



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

RENATO CAVALCANTI LINS

**MODELAGEM HIDRÁULICA DO CANAL BEIRA RIO NOS CENÁRIOS DE
REQUALIFICAÇÃO DO CURSO D'ÁGUA E DE IMPLANTAÇÃO DE BACIA DE
DETENÇÃO**

Recife
2019

RENATO CAVALCANTI LINS

**MODELAGEM HIDRÁULICA DO CANAL BEIRA RIO NOS CENÁRIOS DE
REQUALIFICAÇÃO DO CURSO D'ÁGUA E DE IMPLANTAÇÃO DE BACIA DE
DETENÇÃO**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia e Geociências da Universidade Federal de Pernambuco para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos.

Orientador: Prof. Dr. Anderson Luiz Ribeiro de Paiva.

Recife
2019

Catálogo na fonte
Bibliotecária Margareth Malta, CRB-4 / 1198

L759m	Lins, Renato Cavalcanti. Modelagem hidráulica do canal Beira Rio nos cenários de requalificação do curso d'água e de implantação de bacia de retenção / Renato Cavalcanti Lins. Recife – 2019. 64 folhas, il., gráfs., tabs. Orientador: Prof. Dr. Anderson Luiz Ribeiro de Paiva. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2019. Inclui Referências. 1. Engenharia Civil. 2. Escoamento superficial. 3. Canal Beira Rio. 4. Hec-Ras. 5. SCS. 6. Alagamentos. I. Paiva, Anderson Luiz Ribeiro de. (Orientador). II. Título. UFPE 624 CDD (22. ed.) BCTG/2019-440
-------	--



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

A comissão examinadora da Defesa de Dissertação de Mestrado

**MODELAGEM HIDRÁULICA DO CANAL BEIRA RIO NOS CENÁRIOS DE
REQUALIFICAÇÃO DO CURSO D'ÁGUA E DE IMPLANTAÇÃO DE BACIA DE
DETENÇÃO**

defendida por

Renato Cavalcanti Lins

Considera o candidato APROVADO

Recife, 20 de novembro de 2019

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Anderson Luiz Ribeiro de Paiva - UFPE
(Orientador)

Prof. Dr. Artur Paiva Coutinho – UFPE
(Examinador externo)

Prof. Dr. Jaime Joaquin da Silva Pereira Cabral – UFPE
(Examinador interno)

Aos meus pais Rinaldo (*in memoriam*) e Sandra, que dignamente lutaram dia-a-dia para que eu pudesse seguir o caminho da educação, da honestidade e da persistência.

AGRADECIMENTOS

À minha família, em especial à Sandra (mãe) e a Valéria (namorada), pelo apoio e paciência durante toda a trajetória deste projeto.

A realização de um projeto de pesquisa como este só foi possível com o apoio de vários colaboradores. **Ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFPE, pelo apoio no desenvolvimento da pesquisa. E ao Grupo de Recursos Hídricos da UFPE,** em especial ao Professor Doutor Anderson Luiz Ribeiro de Paiva e ao Professor Doutor Jaime Joaquim da Silva Pereira Cabral, que direta ou indiretamente contribuíram de alguma forma, o meu reconhecimento e gratidão.

Aos amigos e colegas de trabalho por entenderem a importância desta tarefa, pelo apoio e compreensão, em especial a António Relvas, Anderson Farias, Ariely Albuquerque, Murilo Trevisan e Tiago Inocêncio.

RESUMO

A presente dissertação teve como objetivo analisar 3 cenários diferentes de escoamento no Canal Beira Rio, localizado em Santo Aleixo, Jaboatão dos Guararapes-PE. As vazões de projeto foram calculadas através do método do SCS (Soil Conservation Service) e inseridas no software HEC-RAS para análise em cada caso, os quais são: Cenário 1 – Canal em situação atual; Cenário 2 – Canal retangular com paredes revestidas em concreto e fundo em terra; e Cenário 3 – Canal nas condições do cenário 2, acrescido da implantação de uma bacia de retenção, à montante do escoamento. Como resultado, são apresentadas as cotas de inundação, bem como as seções transversais e o perfil longitudinal, nos períodos de retorno de 25 e 50 anos, onde se observou que a intervenção realizada através do alargamento e requalificação do canal pode cessar os problemas de alagamentos na área, desde que haja colaboração da população ribeirinha no que diz respeito à preservação do meio, de modo a não poluir o curso d'água com o lançamento de resíduos sólidos e não modificar as seções transversais, com ocupações irregulares, por exemplo. Deve haver também maior comprometimento do poder público no intuito de fiscalizar e punir as irregularidades, realizar manutenções constantemente e adotar políticas de assistência e educação ambiental na comunidade.

Palavras-chave: Escoamento superficial. Canal Beira Rio. Hec-Ras. SCS. Alagamentos.

ABSTRACT

This dissertation aimed to analyze 3 different scenarios of water runoff in the Beira Rio Channel, located in Santo Aleixo, Jaboatão dos Guararapes-PE. The project flows were calculated using the SCS method (Soil Conservation Service) and used as input data in the software HEC-RAS for analysis in each case, which are: Scenario 1 - Channel in current situation; Scenario 2 - Rectangular channel with concrete-lined walls and soil bottom; and Scenario 3 - Channel under the conditions of scenario 2, with the addition of a detention basin, upstream the water runoff. As a result, the flood elevations, cross sections and longitudinal profile of the channel are presented for both the 25 and 50 year Return Periods, where it was observed that the intervention made through the channel widening and requalification can cease the flooding problems in the area, as long as the riverside population collaborates with the preservation of the environment, by ceasing the pollution of the watercourse with the release of solid waste and by not modifying the cross sections with irregular occupations, for example. There must also be a greater commitment from the public authorities to monitor and punish irregularities, to perform constant maintenance, to adopt assistance policies and to provide environmental education to the community.

Keywords: Surface runoff. Beira Rio channel. Hec-Ras. SCS. Flooding.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Coeficiente de rugosidade de Manning.....	25
Figura 2 - Localização do canal Beira Rio.....	30
Figura 3 - Sub-bacias de contribuição da bacia do Canal Beira Rio.	31
Figura 4 - Casa construída a aproximadamente 1 metro do nível do solo.	32
Figura 5 - Lixo e vegetação ocupando o leito do canal.	33
Figura 6 - Obstrução ao curso do canal.	33
Figura 7 - Boletim do Sistema de Alerta de Cheia dos Níveis dos Rios (GL2).....	34
Figura 8 - Mapa de uso e ocupação do solo da bacia do Canal Beira Rio.....	35
Figura 9 - Curvas i-d-f para Jaboaão dos Guararapes-PE.	38
Figura 10 - Curvas p-d-f para Jaboaão dos Guararapes.	38
Figura 11 - Hidrograma da Sub-bacia 1 - TR 25 anos.....	40
Figura 12 - Hidrograma da Sub-bacia 2 - TR 25 anos.....	41
Figura 13 - Hidrograma da Sub-bacia 3 - TR 25 anos.....	42
Figura 14 - Hidrograma da Sub-bacia 1 - TR 50 anos.....	43
Figura 15 - Hidrograma da Sub-bacia 2 - TR 50 anos.....	44
Figura 16 - Hidrograma da Sub-bacia 3 - TR 50 anos.....	45
Figura 17 - Localização da área de implantação da bacia de retenção.....	46
Figura 18 - Esquema da estrutura de controle do reservatório.	47
Figura 19 - Seção do canal com transbordamento da calha.	51
Figura 20 - Perfil longitudinal do canal.	52
Figura 21 - Modelagem no AutoCad Civil 3D do canal Beira Rio.....	54
Figura 22 - Bueiros celulares existentes	55
Figura 23 - Perfil longitudinal do canal (requalificado).....	56
Figura 24 - Hidrogramas afluente e efluente para o reservatório de retenção.....	59

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Tempo de recorrência para dispositivos em drenagem urbana.	23
Tabela 2 - Valores de CN - Condições hidrológicas II.	27
Tabela 3 - Valores de CN para cada Sub-bacia do Canal Beira Rio.	36
Tabela 4 - Tempo de duração da chuva para cada sub-bacia do Canal Beira Rio. ...	37
Tabela 5 - Distribuição de Huff, 1º quartil, para a distribuição da chuva.	37
Tabela 6 - Dados iniciais para o cálculo da vazão – Sub-bacia 1 – TR 25 anos.	39
Tabela 7 - Cálculo da precipitação efetiva da Sub-bacia 1 - TR 25 anos.	39
Tabela 8 - Dados iniciais para o cálculo da vazão - Sub-bacia 2 - TR 25 anos.	40
Tabela 9 - Cálculo da precipitação efetiva da Sub-bacia 2 - TR 25 anos.	41
Tabela 10 - Dados iniciais para o cálculo da vazão - Sub-bacia 3 - TR 25 anos.	41
Tabela 11 - Cálculo da precipitação efetiva da Sub-bacia 3 - TR 25 anos.	42
Tabela 12 - Cálculo da precipitação efetiva da Sub-bacia 1 - TR 50 anos.	43
Tabela 13 - Cálculo da precipitação efetiva da Sub-bacia 2 - TR 50 anos.	44
Tabela 14 - Cálculo da precipitação efetiva da Sub-bacia 3 - TR 50 anos.	44
Tabela 15 - Dimensões da estrutura de retenção projetada.	47
Tabela 16 - Valores de Cv em função de H/a - orifícios.	48
Tabela 17 - Valores de Cv em função de $(a+h_1)/h$ - vertedores de parede delgada..	48
Tabela 18 - Seções adotadas para o canal Beira Rio.	55
Tabela 19 - Curva cota x volume para o reservatório de retenção.	57
Tabela 20 - Curva cota x vazão para o reservatório de retenção.	57
Tabela 21 - Hidrogramas afluente e efluente para o reservatório de retenção, TR 50 anos.	58

LISTA DE SIGLAS

CN	Curva Número
ESD	Escoamento Superficial Direto
FIDEM	Fundação de Desenvolvimento da Região Metropolitana do Recife
PMJG	Prefeitura Municipal de Jaboatão dos Guararapes
SCS	Soil Conservation Service
TR	Tempo de Retorno

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
2	OBJETIVO	16
2.1	Objetivo geral.....	16
2.2	Objetivos específicos.....	16
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
3.1	Precipitação	20
3.1.1	Equações de chuvas intensas	21
3.1.2	Distribuição temporal das chuvas.....	22
3.1.3	Escolha do período de retorno	23
3.2	Tempo de concentração	24
3.3	Coeficiente de Manning	24
3.4	Método do Soil Conservation Service	25
3.5	Bacia de retenção	28
4	METODOLOGIA	30
4.1	Caracterização da área de estudo.....	30
4.2	Curva número (CN).....	35
4.3	Tempo de recorrência	36
4.4	Tempo de duração da chuva	36
4.5	Distribuição temporal da chuva	37
4.6	Intensidade da chuva de projeto.....	37
4.7	Vazão de projeto	38
4.7.1	Tempo de recorrência – 25 anos.....	38
4.7.1.1	<i>Sub-bacia 1</i>	<i>39</i>
4.7.1.2	<i>Sub-bacia 2</i>	<i>40</i>

4.7.1.3	<i>Sub-bacia 3</i>	41
4.7.2	Tempo de recorrência – 50 anos	42
4.7.2.1	<i>Sub-bacia 1</i>	43
4.7.2.2	<i>Sub-bacia 2</i>	43
4.7.2.3	<i>Sub-bacia 3</i>	44
4.8	Bacia de detenção	45
5	RESULTADOS E DISCUSSÃO	51
5.1	Cenário 1: Canal em sua situação atual	51
5.2	Cenário 2: Canal retangular com paredes revestidas em concreto e fundo em terra	52
5.3	Cenário 3: cenário 2 + bacia de detenção	56
6	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	60
	REFERÊNCIAS	61

1 INTRODUÇÃO

Uma das maiores problemáticas presente nas áreas urbanas são as inundações. A ocorrência de chuvas intensas aliada a altos níveis de impermeabilização do solo, provocam grandes inundações que chegam a atingir áreas densamente ocupadas, causando prejuízos consideráveis e até perdas irreparáveis, como a vida humana (LEITE, FUJIMURA & FERNANDES, 2016).

A Região Metropolitana do Recife sofre, anualmente, com os transtornos causados pelas chuvas, os quais vêm ocorrendo com maior frequência e intensidade, como consequência da ocupação desordenada, do uso inadequado dos dispositivos de drenagem, associados a serviços de manutenção ineficientes, além dos problemas relacionados à impermeabilização do solo e à infraestrutura insuficiente de microdrenagem, coleta e transporte de esgotos domésticos e coleta de resíduos sólidos.

Em Jaboatão dos Guararapes, os altos níveis de urbanização, o lançamento de esgotos e o assoreamento contribuem para os constantes problemas de inundação da região. Em vários pontos, o solo local está impermeabilizado e são verificados aterros com cotas inferiores às necessárias ou em áreas alagáveis, além de ocupação e obstrução do leito dos cursos d'água, tornando as estruturas implantadas insuficientes para garantir o escoamento adequado das águas de chuva no local. O desmatamento e a substituição da cobertura vegetal natural são fatores modificadores que, em muitas situações, resultam simultaneamente em redução de tempos de concentração e em aumento do volume de escoamento superficial, causando extravasamento de cursos d'água (POMPÊO, 2000).

As medidas para o controle de cheias podem assumir características preventivas ou corretivas conforme a etapa de execução delas. As medidas não estruturais, pela sua essência, possuem um caráter preventivo tanto no aspecto quantitativo quanto no aspecto qualitativo (CAMPANA, N. A. *et al*, 2007). São necessárias medidas de regulamentação de faixas de proteção não edificáveis; aumento da fiscalização; elaboração de uma legislação que controle a taxa de impermeabilização do solo na implantação de novos loteamentos e que desestimule a ocupação de áreas inundáveis; declarar áreas de inundações frequentes como áreas de utilidade pública; impedir a expansão de outros serviços públicos, como água, esgoto, iluminação

pública; e fixação de incentivos fiscais para que os terrenos inundáveis permaneçam ociosos. Esses controles devem ser estabelecidos na elaboração do Plano Diretor de Drenagem Urbana do município (CANHOLI, 2014).

As medidas estruturais compreendem as obras de engenharia, e visam à correção ou prevenção dos problemas decorrentes de inundações. Para isso, são necessários métodos para a estimativa das vazões de projeto, contemplando a urbanização atual e a do crescimento futuro da região (CANHOLI, 2014). Dispositivos de armazenamento permitem o retardo do escoamento, atenuando o pico dos hidrogramas e possibilitando a recuperação da capacidade de amortecimento perdida pela bacia devido à impermeabilização (CRUZ; TUCCI & SILVEIRA, 1998).

