade na representação do comportamento hidrológico-hidráulico das biorretenções. Em outras palavras, devido a demasiadas simplificações nos modelos hidrológicos de entrada e adoções de hipóteses simplistas como a vazão específica de saída constante ou apenas a consideração única de um volume mínimo, os resultados obtidos (i.e., áreas) pelos pré-dimensionamentos do *Bioretention Manual* e *WQV*, quando avaliados no modelo (TC-Hydro), puderam ser considerados como superdimensionamentos.

Já em relação às distribuições temporais, apresentaram um grande impacto em relação ao comportamento das biorretenções. É possível concluir no Capítulo (5) que as vazões de pico esperadas na TC-3G podem apresentar resultados iguais para tempos de retorno de 1 e 100 anos, caso condições como umidade antecedente, distribuição temporal e parâmetros de infiltração, devido a suas incertezas, atendam determinado padrão. Desse modo, estudos de padronização de distribuições temporais têm um papel fundamental no processo de otimização de técnicas compensatórias, pois sua má definição pode produzir resultados não condizentes com a realidade.

Os modelos de separação do escoamento apresentam algumas diferenças importantes entre si. Diferentes métodos devem ser considerados para o projeto de estruturas hidráulicas e eles, tipicamente, são requeridos de acordo com as regulamentações vigentes nas localidades de implantação da técnica compensatória. Assim, eventualmente algum órgão regulador pode aceitar, por exemplo, apenas o método racional ou outro que defina o modelo de Horton. Portanto, a inclusão desses modelos de infiltração no modelo TC-Hydro se deu por esse motivo.

A mesma razão se aplica para os modelos de transformação de chuva-vazão. Além disso, cabe-se ressaltar que (1) a disponibilidade de dados é fator determinante na definição de um método chuva-vazão em detrimento de outro, pois (2) dependendo das condições da bacia local ou da precisão requerida do projeto, pode ser necessário estimar ou adotar algum dos parâmetros e, portanto, a escolha pode ser feita de modo a optar pelo modelo com menos parâmetros ou menos incerteza.

Objetivo Específico (3)

- *“Calibração e validação do modelo hidráulico simplificado proposto via experimentos em laboratório, utilizando um protótipo e previsão do comportamento esperado do modelo em escala real para diferentes eventos de projeto”*

A construção e monitoramento do protótipo em eventos controlados permitiu a calibração do modelo de infiltração de Green-Ampt, incorporado no modelo TC-Hydro. Assim, foi possível obter resultados satisfatórios e, principalmente, replicáveis. O protótipo construído permite a avaliação do comportamento hidrológico e hidráulico de biorretenções com relativa flexibilidade. Foi possível, com base em critérios de escala, emular o comportamento esperado da TC-3G em escala real, uma vez que o protótipo foi feito em escala linear de 1:2 com o modelo real. A calibração e validação do modelo apresentaram coeficientes de aderência razoáveis e os valores dos parâmetros calibrados serviram para o dimensionamento e avaliação de eficiência da biorretenção em escala real.

#### Objetivo Específico (4)

- *“Avaliar a performance da TC-3G sob o ponto de vista de indicadores de eficiência para o cenário atual e para cenários futuros de (2015-2050) e (2050-2100) e dimensionar seus módulos futuros para maximização de eficiência generalizada e minimização de Custo.”*

Um modelo de avaliação da eficiência generalizada de biorretenções foi desenvolvido e incorporado no modelo TC-Hydro. Nele, foi possível definir indicadores de eficiência que visam representar o grau de atendimento de alguns dos objetivos primordiais das TC-3G, isto é, os indicadores visam representar critérios como (i) potencial de enchentes, (ii) potencial de reuso e (iii) incerteza e insegurança da obra.

Tendo em vista os indicadores de eficiência e suas inter-relações (i.e., pesos balizados para cada indicador), foi possível elaborar a unificação e normalização de um indicador de 0 a 1 que representa o grau de atendimento mútuo de cada indicador de eficiência para uma determinada chuva, condição de umidade antecedente e dimensões da técnica compensatória. Assim, de modo a determinar um cenário geral do comportamento da TC, varreduras variando as chuvas (i.e., séries histórias de precipitação e cenários futuros de mudanças climáticas), condições de umidade antecedente (i.e., adoção da posição inicial da camada de saturação)

foram incluídas no modelo de avaliação da eficiência. Assumindo o custo de implantação como função dos parâmetros geométricos da TC e o custo de manutenção anualizado como função do custo de implantação, foi possível, além da avaliação da eficiência de cada eventual possível solução (i.e., uma dada geometria de TC), verificar a relação entre eficiência *versus* custo.

Os resultados permitiram concluir que para a mesma área, é mais viável soluções de menor perímetro, isto é, mais próximas de uma geometria quadrada, pois o custo é mais sensível ao perímetro em relação à área. Além disso, a TC-3G construída tende a se tornar mais eficiente com o futuro, pois não é a melhor solução para o cenário atual, tampouco a melhor solução para o cenário de 2015-2050 ou 2050-2100. Portanto, a modulação, nesse caso, embora em novos dimensionamentos de TCs-3G possa ser avaliada para a maximização da eficiência para cenários futuros, não é estritamente necessária, porque pelo menos a manutenção da eficiência generalizada é esperada para os cenários futuros. Ou seja, pelo fato de a técnica não ter sido a opção otimizada para o cenário atual, ela, por sua vez, tende a ser mais otimizada para os cenários futuros que indicam maiores intensidades de precipitação.

### 6.3 – RECOMENDAÇÕES FUTURAS

Algumas limitações e melhorias poderiam ser respondidas em próximas pesquisas e, portanto, ficam como recomendações para futuros trabalhos.

- O modelo de infiltração unidimensional de Green-Ampt explica, com resultados satisfatórios, o comportamento da saturação da TC. Entretanto, nesse trabalho, optou-se pela avaliação da TC-3G com modelos de infiltração lateral e infiltração de fundo simplificados. Dependendo das condições de contorno, modelos mais sofisticados se fazem necessários para explicar o comportamento hidrológico de biorretenções em zonas de recarga, por exemplo.
- As funções de levantamento de quantitativos foram elaboradas para a condição sem escoamento lateral e de fundo, isto é, para TCs que visam a maximização da coleta d'água. Assim, a definição das funções de custos, envolvendo combinações de escoamento (a) com ou sem infiltração lateral, (b) com ou sem infiltração de fundo e (c) com ou sem dreno de fundo, podem ser feitas para a generalização do modelo.
- A concepção dos reservatórios de biorretenção foi de maneira, exclusivamente, prismática. Todavia, visando maior representatividade, o modelo poderia ser

melhorado, possibilitando a entrada de um vetor cota-área para a consideração de casos em que há geometrias de seção variável (e.g., taludes laterais).

- Definição mais detalhada, objetiva e menos enviesada dos pesos dos indicadores de eficiência pode ser feita. Evidentemente, pensando sob o ponto de vista do proprietário do lote que implantará a TC, ele é quem deveria ter ciência do que lhe faz mais sentido, logo, a definição dos pesos deve ser função de suas afeições e objetivos. Essa problemática poderia ser respondida com pesquisas e questionários.