Considerando ainda o alto custo das medidas de controle de drenagem quando a ocupação já está em fase avançada (TUCCI, 2005), deve-se buscar alternativas adequadas e viáveis dentro da realidade socioeconômica da região.

Nesse contexto, este estudo possui o objetivo de apresentar soluções de engenharia que minimizem os efeitos das cheias do Canal Beira Rio, localizado no Bairro de Santo Aleixo – Jaboatão dos Guararapes, garantindo à população residente nas proximidades uma melhor qualidade de vida.

As modelagens hidráulicas foram idealizadas com o intuito de conhecer o escoamento da bacia de contribuição e a capacidade de transporte do canal Beira Rio, para assim poder sugerir intervenções ao longo do curso d'água, a fim de evitar danos causados pelas inundações.

A topografia da região foi disponibilizada pela Prefeitura Municipal de Jaboatão dos Guararapes e a delimitação da bacia de contribuição foi realizada com o auxílio do software AUTOCAD CIVIL 3D. Foram traçadas seções transversais ao longo do canal e, em seguida, estas seções foram exportadas para o software HEC RAS. (O HEC RAS e o AUTOCAD CIVIL 3D possuem compatibilidade). A partir das curvas i-d-f disponíveis na região, foram calculadas as vazões de contribuição ao canal e aplicadas no HEC RAS para continuação da modelagem hidráulica.

O estudo das condições de escoamento ocorreu nas seguintes situações:

- Cenário 1 - canal natural (condições atuais de preservação);

- Cenário 2 - canal modificado com seções retangulares em concreto e fundo em terra; e,
- Cenário 3 - canal modificado com seções retangulares em concreto e fundo em terra, com a implantação de uma bacia de retenção a montante do escoamento.

O Cenário 3 foi elaborado para avaliar a capacidade de redução de vazão de uma bacia de retenção implantada em uma área limitada, como possível solução para os problemas de inundação na região. Ou seja, a bacia de retenção possui volume máximo pré-determinado e será avaliada a eficiência deste dispositivo na redução do pico de vazão do Canal Beira Rio.

2 OBJETIVO

Este item apresenta os objetivos geral e específicos trabalhados nesta dissertação.

2.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é analisar as vazões de contribuição da Bacia do Canal Beira Rio e a capacidade de transporte do sistema de drenagem local, bem como analisar possíveis soluções para a redução de alagamentos.

2.2 Objetivos específicos

- Realizar um diagnóstico das condições atuais da bacia hidrológica e da calha do canal Beira Rio e seus riscos de extravasamento;
- Analisar possíveis intervenções na calha do canal para requalificação do curso d'água;
- Analisar a possível redução de vazão com a construção da bacia de retenção a montante do escoamento.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Durante muitos anos, tanto no Brasil como em outros países, a drenagem urbana das grandes metrópoles foi abordada de maneira acessória, no contexto do parcelamento do solo para usos urbanos. Na maior parte dessas grandes metrópoles, o crescimento das áreas urbanizadas processou-se de forma acelerada e somente em algumas a drenagem urbana foi considerada fator preponderante da sua expansão (CANHOLI, 2014).

A intensificação da urbanização leva a alterações do uso do solo, por meio da implantação de construções e edificações, aumentando a impermeabilização da superfície do mesmo, tendo como consequência a alteração do ciclo hidrológico natural, diminuindo a infiltração da água no solo e a recarga do lençol freático (BASSO *et al.*, 2018).

Moderadamente, as várzeas dos rios foram incorporadas ao sistema viário por meio das denominadas “vias de fundo de vale”. Para tanto, inúmeros córregos foram retificados e canalizados a céu aberto ou encerrados em galerias, a fim de permitir a construção dessas vias marginais sobre os antigos meandros. Isso significou que as várzeas, sazonalmente sujeitas ao alagamento, fossem suprimidas, o que provocou, além da aceleração dos escoamentos, o aumento considerável dos picos de vazão e, por conseguinte, das inundações, em muitos casos (CANHOLI, 2014), assim como ocorre nos dias atuais, nas margens do Canal Beira Rio.

Os sistemas de drenagem urbana no Brasil ainda seguem um padrão baseado apenas em eficiência hidráulica de condutos, apesar de já haver um reconhecimento de que este tipo de abordagem não resolve os problemas no longo prazo; é apenas uma ação pontual e que age sobre os efeitos (SOUZA, 2013)

Estes sistemas de drenagem urbana englobam dois subsistemas característicos: a microdrenagem e a macrodrenagem. A microdrenagem urbana é definida por um sistema de condutos em nível de loteamento ou de rede primária urbana, construído localmente para captação distribuída dos escoamentos superficiais gerados pelas áreas urbanizadas, sendo destinado a receber e conduzir as águas das chuvas vindas de construções, lotes, ruas, praças, etc. Em uma área urbana, o caminho da rede de microdrenagem é essencialmente definido pelo traçado das ruas e composto pelos

pavimentos, sarjetas, bocas de lobo, galerias de águas pluviais e canais de pequenas dimensões. (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2015)

Já a macrodrenagem corresponde à rede de maior porte, que recebe águas já concentradas. Os primeiros componentes da rede de macrodrenagem se referem aos próprios caminhos de drenagem natural, preexistentes à urbanização, constituídos por rios e córregos, localizados nos talvegues dos vales. A rede de macrodrenagem, em geral, no contexto da drenagem urbana, recebe obras que modificam e complementam os caminhos naturais, tais como canalizações, galerias de maior dimensão, barragens, diques, entre outras possíveis estruturas, funcionando como os principais condutores de vazão de uma bacia, recebendo as contribuições do sistema de microdrenagem e lançando-as no corpo receptor final. (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2015)

Percebe-se que, tradicionalmente, as obras de macrodrenagem constituíam-se na retificação e ampliação das seções de canais naturais e na construção de canais artificiais e galerias de grandes dimensões. Mais recentemente, porém, soluções que tendem a restaurar o equilíbrio da bacia recaem na consideração de estruturas auxiliares para o amortecimento de picos de cheia, proteção contra erosões e/ou assoreamento, dissipação de energia, entre outras (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2015).

Foi realizado, em 2007, pela empresa Techne, um estudo sobre o mapeamento de inundação do Baixo Rio Jaboatão. Os mapas de mancha de inundação acabam servindo como um importante instrumento para o planejamento urbano das áreas localizadas próximas aos corpos d'água, uma vez que é possível delimitar as áreas atingidas por inundações passadas (NÓBREGA & FARIAS, 2016).

Os mapas de inundação elaborados no estudo realizado pela Techne apresentaram o remanso causado no Baixo Jaboatão devido ao avanço do mar, porém não atinge o ponto exultório da Bacia do Beira Rio, nos diversos tempos de retorno estudados, incluindo TR 50 anos e TR 100 anos.

Diversas são as técnicas estudadas e adotadas para compensar os efeitos da urbanização, quanto ao aumento dos picos de vazão nas bacias hidrográficas. As Técnicas Compensatórias foram desenvolvidas nos anos 70, na América do Norte, e

se aplicam em locais onde há disponibilidade de território e áreas verdes, preferencialmente (GONÇALVES; BAPSTISTA; RIBEIRO, 2016).

A drenagem urbana no Brasil esteve focada historicamente no tratamento hidráulico para a condução do escoamento superficial. A partir da década de 90 se inicia uma mudança de paradigma com o estudo de técnicas compensatórias (TCs), visando adaptar o cenário local para compensar os efeitos da urbanização sobre o escoamento superficial, de forma a manter o ciclo hidrológico o mais próximo possível do natural (MACEDO, 2017).

As técnicas de compensação constituem medidas de controle de escoamento na fonte de geração, aplicadas de forma difusa na bacia hidrográfica. Tais estruturas têm o objetivo precípuo de aumentar a parcela da água pluvial retida ou infiltrada, recuperando ou minimizando os efeitos decorrentes do escoamento superficial direto gerado pela ocupação urbana (LUCAS A. H. *et al.*, 2015).

Existem técnicas de controle na macrodrenagem, bem como na microdrenagem. O controle na macrodrenagem demanda maior tempo de implementação, custos elevados, além de exigir grandes áreas livres e com posicionamento adequado, ao passo que na microdrenagem tem a vantagem de uma implementação mais simples, demandando menos tempo e pode ser aplicada em pequenos espaços livres, como praças, jardins ou quintais ou efetuados a partir de telhados.

O uso dos micro-reservatórios na microdrenagem está sujeito a algumas restrições, tais como disponibilidades de espaços livres, profundidade da rede coletora principal, declividades dos lotes, nível freático alto e deposição de resíduos sólidos. No entanto, estudos têm mostrado que sua eficiência é alta na redução de vazões máximas e na melhoria da qualidade do efluente pluvial (ANDRADE FILHO; SZÉLIGA; SZESZ, 2000).

Outra possível classificação para as medidas compensatórias em drenagem urbana, utilizada pela ASCE National Stormwater BMP Data base é feita com base nos sistemas adotados como:

- Sistemas de infiltração, que capturam um volume de escoamento superficial e infiltram no solo. Esse sistema inclui bacias de infiltração, sistemas de pavimento poroso, trincheiras de infiltração ou poços que inclui entre suas

finalidades o controle da quantidade de água e controle de qualidade da água;

- Sistemas de Detenção, que capturam um volume escoado e retêm temporariamente esse volume para posterior liberação gradual para o sistema de drenagem. São projetados para esvaziar completamente após os eventos de escoamento e, portanto, fornecer, principalmente, o controle da quantidade de água, sem priorizar o controle de qualidade da água;
- Sistemas de Retenção, que capturam um volume de escoamento e mantêm esse volume até que seja deslocada em parte ou na totalidade pela captura do próximo evento, incluem lagoas úmidas e de outros sistemas como tubos ou tanques subterrâneos. Esses sistemas podem fornecer a melhoria na quantidade de água e controle de qualidade;
- Sistemas Alagados que são construídos semelhantes aos sistemas de retenção e detenção, porém, uma grande parte da área contém vegetação de zonas húmidas;
- Sistemas de Filtração que utilizam uma combinação de um meio de filtração granulares tais como areia, o solo, material orgânico, de carbono ou de uma membrana para eliminar componentes encontrados no escoamento; e,
- Sistemas de Vegetação, biofiltros, como valas e tiras de filtro que são projetados para transportar e tratar o fluxo superficial; minimizando superfícies impermeáveis.

A eficácia destes sistemas depende do estabelecimento de técnicas e metodologias de dimensionamento, de forma a reduzir e mitigar os problemas causados nos meios hídricos receptores (SOUZA, 2014).

Ao incorporar técnicas compensatórias de drenagem de águas pluviais em lote urbano, como trincheira de infiltração e telhado verde, ganha-se eficiência na retenção das águas pluviais de até 82% quando comparados com lotes ocupados tradicionalmente (OHNUMA JR; MEDIONDO, 2015).

3.1 Precipitação

Iniciada a precipitação pluviométrica, parte dela é interceptada pela vegetação, parte infiltra no solo e parte pode ser retida em depressões da superfície do terreno. Se a duração da chuva continuar, após o preenchimento dessas depressões, terá

início o escoamento superficial propriamente dito. Assim, a água que escoar sob a superfície do solo, sem infiltrar, formará a enxurrada que irá compor, junto com o escoamento de base, os córregos, ribeirões, rios, lagos e reservatórios (CHOW; MAIDMENT; MAYS, 1988).

3.1.1 Equações de chuvas intensas

Conforme (TUCCI, 2007), para projetos de obras de hidráulicas, tais como sistemas de drenagem, é necessário conhecer as três grandezas que caracterizam as precipitações máximas: intensidade, duração e frequência (ou tempo de retorno).

A equação genérica (1) utilizada para relacionar intensidade, duração e frequência (TUCCI, 2007) é apresentada a seguir:

$$i = \frac{a \times T r^b}{(t+c)^d} \quad (1)$$

Onde, i = intensidade, geralmente expressa em mm/h; Tr = tempo de retorno, em anos; t = a duração da chuva, em minutos, e a , b , c e d são parâmetros que devem ser determinados para cada local.

Para o caso específico de Jaboatão dos Guararapes vale ressaltar o estudo do Plano Diretor de Macrodrenagem para a Região Metropolitana do Recife, elaborado pela Acqua-Plan, para a então Fundação de Desenvolvimento da Região Metropolitana do Recife – FIDEM (COUTINHO *et al.*, 2013).

A FIDEM desenvolveu duas equações (2 e 3) para intensidade pluviométrica, sendo adotado o maior valor entre elas, quais sejam:

$$i_1 = \frac{456,768 \times (T-1,5)^{0,117} \times (1-4,54 \times 10^{-21} \times t^8)}{(60 \times t + 6)^{0,58111}} \quad (2)$$

$$i_2 = \frac{72,153 \times (T-1,75)^{0,173}}{\left(\frac{t}{60} + 1\right)^{0,74826}} \quad (3)$$

Onde, i_1 e i_2 = intensidade, geralmente expressa em mm/h; Tr = tempo de retorno, em anos; t = a duração da chuva, em minutos.

Em novembro de 2007, a Secretaria de Saneamento e Meio Ambiente da Prefeitura Municipal do Jaboatão dos Guararapes (PMJG), contratou a Techne Engenheiros Consultores para desenvolver os estudos denominados “Mapeamento de Inundação do Baixo Rio Jaboatão, em Jaboatão dos Guararapes – PE”, no qual foi

utilizada, para a determinação do regime de precipitações na bacia do Rio Jaboatão, a equação (4), que utiliza a mesma notação já apresentada:

$$i = \frac{766,8123 \times Tr^{0,1735}}{(t+14)^{-0,7165} \times Tr^{-0,006667}} \quad (4)$$

Onde, i = intensidade, geralmente expressa em mm/h; Tr = tempo de retorno, em anos; t = a duração da chuva, em minutos.

Como forma de maximizar a segurança, para quantificar a intensidade pluviométrica, será adotado o maior valor obtido entre as três equações (duas da FIDEM e uma da PMJG), para um determinado tempo de duração.

3.1.2 Distribuição temporal das chuvas

A variabilidade espaço-temporal da precipitação é uma das principais características dos climas tropicais. Nesses domínios climáticos, os eventos extremos de chuva, associados às formas de ocupação do espaço pelo homem, dão origem a diversos problemas de ordem socioambiental (WANDERLEY *et al.*, 2018)

O estudo da variação temporal das chuvas intensas é de grande importância na hidrologia, para a análise e previsão de eventos extremos, necessárias em projetos de controle de engenharia.

Segundo (CANHOLI, 2014), Huff (1967) desenvolveu quatro distribuições temporais para chuvas intensas com durações superiores a três horas, para a região Centro-Leste do Estado de Illinois (EUA). Foram analisados 11 anos de registros de chuvas de uma rede de 49 postos pluviográficos distribuídos em uma área de cerca de 100 km².

Os registros históricos de chuvas foram divididos em quatro grupos, cada um considerando $\frac{1}{4}$ da duração total da chuva, de acordo com o instante de ocorrência do pico de intensidade da precipitação. Para cada um desses grupos, denominados quartis, 1º ao 4º, foram desenvolvidos os padrões médios de distribuição temporal.

As precipitações intensas de curta duração, normalmente de maior interesse para os projetos de drenagem urbana, foram classificadas no primeiro quartil.

3.1.3 Escolha do período de retorno

Período de retorno ou tempo de recorrência (T_r) é o período de tempo médio que um determinado evento hidrológico é igualado ou superado. “É um parâmetro fundamental para a avaliação e projeto de sistemas hídricos, como reservatórios, canais, vertedores, bueiros, galerias de água, etc” (RIGHETTO, 1998).

Para a engenharia, a segurança e a durabilidade de uma estrutura hídrica, frequentemente se associam ao tempo ou período de recorrência. No caso dos dispositivos de drenagem, este tempo diz respeito a enchentes de projeto que orientarão o dimensionamento, de modo que a estrutura indicada resista a essas enchentes, minimizando os riscos de superação.

Para estabelecer o Período de Retorno é recomendado (TOMAZ, 2010):

- Bom senso;
- Custos da obra; e
- Prejuízos finais.

Zahed e Marcellini (1995), em Drenagem Urbana, afirmam que a escolha da tormenta para os projetos de obras de drenagem urbana, deve ser considerada de acordo com a natureza das obras a projetar. Deve-se levar em conta os riscos envolvidos quanto à segurança da população e a perdas materiais. O período de retorno escolhido foi baseado no manual de Instruções Técnicas para Elaboração de Estudos Hidrológicos e Dimensionamento Hidráulico de Sistemas de Drenagem Urbana, em conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1 - Tempo de recorrência para dispositivos em drenagem urbana

Tipo de dispositivo de drenagem	Tempo de recorrência T_r (anos)
Microdrenagem - dispositivos de drenagem superficial, galerias de águas pluviais	10
Aproveitamento de rede existente - microdrenagem	5
Canais de macrodrenagem não revestidos	10
Canais de macrodrenagem revestidos, com verificação para $T_r = 50$ anos, sem considerar borda livre	25

Fonte: RIO ÁGUAS, 2010.

3.2 Tempo de concentração

O tempo de concentração para uma dada bacia hidrográfica é definido como o tempo necessário para a água precipitada no ponto mais afastado da bacia deslocar-se até a seção de interesse (TUCCI, 2007), a partir do instante de início da precipitação.

Deve-se determinar o tempo de concentração para bacias urbanas de modo criterioso, considerando que a maioria dos métodos de cálculo existente foi desenvolvida a partir de observações e medições experimentais em bacias rurais. É preciso também levar em conta que a dispersão entre os tempos de concentração obtidos pelos diversos métodos é muito grande; em consequência, as vazões de pico dos hidrogramas de projeto podem apresentar variações sensíveis, dada a grande influência do tempo de concentração nos valores desses picos (CANHOLI, 2014).

3.3 Coeficiente de Manning

O coeficiente de Manning (n) é uma maneira de exprimir a quantidade de resistência ao movimento da água em rios, naturais ou artificiais. Este de coeficiente de resistência é variável porque depende de fatores como vegetação, irregularidade, obstruções, do nível, do fluxo, vazão, entre outros. O valor de “ n ”, em muitos casos, torna-se subjetivo e depende da experiência do projetista (CÓRDOVA *et al.*, 2018).

Os valores do coeficiente de rugosidade utilizados foram retirados da Figura 1.

Figura 1 - Coeficiente de rugosidade de Manning.

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

Fonte: Porto (1998) e Cirilo et al. (2001)

3.4 Método do Soil Conservation Service

Um dos métodos mais simples e mais utilizados para estimar o volume de escoamento superficial resultante de um evento de chuva é o método desenvolvido pelo National Resources Conservatoin Center dos EUA (antigo Soil Conservation Service – SCS).

O método do SCS utiliza parâmetros de classificação hidrológica e de cobertura dos solos. Por meio de análise de mais de 3 mil tipos de solos e coberturas de vegetação e plantações, foi estabelecida uma relação empírica que visa correlacionar a capacidade de armazenamento pela bacia a um índice denominado de curva número (CN) (CANHOLI, 2014), ou curva deflúvio.

A correlação para a estimativa do CN é a seguinte:

$$S_D = \frac{25400 - 254CN}{CN} \quad (5)$$

onde:

S_D – armazenamento máximo (mm);

CN – número de curva (≤ 100) (quando o número de curva é igual a 100, o armazenamento é nulo).

O coeficiente de escoamento deve variar com a magnitude da precipitação, já que a medida que aumenta a precipitação as perdas iniciais e a capacidade de infiltração é atendida, desta forma o escoamento superficial aumenta o que resulta num maior coeficiente de escoamento (TUCCI, 2000).

As curvas de deflúvio são definidas em função de quatro tipos diferentes de grupos hidrológicos e da tipologia do uso do solo, relacionados às condições de umidade do solo, anteriores a ocorrência da chuva. O valor do CN adotado na determinação do hidrograma de projeto deverá ser obtido pela média ponderada dos diversos CN's correspondentes às diferentes tipologias (Tabela 2). Os grupos hidrológicos são (PORTO, 1995):

- Grupo A – solos arenosos, com baixo teor de argila total, inferior a 8%, não havendo rocha nem camadas argilosas, e nem mesmo densificadas até a profundidade de 1,5 m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1%;
- Grupo B – solos arenosos menos profundos que os do Grupo A e com menor teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas, esse limite pode subir a 20% graças à maior porosidade. Os dois teores de húmus podem subir, respectivamente, a 1,2 e 1,5%. Não pode haver pedras e nem camadas argilosas até 1,5 m, mas é quase sempre presente camada mais densificada que a camada superficial;
- Grupo C – solos barrentos com teor de argila de 20 a 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até profundidades de 1,2 m. No caso de terras roxas, esses dois limites máximos podem ser de 40% e 1,5 m. Nota-se a cerca de 60 cm de profundidade, camada mais densificada que no grupo B, mas ainda longe das condições de impermeabilidade;
- Grupo D – solos argilosos (30 - 40% de argila total) e ainda com camada densificada a uns 50 cm de profundidade. Ou solos arenosos como B, mas com camada argilosa quase impermeável, ou horizonte de seixos rolados.

Tabela 2 - Valores de CN - Condições hidrológicas II

Tipologia do Uso do Solo		Grupo Hidrológico			
		A	B	C	D
Uso residencial					
Tamanho médio do lote impermeável	%				
Até 500m ²	65	77	85	90	92
Até 1.000m ²	38	61	75	83	87
Até 1.500m ²	30	57	72	81	86
Estacionamentos pavimentados, telhados		98	98	98	98
Ruas e estradas					
Pavimentadas, com guias e drenagem		98	98	98	98
Com cascalho		76	85	89	91
De terra		72	82	87	89
Áreas comerciais (85% de impermeabilização)		89	92	94	95
Distritos industriais (72% de impermeabilização)		81	88	91	93
Espaços abertos, parques e jardins					
Boas condições, cobertura de grama > 75%		39	61	74	80
Condições médias, cobertura de grama > 50%		49	69	79	84
Terreno preparado para plantio, descoberto					
Plantio em linha reta		77	86	91	94
Cultura em fileira, linha reta, condições ruins		72	81	88	91
Linha reta, boas condições		67	78	85	89
Curva de nível, condições ruins		70	79	84	89
Curva de nível, boas condições		65	75	82	86
Cultura de grãos					
Linha reta, condições ruins		65	76	84	88
Linha reta, boas condições		63	75	83	87
Curva de nível, condições ruins		63	74	82	85
Curva de nível, boas condições		61	73	81	84
Pasto					
Condições ruins		68	79	86	89
Médias condições		49	69	79	84
Boas condições		39	61	74	80
Curva de Nível					
Condições ruins		47	67	81	88
Médias condições		25	59	75	83
Boas condições		6	35	70	79
Campos boas condições		30	58	71	78
Florestas					
Condições ruins		45	66	77	83
Médias condições		36	60	73	79
Boas condições		25	55	70	77

Fonte: RIO ÁGUAS, 2010.

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

- Condição I: solo seco. Precipitação acumulada em cinco dias menor que 15 mm;

- Condição II: solo medianamente úmido. Precipitação acumulada em cinco dias entre 15 e 40 mm. Esta será a condição adotada neste estudo;
- Condição III: solo úmido (próximo da saturação). Chuva acumulada em cinco dias superior a 40 mm.

3.5 Bacia de retenção

A bacia de retenção é uma estrutura que tem por objetivo regular as vazões pluviais efluentes de uma bacia hidrográfica. O aspecto principal da bacia é a retenção do escoamento, permitindo a transferência de vazões compatíveis com o limite tolerado pela rede de drenagem ou curso d'água existente (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005). Ou seja, estes reservatórios podem ser dimensionados de forma a regularizar os excessos de vazão decorrentes do desenvolvimento urbano, permitindo que somente a vazão máxima de pré-urbanização continue saindo da bacia (TASSI, 2019).

Atualmente, a concepção e instalação de dispositivos que favoreçam a retenção/detenção dos escoamentos, em escalas micro e macro, é o conceito largamente usado em vários países e que começa a se disseminar no meio técnico nacional. Tem como filosofia básica promover a redução do pico de cheia, através da laminação do hidrograma, pelo armazenamento temporário e conveniente do volume escoado.

Os tipos principais das bacias de retenção são as bacias *on-line* e *off-line*. Reservatórios *on-line* encontram-se na linha principal do sistema e restituem os escoamentos de forma atenuada e retardada ao sistema de drenagem, de maneira contínua, normalmente por gravidade. Reservatórios *off-line* retêm volumes de água desviados da rede de drenagem principal quando ocorre a cheia e os devolvem para o sistema, geralmente por bombeamento, ou por válvulas controladas, após obtido o alívio nos picos de vazão (CANHOLI, 2014).

As estruturas de controle de saída mais usuais, nas bacias de retenção do tipo *on-line* são orifícios (implantados na base da estrutura), soleiras vertentes e as tomadas perfuradas, bastantes difundidas nos EUA (CANHOLI, 2014).

Depois de determinar o tamanho e localização de uma bacia de retenção, a vazão de saída é calculada a partir do hidrograma conhecido de entrada, condição inicial, e características da lagoa. O hidrograma de entrada é o escoamento da bacia pós-desenvolvido causado pela chuva com o período de retorno de projeto e a duração da tempestade crítica (PARK *et al.*, 2012).

Normalmente, adota-se um orifício de fundo complementado por vertedores de soleira livre, modelo este que será adotado no estudo dos escoamentos do Canal Beira Rio.

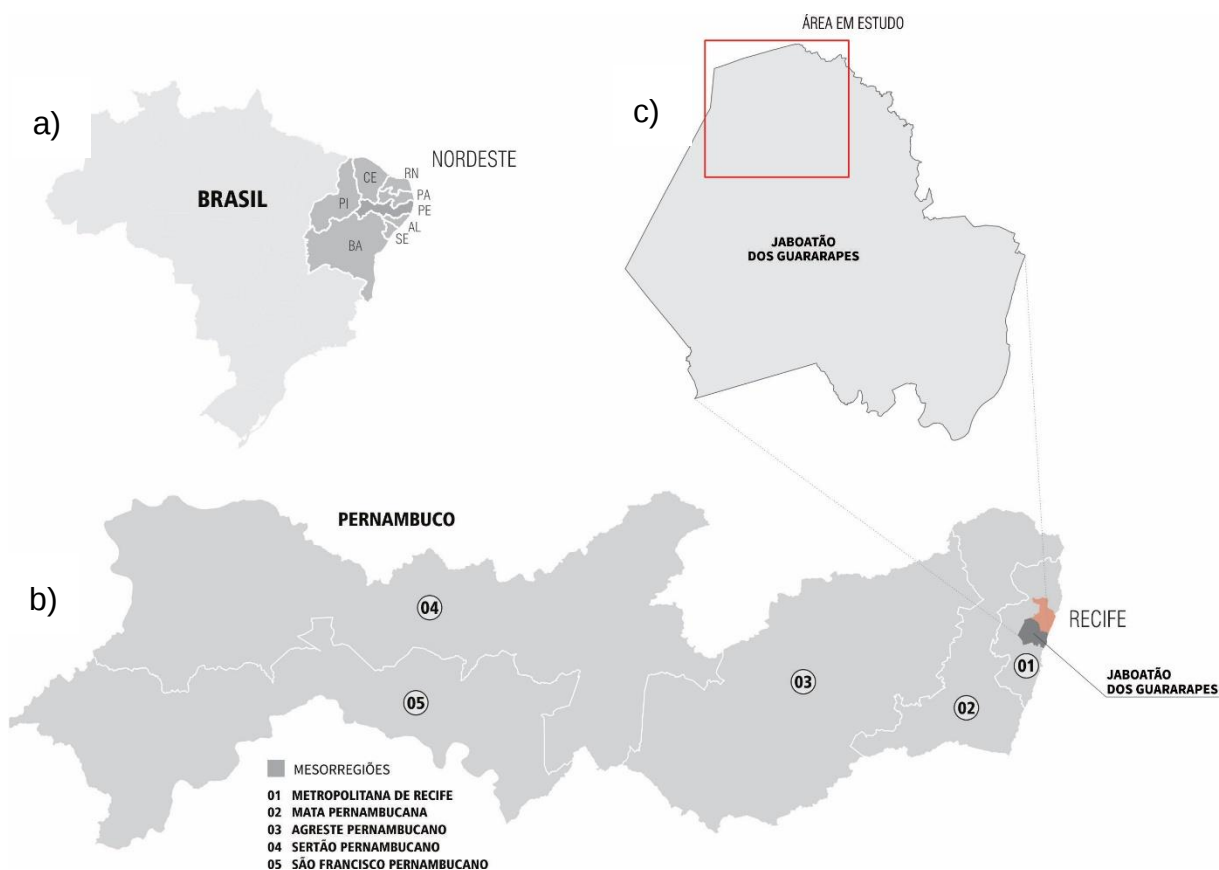
4 METODOLOGIA

Neste capítulo, será apresentada a metodologia utilizada para elaboração do estudo para o Canal Beira Rio.

4.1 Caracterização da área de estudo

O canal Beira Rio está localizado no bairro de Santo Aleixo, no município de Jaboatão dos Guararapes-PE (Figura 2). Possui cerca de 4.280 metros de extensão e um desnível de aproximadamente 30 metros, desde o ponto de início do escoamento até o ponto exultório do canal.

Figura 2 - Localização do canal Beira Rio.



Fonte: O Autor (2019).

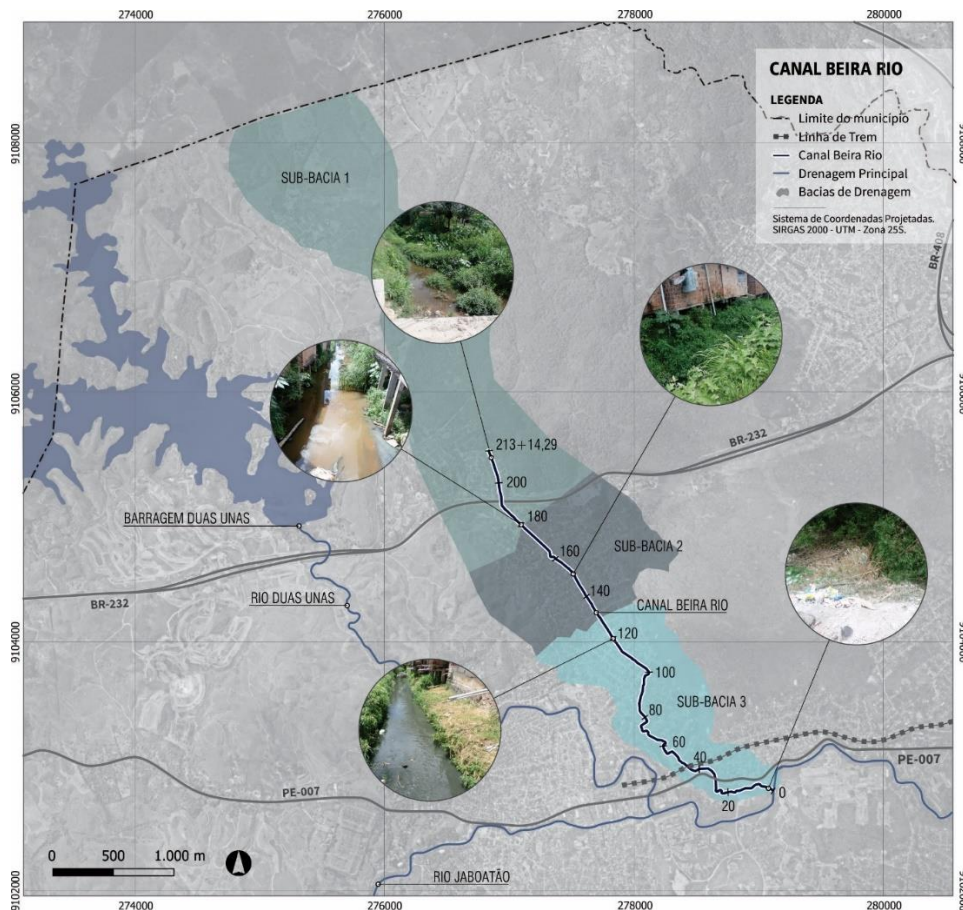
É um canal com alto grau de antropização, com intervenções ao longo do seu curso e de suas margens. Possui seções transversais definidas, sem revestimento em sua maioria, além de uma pequena queda d'água em sua parte central (trecho com rochas afloradas). Sua foz é o Rio Jaboatão.

A bacia de contribuição ao canal foi delimitada através das curvas de níveis disponibilizadas pela Prefeitura do Município de Jaboatão dos Guararapes, com o auxílio do software AutoCad Civil 3D, utilizando a função “water drop”, a qual após um clique na superfície gerada direciona o escoamento através das curvas de níveis. A área de contribuição é igual a 616,80 hectares (ha). Seu talvegue possui 7,69 km de extensão e um desnível de 100,33 metros de altura (desnível do ponto mais a montante da bacia de contribuição até o seu exultório).

Segundo o Manual de Drenagem Urbana do Município de Jaboatão dos Guararapes (ATP Engenharia, 2015), para áreas menores que 100 há, deve-se utilizar o método Racional para o cálculo de vazões de contribuição, enquanto que para áreas maiores que 100 ha, deve-se utilizar o método SCS, o qual será utilizado para o Canal Beira Rio.

As sub-bacias de contribuição delimitadas são apresentadas na Figura 3, incluindo algumas fotografias retiradas no local, bem como o estaqueamento que serviu de base para o estudo.

Figura 3 - Sub-bacias de contribuição da bacia do Canal Beira Rio.



Fonte: O Autor (2019).

As sub-bacias foram delimitadas com o intuito de melhor discretizar as vazões de contribuição ao canal, devido às obras de artes especiais encontradas ao longo do seu curso. Com a melhor discretização da vazão pode-se dimensionar estruturas com maior eficiência hidráulica.

O canal possui, ao longo do seu traçado, seções definidas, porém bastante alteradas, sem revestimento nas laterais e no fundo do leito (e por isso foi utilizado coeficiente de Manning (n) igual a 0,035, em sua modelagem hidráulica). Acrescenta-se a isso a falta de manutenção, acúmulo de lixo doméstico e assoreamento. Em dias de chuvas intensas ocorre transbordamento da calha em diversos pontos, causando transtorno para os moradores das proximidades.

Devido a esse transbordamento, os próprios moradores da localidade utilizam de estratégias para que a inundação não adentre em suas casas, como se pode observar através da Figura 4.

Figura 4 - Casa construída a aproximadamente 1 metro do nível do solo.



Fonte: O Autor (2019).

Além de haver ocupação do leito maior do canal, o lixo acumulado somado à vegetação existente (Figura 5) elevam os níveis das cheias.

Figura 5 - Lixo e vegetação ocupando o leito do canal.



Fonte: O Autor (2019).

Não bastasse o descaso da população e do poder público quanto à limpeza e manutenção da área, há trechos em que foram realizadas intervenções, as quais reduzem ainda mais a seção existente de escoamento. A Figura 6 apresenta uma seção obstruída pela construção irregular de um pilar para sustentação de uma moradia.

Figura 6 - Obstrução ao curso do canal.



Fonte: O Autor (2019).

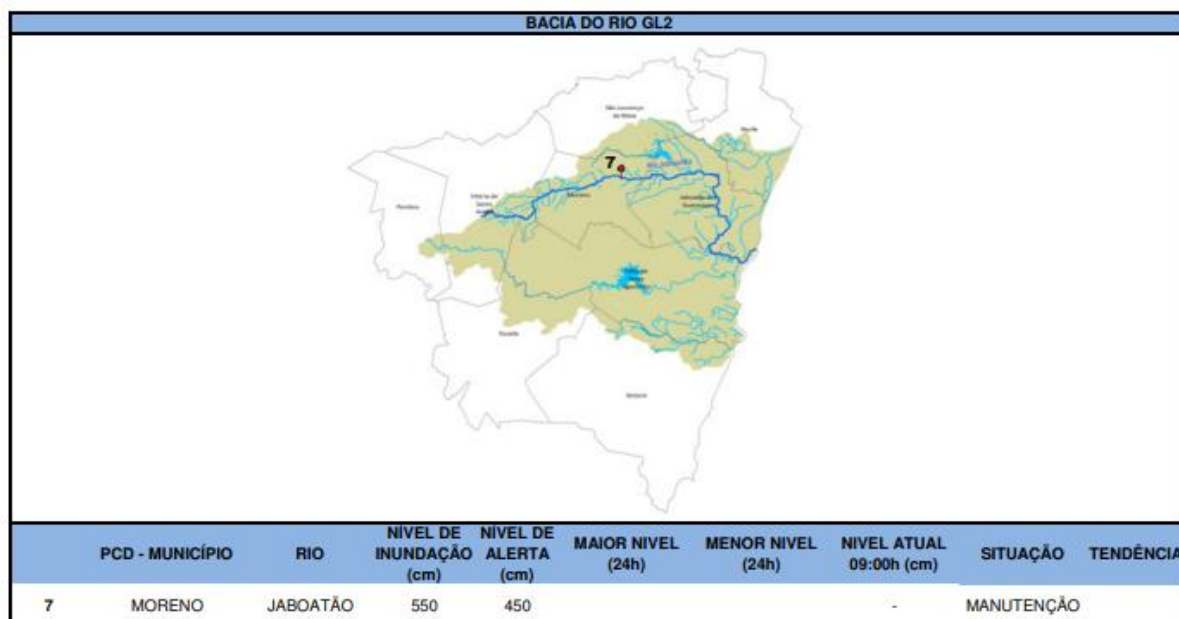
A modelagem hidráulica foi realizada com o emprego do Modelo Computacional HEC-RAS, desenvolvido pelo U. S. Army Corps of Engineers, adotando a seguinte configuração (OLIVEIRA *et al.*, 2016):

- Escoamento gradualmente variado ao longo dos cursos d'água, obedecendo a topografia existente e cadastral inserida no programa.

Em aproximadamente 600 metros da foz para montante, as margens do canal não estão ocupadas pela população. É uma área de mata, sujeita a influência do nível de água no Rio Jaboatão. Não foi possível obter os dados da cota de inundação no local de encontro entre o canal e o Rio.

Há uma estação de monitoramento hidrológico operada pela APAC localizada em Moreno, a cerca de 13 km a montante da foz do Canal Beira Rio (Figura 7). Esta estação encontra-se em manutenção. Os níveis de alerta e de inundação são, respectivamente, 4,50 metros e 5,50 metros (APAC, 2019).

Figura 7 - Boletim do Sistema de Alerta de Cheia dos Níveis dos Rios (GL2).



Fonte: APAC (2019).

Para a simulação hidrológica no canal Beira Rio foi utilizada a condição de contorno igual ao nível d'água de jusante, admitido como 4,50 metros, na cota 30,67m.

4.2 Curva número (CN)

Para a classificação do solo da região e consequente escolha dos coeficientes de escoamento a serem utilizados, foi realizada uma inspeção visual, através de imagens de satélite obtidas com o auxílio do software Google Earth e visitas de campo. O mapa de uso e ocupação do solo é apresentado na Figura 8, onde, em verde, está destacado o limite da bacia de contribuição e, em azul, destaca-se o canal.

Figura 8 - Mapa de uso e ocupação do solo da bacia do Canal Beira Rio.



Fonte: O Autor (2019).

O solo da região será classificado como solo do tipo C, sendo adotados os valores de CN iguais a 70 para florestas, 79 para espaço aberto e 90 para espaço urbano.

Para a obtenção de um valor mais próximo da realidade, foi utilizada a média ponderada da área impermeabilizada em relação à área não impermeabilizada, obtendo a taxa de impermeabilização a ser aplicada ao coeficiente de escoamento.

Os valores calculados do CN são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 - Valores de CN para cada Sub-bacia do Canal Beira Rio.

Sub-bacia	Valores de CN (médio)
Sub-bacia 1	73
Sub-bacia 2	83
Sub-bacia 3	84

Fonte: O Autor (2019).

4.3 Tempo de recorrência

Conforme apresentado na Tabela 1, item 3.1.3, para os canais de macrodrenagem, é recomendado utilizar o tempo de recorrência (TR) da precipitação igual a 25 anos, adotando-se uma folga na altura da seção capaz de suportar vazões para TR de 50 anos.

4.4 Tempo de duração da chuva

O tempo de duração da chuva de projeto será considerado igual ao tempo de concentração da bacia de contribuição do canal Beira Rio. E foi calculado através da fórmula de Kirpich (TUCCI, 2007), conforme apresentada na Equação 6.

$$t_c = 57 \times \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0,385} \quad (6)$$

onde:

t_c – tempo de concentração (minutos);

L – comprimento do talvegue da bacia (quilômetros);

H – desnível geométrico da bacia (metros);

Na Tabela 4 são apresentados os valores dos tempos de concentração e duração da chuva de projeto.

Tabela 4 - Tempo de duração da chuva para cada sub-bacia do Canal Beira Rio.

Sub-bacia	tc	
	min	hora
Sub-bacia 1	47,79	0,80
Sub-bacia 2	22,22	0,37
Sub-bacia 3	29,65	0,49

Fonte: O Autor (2019).

4.5 Distribuição temporal da chuva

Os tempos de duração calculados da chuva de projeto ficaram abaixo de 1 (uma) hora. Portanto, foi considerada a distribuição de Huff referente ao 1º quartil. A distribuição de Huff, 1º quartil, é apresentada na Tabela 5.

Tabela 5 - Distribuição de Huff, 1º quartil, para a distribuição da chuva.

t - duração	Porcentagem da Precipitação	
	%	(-)
12,50	38,00	0,380
25,00	60,00	0,600
37,50	73,00	0,730
50,00	82,00	0,820
62,50	87,00	0,870
75,00	92,00	0,920
87,50	96,50	0,965
100,00	100,00	1,000

Fonte: O Autor (2019).

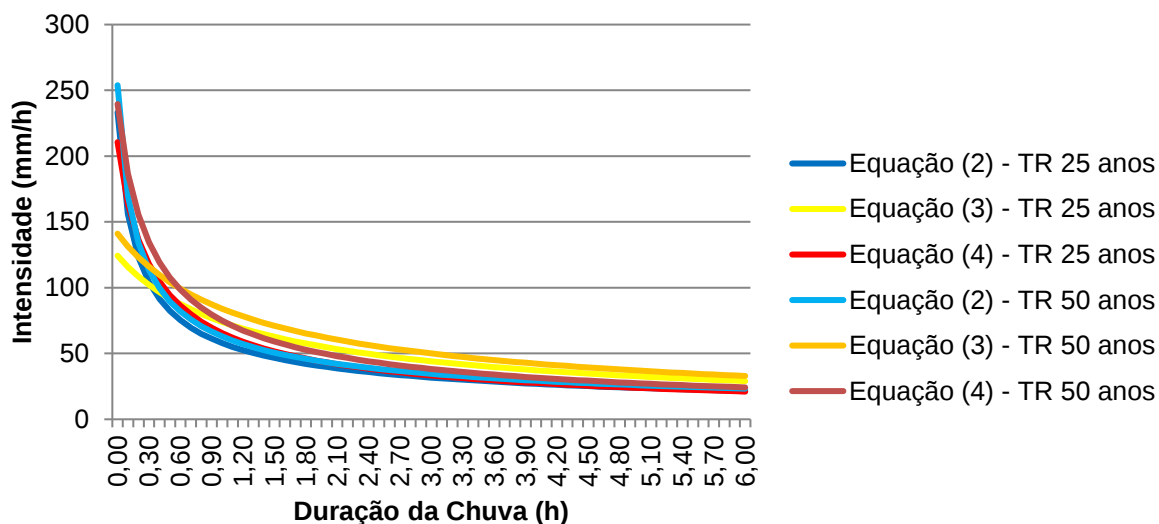
4.6 Intensidade da chuva de projeto

De posse das equações (2), (3) e (4) apresentadas no item 3.1.1, foram desenvolvidas curvas i-d-f (intensidade-duração-frequência), conforme apresentado no Figura 9.

A partir das curvas apresentadas na Figura 9, foi determinado o maior valor entre as equações (2) e (3) e comparado com o valor gerado na equação (4). Em seguida, com o maior valor de intensidade pluviométrica entre as equações (2) a (4) foram

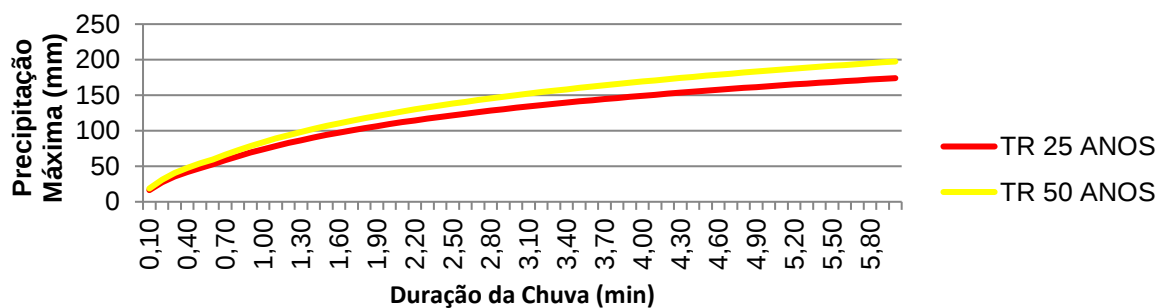
geradas as curvas p-d-f (precipitação-duração-frequência), as quais são apresentadas no Figura 10.

Figura 9 - Curvas i-d-f para Jaboatão dos Guararapes-PE.



Fonte: O Autor (2019).

Figura 10 - Curvas p-d-f para Jaboatão dos Guararapes.



Fonte: O Autor (2019).

4.7 Vazão de projeto

As vazões de projeto foram calculadas através do método do SCS e são apresentadas a seguir.

4.7.1 Tempo de recorrência – 25 anos

Neste item, serão apresentadas as vazões calculadas para o tempo de recorrência de 25 anos, para cada subbacia.

4.7.1.1 Sub-bacia 1

A Tabela 6 apresenta os parâmetros utilizados para o cálculo da vazão de projeto da Sub-bacia 1.

De posse dos dados iniciais, foram realizados os cálculos das precipitações efetivas e da vazão de pico, conforme apresentados na Tabela 7 e na Figura 11, respectivamente:

Tabela 6 - Dados iniciais para o cálculo da vazão – Sub-bacia 1 – TR 25 anos.

Definição	Unidade	Valor
Área da Sub-bacia 1	ha	360,57
Extensão do Talvegue	km	3,60
Desnível do Talvegue	m	73,75
Número da curva (CN)	-	72,61
Tempo de concentração	min	47,79
Infiltração potencial máxima (S)	-	95,80
Tempo de pico	h	0,48
Tempo de ascensão	h	0,53
Tempo de recessão	h	0,80
Chuva total – TR 25 anos	mm	58,52
Vazão de pico do HU	m³/s	14,21

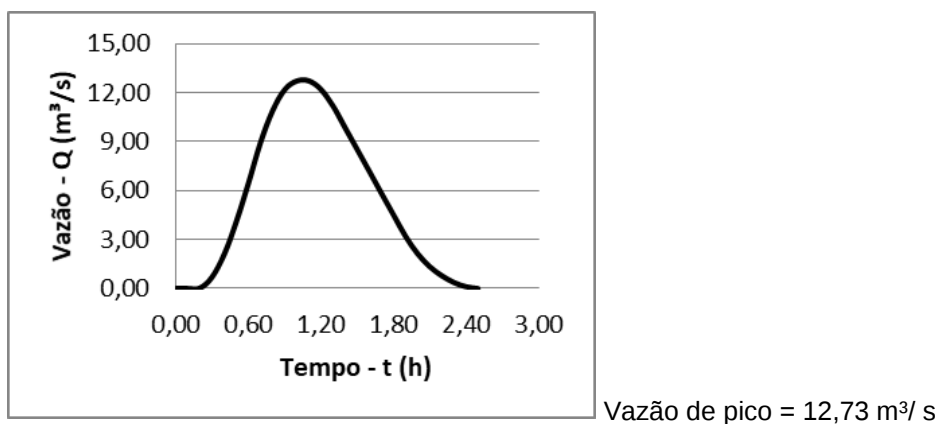
Fonte: O Autor (2019).

Tabela 7 - Cálculo da precipitação efetiva da Sub-bacia 1 - TR 25 anos.

t(h)	Tp'(h)	Tb'(h)	P(mm)	Pef(mm)	ΔPe (mm)
0,10	0,58	1,80	22,24	0,10	0,10
0,20	0,68	1,90	35,11	2,28	2,18
0,30	0,78	2,00	42,72	4,65	2,37
0,40	0,88	2,10	47,99	6,67	2,02
0,50	0,98	2,20	50,91	7,91	1,24
0,60	1,08	2,30	53,84	9,22	1,31
0,70	1,18	2,40	56,47	10,46	1,24
0,80	1,28	2,50	58,52	11,46	1,00

Fonte: O Autor (2019).

Figura 11 - Hidrograma da Sub-bacia 1 - TR 25 anos.



Fonte: O Autor (2019).

4.7.1.2 Sub-bacia 2

A Tabela 8 apresenta os parâmetros utilizados para o cálculo da vazão de projeto da Sub-bacia 2.

Tabela 8 - Dados iniciais para o cálculo da vazão - Sub-bacia 2 - TR 25 anos.

Definição	Unidade	Valor
Área da Sub-bacia 2	ha	127,16
Extensão do Talvegue	km	1,50
Desnível do Talvegue	m	39,00
Número da curva (CN)	-	83,24
Tempo de concentração	min	22,20
Infiltração potencial máxima (S)	-	51,13
Tempo de pico	h	0,22
Tempo de ascensão	h	0,25
Tempo de recessão	h	0,37
Chuva total – TR 25 anos	mm	41,82
Vazão de pico do HU	m³/s	10,78

Fonte: O Autor (2019).

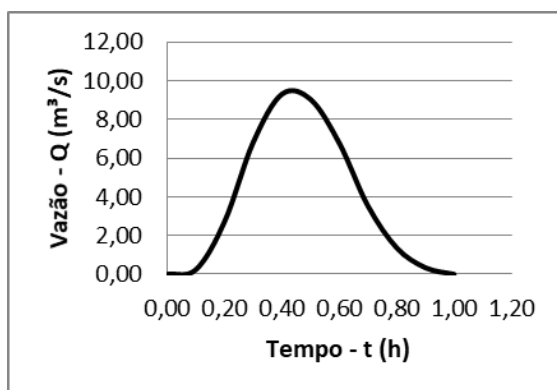
De posse dos dados iniciais, foram realizados os cálculos das precipitações efetivas e da vazão de pico, conforme apresentados na Tabela 9 e no Figura 12, respectivamente.

Tabela 9 - Cálculo da precipitação efetiva da Sub-bacia 2 - TR 25 anos.

t(h)	Tp'(h)	Tb'(h)	P(mm)	Pef(mm)	ΔPe (mm)
0,05	0,27	0,66	15,89	0,57	0,57
0,09	0,31	0,71	25,09	3,35	2,78
0,14	0,36	0,76	30,53	5,77	2,42
0,19	0,41	0,80	34,29	7,70	1,93
0,23	0,45	0,85	36,39	8,85	1,15
0,28	0,50	0,89	38,48	10,05	1,20
0,32	0,55	0,94	40,36	11,17	1,12
0,37	0,59	0,99	41,82	12,07	0,89

Fonte: O Autor (2019).

Figura 12 - Hidrograma da Sub-bacia 2 - TR 25 anos.



Vazão de pico = 9,31 m³/s

Fonte: O Autor (2019).

4.7.1.3 Sub-bacia 3

Na Tabela 10 são apresentados os parâmetros utilizados para o cálculo da vazão de projeto da Sub-bacia 3.

Tabela 10 - Dados iniciais para o cálculo da vazão - Sub-bacia 3 - TR 25 anos.

Definição	Unidade	Valor
Área da Sub-bacia 3	ha	129,07
Extensão do Talvegue	km	2,50
Desnível do Talvegue	m	85,33 m
Número da curva (CN)	-	83,52
Tempo de concentração	min	29,65
Infiltração potencial máxima (S)	-	50,11
Tempo de pico	h	0,30
Tempo de ascensão	h	0,33
Tempo de recessão	h	0,50
Chuva total – TR 25 anos	mm	47,17
Vazão de pico do HU	m³/s	8,20

Fonte: O Autor (2019).

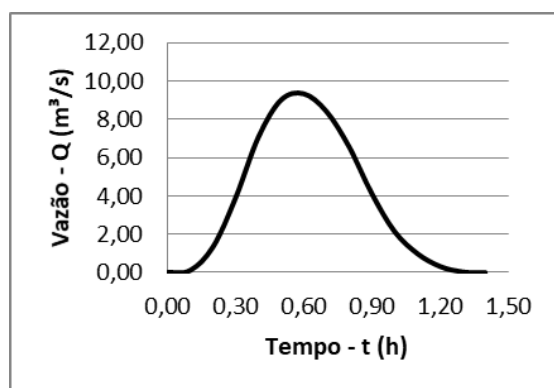
De posse dos dados iniciais, foram realizados os cálculos das precipitações efetivas e da vazão de pico, conforme apresentados na Tabela 11 e na Figura 13, respectivamente:

Tabela 11 - Cálculo da precipitação efetiva da Sub-bacia 3 - TR 25 anos.

t(h)	Tp'(h)	Tb'(h)	P(mm)	Pef(mm)	ΔPe (mm)
0,06	0,36	0,88	17,92	1,08	1,08
0,12	0,42	0,95	28,30	4,89	3,81
0,19	0,48	1,01	34,43	8,00	3,11
0,25	0,54	1,07	38,68	10,43	2,43
0,31	0,61	1,13	41,04	11,86	1,43
0,37	0,67	1,19	43,40	13,34	1,48
0,43	0,73	1,26	45,52	14,72	1,38
0,50	0,79	1,32	47,17	15,82	1,10

Fonte: O Autor (2019).

Figura 13 - Hidrograma da Sub-bacia 3 - TR 25 anos.



Vazão de pico = 9,33 m³/s

Fonte: O Autor (2019).

A vazão total de contribuição ao canal, para o período de retorno de 25 anos, foi obtida através da soma das vazões de pico de suas Sub-bacias:

Vazão total = Vazão Sub-bacia 1 + Vazão Sub-bacia 2 + Vazão Sub-bacia3 = 31,37 m³/s.

4.7.2 Tempo de recorrência – 50 anos

Neste item, serão apresentadas as vazões calculadas para o tempo de recorrência de 50 anos, para cada subbacia.

4.7.2.1 Sub-bacia 1

Os dados iniciais são os mesmos apresentados na Tabela 6, alterando-se apenas o valor da precipitação, por causa da mudança do tempo de retorno para 50 anos. O valor da chuva total, neste caso, será de 69,06 mm.

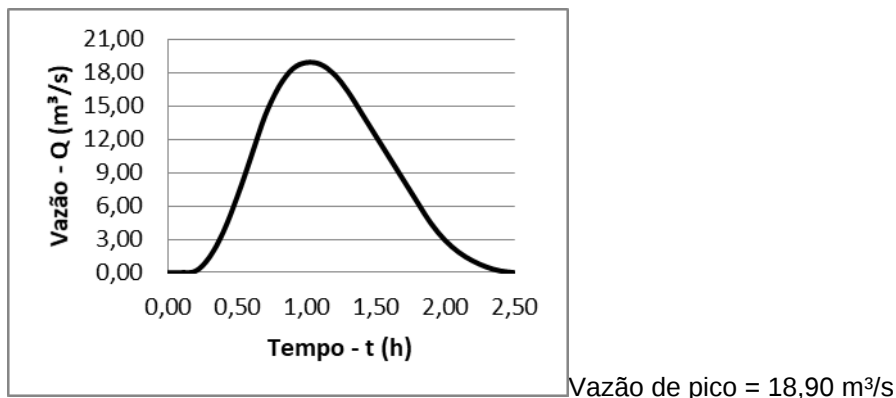
A Tabela 12 apresenta os valores calculados para a precipitação efetiva e a Figura 14 apresenta o hidrograma da vazão de pico.

Tabela 12 - Cálculo da precipitação efetiva da Sub-bacia 1 - TR 50 anos.

t(h)	Tp'(h)	Tb'(h)	P(mm)	Pef(mm)	ΔP_e (mm)
0,10	0,58	1,80	26,24	0,49	0,49
0,20	0,68	1,90	41,44	4,20	3,72
0,30	0,78	2,00	50,42	7,69	3,49
0,40	0,88	2,10	56,63	10,54	2,85
0,50	0,98	2,20	60,09	12,25	1,71
0,60	1,08	2,30	63,54	14,05	1,80
0,70	1,18	2,40	66,65	15,74	1,69
0,80	1,28	2,50	69,06	17,09	1,35

Fonte: O Autor (2019).

Figura 14 - Hidrograma da Sub-bacia 1 - TR 50 anos.



Fonte: O Autor (2019).

4.7.2.2 Sub-bacia 2

Os dados iniciais são os mesmos apresentados na Tabela 8, alterando-se apenas o valor da precipitação, por causa da mudança do tempo de retorno para 50 anos. O valor da chuva total, neste caso, será de 51,20 mm.

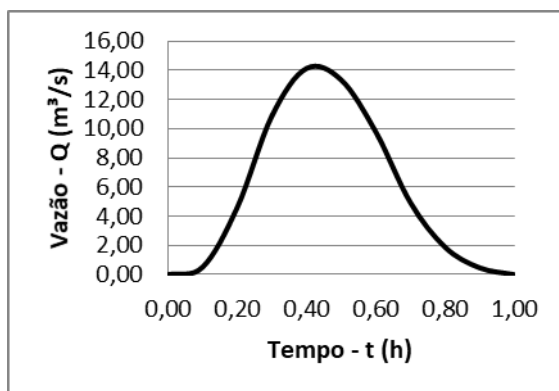
A Tabela 13 apresenta os valores calculados para a precipitação efetiva e a Figura 15 apresenta o hidrograma da vazão de pico.

Tabela 13 - Cálculo da precipitação efetiva da Sub-bacia 2 - TR 50 anos

t(h)	Tp'(h)	Tb'(h)	P(mm)	Pef(mm)	ΔPe (mm)
0,05	0,27	0,66	19,46	1,41	1,41
0,09	0,31	0,71	30,72	5,86	4,45
0,14	0,36	0,76	37,37	9,42	3,55
0,19	0,41	0,80	41,98	12,17	2,75
0,23	0,45	0,85	44,54	13,78	1,61
0,28	0,50	0,89	47,10	15,45	1,67
0,32	0,55	0,94	49,41	17,00	1,55
0,37	0,59	0,99	51,20	18,23	1,23

Fonte: O Autor (2019).

Figura 15 - Hidrograma da Sub-bacia 2 - TR 50 anos.



Vazão de pico = 14,14 m³/s

Fonte: O Autor (2019).

4.7.2.3 Sub-bacia 3

Os dados iniciais são os mesmos apresentados na Tabela 10, alterando-se apenas o valor da precipitação, por causa da mudança do tempo de retorno para 50 anos. O valor da chuva total, neste caso, será de 57,83 mm.

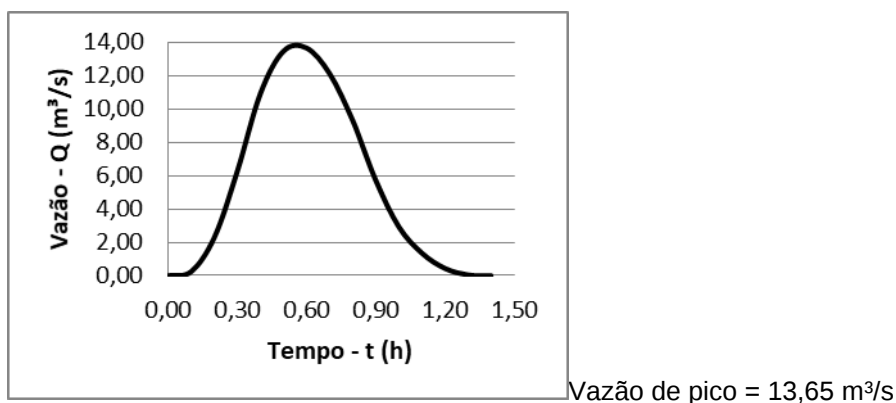
A Tabela 14 apresenta os valores calculados para a precipitação efetiva e a Figura 16 apresenta o hidrograma da vazão de pico.

Tabela 14 - Cálculo da precipitação efetiva da Sub-bacia 3 - TR 50 anos.

t(h)	Tp'(h)	Tb'(h)	P(mm)	Pef(mm)	ΔPe (mm)
0,06	0,36	0,88	21,97	2,30	2,30
0,12	0,42	0,95	34,70	8,14	5,84
0,19	0,48	1,01	42,21	12,59	4,45
0,25	0,54	1,07	47,42	15,98	3,39
0,31	0,61	1,13	50,31	17,96	1,97
0,37	0,67	1,19	53,20	19,99	2,03
0,43	0,73	1,26	55,80	21,86	1,87
0,50	0,79	1,32	57,83	23,34	1,48

Fonte: O Autor (2019).

Figura 16 - Hidrograma da Sub-bacia 3 - TR 50 anos.



Fonte: O Autor (2019).

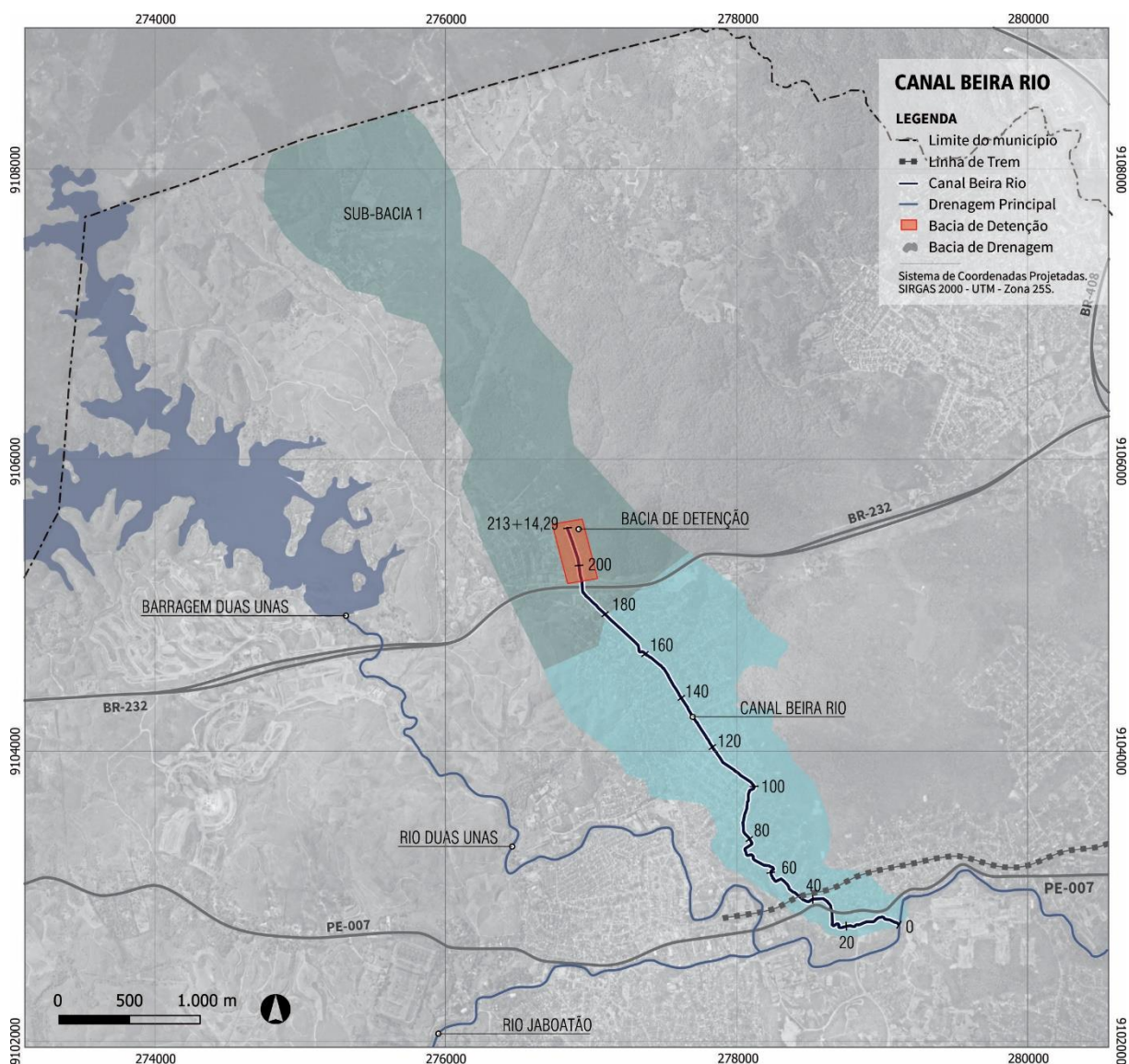
A vazão total de contribuição ao canal, para o período de retorno de 50 anos, foi obtida através da soma das vazões de pico de suas Sub-bacias:

Vazão total = Vazão Sub-bacia 1 + Vazão Sub-bacia 2 + Vazão Sub-bacia3 = 46,69 m³/s.

4.8 Bacia de retenção

A área disponível para implantação da bacia de retenção, a qual possui 380 metros de comprimento, 10 metros de largura, podendo atingir até 2,60 metros de altura, é apresentada na Figura 17. Apesar de ser uma área pequena (em se tratando de bacia de retenção) esta foi escolhida por não haver ocupação nas proximidades e estar a montante do escoamento.

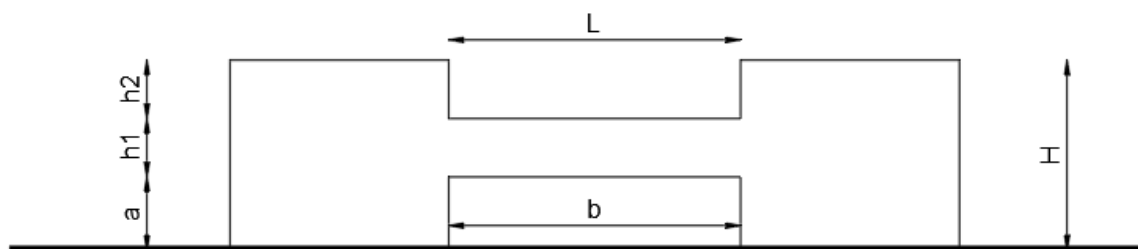
Figura 17 - Localização da área de implantação da bacia de detenção.



Fonte: O Autor (2019).

Para a situação em questão, foi admitida uma estrutura de controle do tipo mista, ou seja, o reservatório foi projetado com 2 (duas) saídas: uma através de orifício e outra através de vertedor, conforme apresentado na Figura 18.

Figura 18 - Esquema da estrutura de controle do reservatório.



Fonte: O Autor (2019).

A Tabela 15 apresenta as dimensões projetadas para a estrutura de detenção:

Tabela 15 - Dimensões da estrutura de detenção projetada.

Dimensões (m)	
b	4,00
a	1,00
h1	0,80
h2	0,80
H	2,60
L	4,00

Fonte: O Autor (2019).

Segundo (CANHOLI, 2014), as equações que regem os escoamentos por essas estruturas são:

- Orifício:
 - Escoamento livre:

$$Q = b \times \sqrt{(2g)} \times \left(\frac{H}{1,5}\right)^{1,5} \quad (7)$$

- Escoamento afogado:

$$Q = C_v \times b \times a \times \sqrt{(2gH)} \quad (8)$$

onde:

Q – Vazão (m³/s);

b – Largura da abertura (m);

Cv – Coeficiente de vazão (adimensional);

a – Altura da abertura (m).

Na Tabela 16 estão os valores de Cv em função de H/a:

Tabela 16 - Valores de Cv em função de H/a - orifícios.

H/a	Cv
1,20	0,48
1,60	0,50
2,00	0,52
3,00	0,57
3,40	0,59

Fonte: O Autor (2019).

- Vertedor de parede delgada:

$$Q = C_v \times L \times \sqrt{(2g) \times (h)^{1,5}} \quad (9)$$

onde:

L – Comprimento da soleira;

h – Carga acima da soleira.

Na Tabela 17 estão os valores de Cv em função de (a+h1)/h:

Tabela 17 - Valores de Cv em função de (a+h1)/h - vertedores de parede delgada.

(a+h1)/h	Cv
1,20	0,48
1,60	0,50
2,00	0,52
3,00	0,57
3,40	0,59

Fonte: O Autor (2019).

Geralmente, quando se projeta uma bacia de detenção, prevê-se uma vazão de saída limite e calcula-se a área necessária para a obtenção do hidrograma de saída desejado. Porém, no caso em questão, foi realizado estudo para verificação da possibilidade de utilização de área limitada disponível à montante do escoamento para implantação do reservatório.

Para determinar a vazão efluente como função do tempo, é necessário lançar-se mão de um modelo de propagação de vazões em reservatórios, entre os quais o chamado Modelo Puls que é muito utilizado (FRANCO, 2004)

O Modelo de Puls caracteriza-se por supor que existe uma relação bi-unívoca entre o volume armazenado e a vazão efluente, sendo esta, portanto, independente da vazão afluente. Isso equivale a assumir que a superfície do reservatório se mantenha plana e horizontal, o que é em muitos casos apenas uma aproximação dada a existência do remanso (FRANCO, 2004).

A análise da capacidade deste reservatório foi realizada através de um *routing* de cálculos a partir da equação (10), a seguir:

$$I(t) - Q(t) = \frac{dS}{dt} \quad (10)$$

onde:

I – Vazão afluente;

Q – Vazão efluente;

S – Volume.

A Equação (10) descreve a variação do volume armazenado em um reservatório.

Para um intervalo de tempo Δt , a Equação (10) pode ser escrita na forma de diferenças finitas e rearranjada como:

$$(I_1 + I_2) + \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1 \right) = \left(\frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2 \right) \quad (11)$$

onde:

I_1 e I_2 – vazões afluentes nos instantes 1 e 2;

Δt – período de tempo entre 1 e 2;

S_1 e S_2 – volumes reservados nos instantes 1 e 2;

Q_1 e Q_2 – vazões efluentes nos instantes 1 e 2.

As incógnitas são, portanto, S_2 e Q_2 , que podem ser obtidas pela curva auxiliar em função da vazão efluente. Nesse caso, a equação básica pode ser rearranjada da seguinte maneira:

$$\left(\frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2\right) = (I_1 + I_2) + \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1\right) - 2Q_1 \quad (12)$$

Definindo-se uma função F_t , em unidade de vazão, como:

$$F_t = \left(\frac{2S_t}{\Delta t} - Q_t\right) \quad (13)$$

tem-se:

$$F_2 = (I_1 + I_2) + F_1 - 2Q_1 \quad (14)$$

conhecidas as vazões afluente e efluente no instante 1.

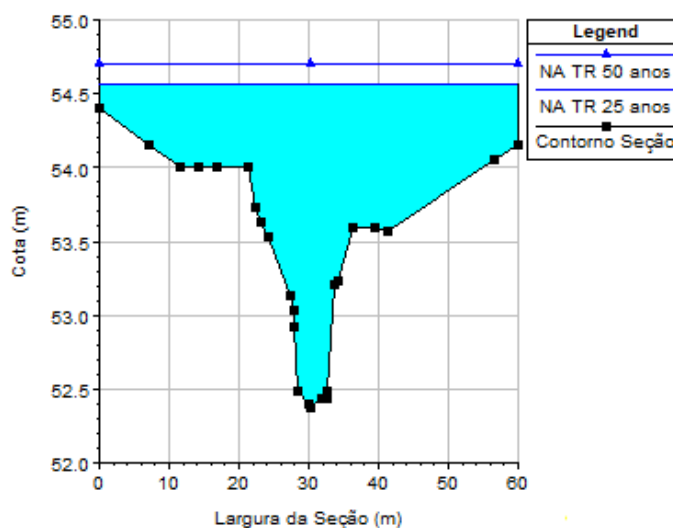
5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste item, serão apresentados os resultados obtidos nas simulações hidráulicas realizadas para o Canal Beira Rio.

5.1 Cenário 1: Canal em sua situação atual

Neste cenário, foi considerada a situação atual do canal, em se tratando de seções transversais e ocupações das margens e até mesmo do leito do canal. Esta simulação hidráulica observou a necessidade de intervenção na localidade. Na Figura 19, é apresentada uma das seções hidráulicas onde houve inundação, após a simulação:

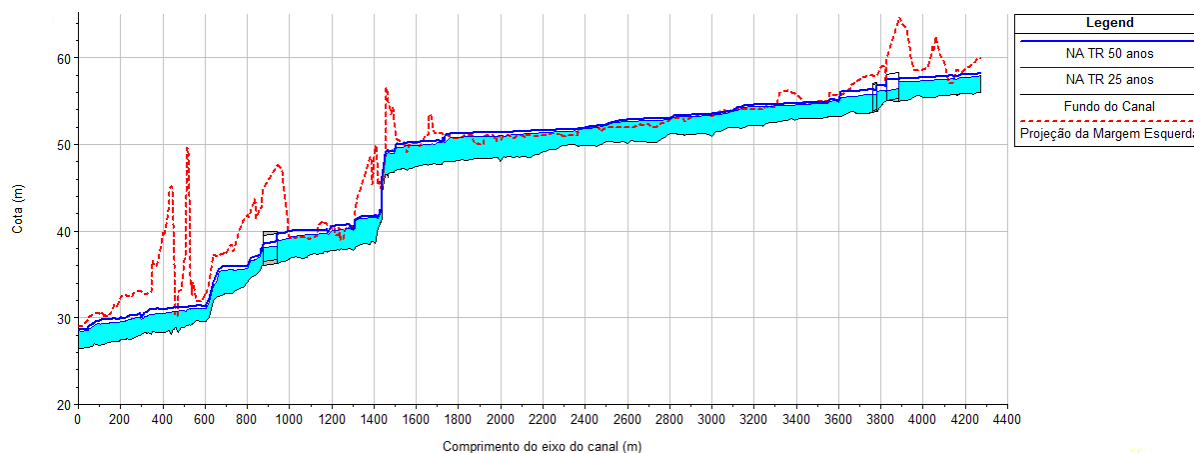
Figura 19 - Seção do canal com transbordamento da calha.



Fonte: O Autor (2019).

O perfil longitudinal do canal, ilustrando a simulação realizada para Tempo de Retorno de 25 e 50 anos, é apresentado na Figura 20.

Figura 20 - Perfil longitudinal do canal.



Fonte: O Autor (2019).

O estaqueamento do canal foi realizado conforme apresentado na Figura 3. A maior estaca está localizada no início do escoamento, pois esta é uma das premissas do HEC-RAS, a qual consiste em sua foz pertencer à posição 0 (o mesmo que estaca 0+0,00m), enquanto que a montante apresenta número de estaca maior que a jusante. Por isso, o perfil do canal é apresentado, da esquerda para a direita, mas seu escoamento acontece do ponto mais distante da foz com a posição 0 à sua esquerda. O estaqueamento no HEC-RAS é escrito por extenso. Ou seja, a estaca 100+0,00 é representada pelo número 2000, no perfil (pois cada estaca se refere a 20 metros de extensão).

Ao analisar o perfil longitudinal apresentado na Figura 20, observa-se que há transbordamento da seção natural do canal em diversos pontos, ao longo do seu curso. Dessa forma, serão apresentadas a seguir possíveis alternativas para resolução dos transtornos causado pelas águas pluviais, em dias de chuvas intensas.

5.2 Cenário 2: Canal retangular com paredes revestidas em concreto e fundo em terra

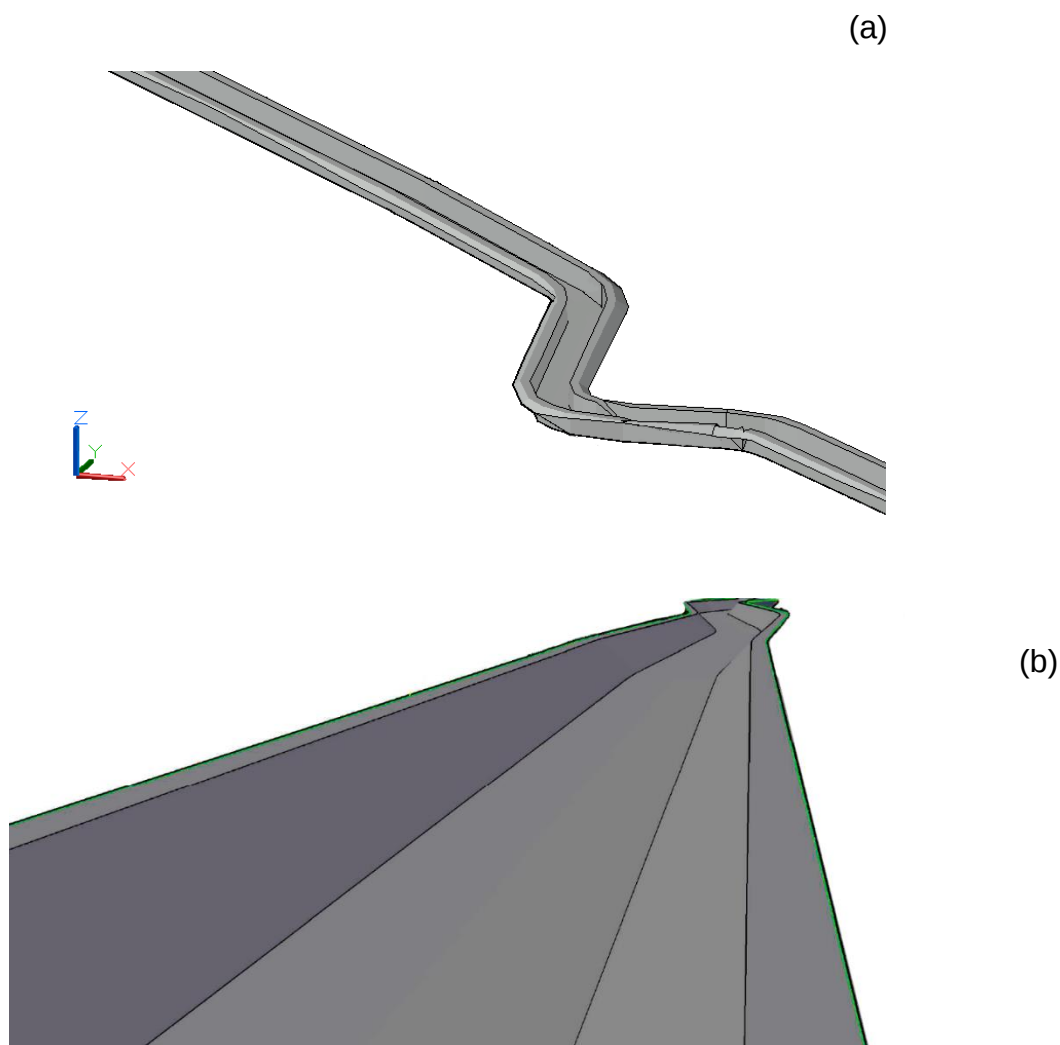
Neste cenário, foi realizada simulação do escoamento da bacia do Canal Beira Rio na condição de requalificação do curso d'água, através da regularização das seções transversais. Foram adotadas seções retangulares, com paredes laterais em concreto (n igual a 0,014) e fundo em terra (n igual a 0,033), e seções trapezoidais, com taludes vegetado e fundo em terra (n igual a 0,035).

Seção retangular revestida em concreto é utilizada quando se deseja permitir o escoamento da vazão de contribuição na menor seção hidráulica possível. É uma das exigências da atual abordagem mundial em drenagem urbana é a manutenção do leito do curso d'água em terreno natural, pois, dessa forma, é facilitado o processo de infiltração. Este tipo de seção foi adotado na maior parte do canal, devido à urbanização, a fim de evitar um maior número de desapropriações. Já a seção trapezoidal foi utilizada da estaca 30+0,00 até a 0+0,00, pois neste trecho não há ocupação das margens, possibilitando um melhor aproveitamento da área, em relação à naturalização do canal.

Através do AutoCad Civil 3D foi projetada a seção hidráulica desejada. Inicialmente foram previamente definidas medidas da seção transversal através do Software CANAIS, do Grupo de Pesquisas em Recursos Hídricos da Universidade Federal de Viçosa (GPRH).

Em seguida, foram definidos dois *templates* das seções (um para seção retangular e outro para seção trapezoidal) no software AutoCad Civil 3D e elaborou-se um *corredor*, conforme apresentado nas Figura 21 (a) e (b).

Figura 21 - Modelagem no AutoCad Civil 3D do canal Beira Rio.



Fonte: O Autor (2019).

Após definição do *corredor*, foram determinadas as seções transversais, definidas a cada 20 metros, as quais foram exportadas para o Hec-Ras, para possibilitar a simulação hidráulica do canal.

Na plataforma do Hec-Ras, foi inserido o coeficiente de manning para as seções, adicionadas as vazões de pico dos hidrogramas correspondentes de cada Sub-bacia e realizada a simulação. Em seções mistas, foi realizada média ponderada dos coeficientes de manning para determinar o coeficiente equivalente para a seção.

A Tabela 18 apresenta as seções obtidas nos dimensionamentos do canal Beira Rio:

Tabela 18 - Seções adotadas para o canal Beira Rio.

Trecho	Estaca		Seção Adotada (m)			
	Início	Fim	Tipo	B	H	z
1	213+14,29	194+5,00	Retangular	6,00	2,40	-
2	194+5,00	191+9,37	Bueiro Simples Celular de Concreto	3,00	3,00	-
3	191+9,37	189+6,34	Retangular	5,50	2,05	-
4	189+6,34	188+0,00	Bueiro Simples Celular de Concreto	3,00	3,00	-
5	188+0,00	153+0,00	Retangular	4,00	2,40	-
6	153+0,00	74+0,00	Retangular	6,00	2,40	-
7	70+10,00	47+2,12	Retangular	6,00	2,20	-
8	47+2,12	43+11,58	Bueiro Duplo Celular de Concreto	6,00	3,00	-
9	43+11,58	31+0,00	Retangular	6,00	1,90	-
10	31+0,00	0+0,00	Trapezoidal	6,00	4,50	1,0

Fonte: O Autor (2019).

A largura destas seções limitou-se à urbanização existente na localidade, na tentativa de realizar o menor número de desapropriações possível e a altura das seções fora definidas de modo que não fosse necessário elevados volumes de escavação, respeitando-se sempre as declividades dos trechos existente, bem como os bueiros celulares existentes (Figura 22), os quais não devem estar acima da cota de fundo da seção.

Figura 22 - Bueiros celulares existentes



(a) Bueiro 3x3: Estaca 194+5,00 a 191+9,37



(b) Bueiro 3x3: Estaca 189+6,34 a 188

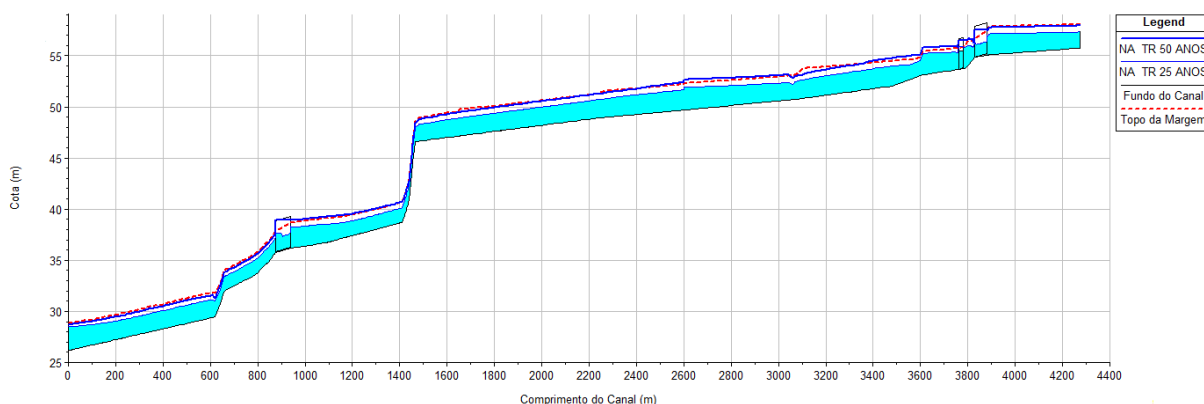


(c) Bueiro 3x3: Estaca 47+2,12 a 43+11,58

Fonte: O Autor (2019).

A Figura 23 apresenta o perfil longitudinal do canal após sua requalificação:

Figura 23 - Perfil longitudinal do canal (requalificado).



Fonte: O Autor (2019).

Ao observar a Figura 23, pode-se notar que a estrutura funciona para TR de 25 anos em toda sua extensão, porém, alguns pontos ainda sofrem extravasamentos para TR 50 anos.

5.3 Cenário 3: cenário 2 + bacia de retenção

Foi realizada a simulação de implantação de bacia de retenção (ou reservatório de retenção) do tipo on-line, na tentativa de reduzir o pico de vazão para o Tempo de Retorno de 50 anos (pois no item 5.2 observou-se que para o TR de 25 anos as seções projetadas comportam a vazão).

O volume da água no reservatório é função da altura medida em relação a um plano de referência e da configuração do reservatório e de modo geral pode ser escrita como (PORTO, 2003):

$$V = b \times (h)^c \quad (15)$$

Onde b é a área, h é a altura e c (adimensional igual a 1, pois se trata de reservatório com paredes verticais).

Com base nos valores da Tabela 15, chega-se às curvas *cota x volume* (Tabela 19) e *cota x vazão* (Tabela 20) para proceder ao amortecimento no reservatório.

Tabela 19 - Curva cota x volume para o reservatório de retenção.

h (m)	Volume (m³)
0,0	0
0,2	760
0,4	1,520
0,6	2,280
0,8	3,040
1,0	3,800
1,2	4,560
1,4	5,320
1,6	6,080
1,8	6,840
2,0	7,600
2,2	8,360
2,4	9,120
2,6	9,880

Fonte: O Autor (2019).

Tabela 20 - Curva cota x vazão para o reservatório de retenção.

h (m)	Q_{orifício} (m³/s)	Q_{vertedor} (m³/s)	Q_{total} (m³/s)
0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	0,86	0,00	0,86
0,40	2,44	0,00	2,44
0,60	4,48	0,00	4,48
0,80	7,29	0,00	7,29
1,00	8,15	0,00	8,15
1,20	9,32	0,00	9,32
1,40	10,27	0,00	10,27
1,60	11,21	0,00	11,21
1,80	12,12	0,00	12,12
2,00	13,03	0,71	13,74
2,20	13,93	2,02	15,95
2,40	14,82	3,71	18,53
2,60	15,71	5,71	21,42

Fonte: O Autor (2019).

A Tabela 21 apresenta os hidrogramas afluente e efluente na Sub-bacia 1, para o período de retorno de 50 anos:

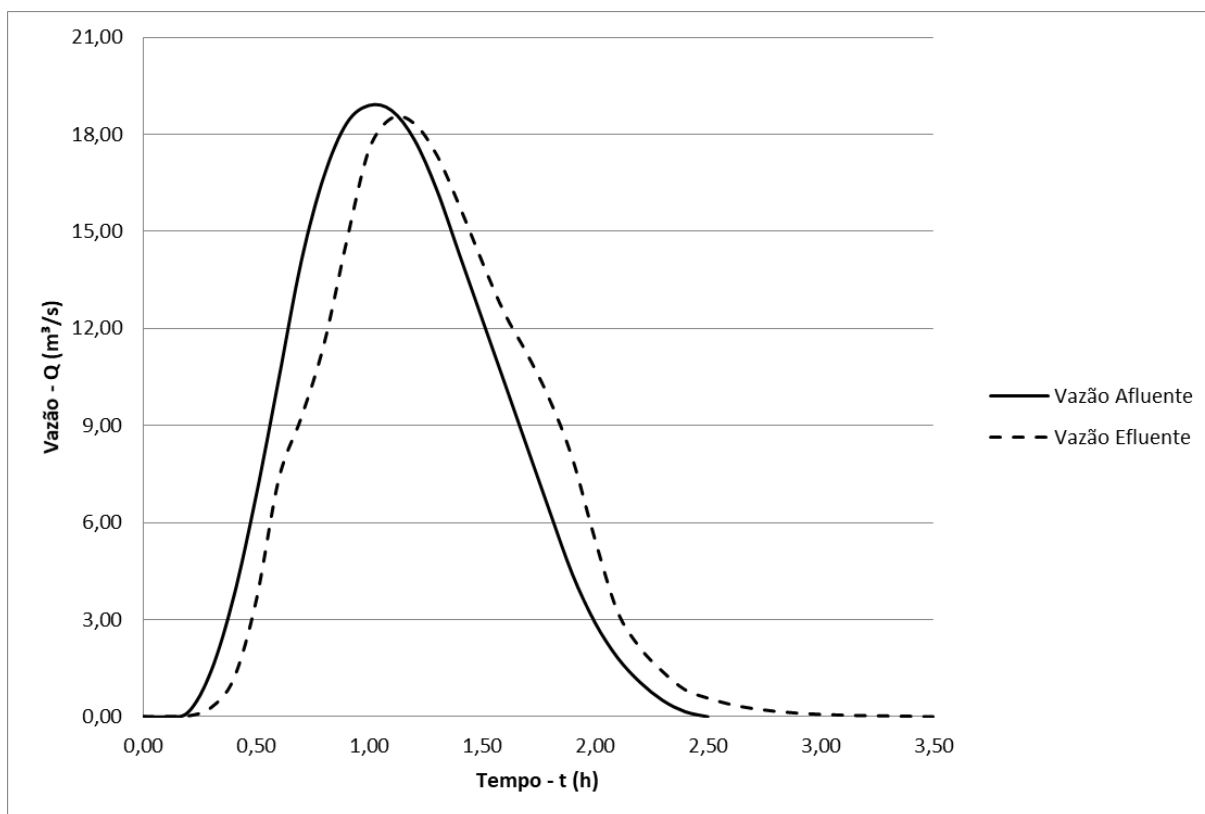
Tabela 21 - Hidrogramas afluente e efluente para o reservatório de detenção, TR 50 anos.

Tempo (h)	Q_{afl} (m ³ /s)	Q_{efl} (m ³ /s)
0,0	0,000	0,000
0,1	0,000	0,000
0,2	0,151	0,026
0,3	1,409	0,282
0,4	3,704	1,168
0,5	6,843	3,592
0,6	10,449	7,349
0,7	14,087	9,255
0,8	16,707	11,503
0,9	18,337	14,676
1,0	18,896	17,531
1,1	18,735	18,504
1,2	17,840	18,341
1,3	16,278	17,368
1,4	14,290	15,802
1,5	12,303	14,084
1,6	10,315	12,480
1,7	8,327	11,225
1,8	6,340	9,807
1,9	4,411	8,012
2,0	2,915	5,520
2,1	1,825	3,275
2,2	1,065	2,141
2,3	0,505	1,403
2,4	0,154	0,836
2,5	0,000	0,578
2,6	0,000	0,382
2,7	0,000	0,252
2,8	0,000	0,167
2,9	0,000	0,110
3,0	0,000	0,073
3,1	0,000	0,048
3,2	0,000	0,032
3,3	0,000	0,021
3,4	0,000	0,014
3,5	0,000	0,000

Fonte: O Autor (2019).

Na Figura 24 são apresentados os hidrogramas de entrada e de saída da bacia de detenção. Foi possível observar uma pequena redução do pico da vazão, bem como uma pequena translação no hidrograma.

Figura 24 - Hidrogramas afluente e efluente para o reservatório de detenção.



Fonte: O Autor (2019).

Apesar da pequena redução no pico de vazão, esta não é suficiente para solucionar os problemas de inundação na região, para chuvas de tempo de recorrência de 50 anos.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Na situação de escoamento em cenário atual, onde há modificações nas seções transversais, obstruções do leito, despejos de lixo e esgoto doméstico, assoreamento, entre outros, as chuvas de períodos de retorno de 25 e 50 anos ultrapassam os limites da calha de escoamento, causando transtornos e inundações na localidade. Na estaca 175+0,00 (ou 3.500, no HEC-RAS), por exemplo, foram observadas cotas de cheia iguais a 54,71 m e 54,90 m, nos TR de 25 e 50 anos, respectivamente, enquanto que as margens apresentam cotas da ordem de 54,50 m.

Já no cenário de requalificação do canal, onde almeja-se que sejam realizadas obras de alargamento das seções transversais (limitadas às moradias existentes, a fim de se evitar grande número de desapropriações), redirecionamento dos despejos domésticos e coleta seletiva frequente, é possível observar que a vazão para o TR de 25 anos é suportada pela calha, enquanto que em diversos locais, a vazão para TR 50 anos não é comportada. Foram obtidas, para a mesma estaca 175+0,00, cotas iguais a 54,38 e 55,20, nos TR's de 25 e 50 anos, respectivamente.

O cenário de implantação da bacia de retenção esclareceu que se faz necessária uma área de estudo maior que os aproximadamente 4.000 metros quadrados disponíveis à montante do canal. Nesta condição, a redução do pico do hidrograma foi da ordem de 0,40 m³/s, o que não apresentou resultado significativo.

Dessa forma, as obras de requalificação do canal permitem segurança para vazões de escoamento de TR 25 anos. Para garantir capacidade de transporte de vazões superiores, deve-se realizar um estudo ainda mais complexo, envolvendo assuntos de ordem social, com grande quantidade de desapropriações, para alargamento da seção transversal.

Deve-se haver maior engajamento do poder público e da sociedade com as soluções adotadas para drenagem urbana, bem como para os assuntos socioambientais em geral. A educação sanitária e ambiental não substitui as obras de infraestrutura, mas é fundamental para que elas funcionem.

REFERÊNCIAS

- ANDRADE FILHO, A. G.; SZÉLIGA, M. R.; SZESZ, J. R. Utilização de micro-reservatórios de retenção para atenuação de inundações em bacias urbanas. **PUBLICATIO UEPG – Ciências Exatas e da Terra, Ciências Agrárias e Engenharias**, v. 6., n. 1, p. 47-68, 2000.
- AGÊNCIA PERNAMBUCANA DE ÁGUAS E CLIMAS. **Boletim do sistema de alerta de cheia dos níveis dos rios**. Recife: APAC, 2019. Disponível em: http://www.apac.pe.gov.br/arquivos_portal/boletinsrios/Boletim_PCD_Rios_14_11_2019.pdf. Acesso em: 17 nov. 2019.
- ATP ENGENHARIA LTDA. **Manual de drenagem urbana do município do Jaboatão dos Guararapes**. Recife, 2015.
- BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. **Técnicas compensatórias em drenagem urbana**. 1. ed. Porto Alegre: ABRH, 2005.
- BASSO, L. ; WEIXTER, C. A.; SILVA, B. M.; ALMEIDA, F. C. Gerenciamento da drenagem urbana: Um desafio multidisciplinar e multissetorial. **Conexão Eletrônica**, p. 456-469, 2018.
- CAMPANA, N. A.; BERNARDES, R. S.; SILVA JR., J. A. Controle qualitativo e quantitativo do escoamento pluvial urbano com bacias de retenção. **Ambi-Agua**, Taubaté, v. 2, n. 3, p. 98-111, 2007.
- CANHOLI, A. P. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.
- CHOW, V.; MAIDMENT, D.; MAYS, L. **Applied hydrology**. New York: McGraw-Hill, 1988.
- CÓRDOVA, C. F.; MÉNDEZ, A. L.; LÓPEZ, Y. R.; RAMÍREZ, P. G.; MENESES, D. M. M. Influencia del método de estimación en el coeficiente de Manning para cauces naturales. **Ingeniería Hidráulica y Ambiental**, v. XXXIX, n. 1, p. 17-31, 2018.
- COUTINHO, A. P.; LEITE, L. L. L.; RIBAS, L. V.; ANTONINO, A. C. D.; CABRAL, J. J. S. P.; MONTENEGRO, S. M. G. L. Coletânea de equações de chuvas intensas para o estado de Pernambuco. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS

HÍDRICOS, 20., Bento Gonçalves, RS, 2013. **Anais [...]**.Bento Gonçalves, RS: SBRH, 2013. p. 1-7.

CRUZ, MARCUS A. SOARES; TUCCI, CARLOS E. M.; SILVEIRA, ANDRÉ L. L. DA. Controle do Escoamento com Detenção em Lotes Urbanos. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. Volume 3. N. 4. p. 19-31, 1998.

FRANCO, E. J. (2004). **Dimensionamento de Bacias de Detenção das Águas Pluviais com Base no Método Racional**. Curitiba.

GONÇALVES, L. M.; BAPSTISTA, L. F.; RIBEIRO, R. A. (2016). O uso de técnicas compensatórias de drenagem para controle dos impactos da urbanização. **Forum Ambiental da Alta Paulista**, v. 12, n. 01.

LEITE, B. P.; FUJIMURA, J. M.; FERNANDES, J. S. de A. Avaliação dos impactos na drenagem com a implantação de telhados verdes na UFMT – Campus Cuiabá utilizando o software SWMM. *In*: SIMPÓSIO DE GEOTECNOLOGIAS NO PANTANAL, 6., Cuiabá, MT, 2016. **Anais [...]**. Cuiabá, MT: Embrapa Informática Agropecuária/INPE, 2016. p.354 -363.

LUCAS, A. H.; SOBRINHA, L. A.; MORUZZI, R. B.; BARBASSA, A. P. Avaliação da construção e operação de técnicas compensatórias de drenagem urbana: o transporte de finos, a capacidade de infiltração, a taxa de infiltração real do solo e a permeabilidade da manta geotêxtil. **Eng Sanit Ambient** , v.20, n.1, p.17-28, 2015.

MACEDO, Marina Batalini de; MENDIONDO, Eduardo Mario. **Otimização de técnicas compensatórias de drenagem urbana em clima subtropical**. 2017. Dissertação (mestrado) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.

MIGUEZ, M. G.; VERÓL, A. P.; REZENDE, O. M. **Drenagem Urbana: do projeto tradicional à sustentabilidade**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2015.

NÓBREGA, R. S.; FARIAS, R. F. Eventos extremos pluviais em Jaboaão dos Guararapes: Climatologia e estudo de caso. **Revista do Departamento de Geografia USP**, Volume Especial, p.70-82, 2016.

OHNUMA JR, A. A.; MEDIONDO, E. M. Metodologia para cálculo de eficiência de técnicas compensatórias em lote urbano. **Revista Internacional de Ciências**, v.5, n.1, 2015.

OLIVEIRA, F. A.; ARANTES, C. Q.; OLIVEIRA, J. A.; PEREIRA, T. S. R.; FORMIGA, K. T. M. Determinação do limite da faixa de inundação com uso do HEC-RAS para o parque linear do Córrego Macambira em Goiânia, Goiás. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. 11, n. 1, p. 57-66, 2016.

PARK, M.; CHUNG, G.; YOO, C.; KIM, E. J.-H. Optimal design of stormwater detention basin using the genetic algorithm. **KSCE Journal of Civil Engineering**, v. 16, n. 4, p. 660-666, 2012.

POMPÊO, C. A. Drenagem Urbana Sustentável. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, volume 5, no 1, Associação Brasileira de Recursos Hídricos, pp. 15-24, 2000.

PORTO, R. D. Metodologia de cálculo para o planejamento de bacias de retenção. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 8, n. 3, p. 135-149, 2003.

PORTO, R. L. **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: Abrh/Editora da Universidade/Ufrgs, 1995.

RIGHETTO, A. M. **Hidrologia e Recursos Hídricos**. São Carlos: EESC/USP, 1998.

RIO ÁGUAS. **Instruções técnicas para elaboração de estudos hidrológicos e dimensionamento hidráulico de sistemas de drenagem urbana**, 2010.

SOUZA, F. P. **Monitoramento e modelagem hidrológica da sub-bacia do Lago Paranoá - Brasília/DF - e avaliação de bacias de retenção**. xv, 139 f., il. Dissertação (Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos) - Universidade de Brasília, Brasília, 2014..

SOUZA, V. C. Gestão da drenagem urbana no Brasil: desafios para a sustentabilidade. **Revista Eletrônica de Gestão e Tecnologias Ambientais (GESTA)**, v. 1, n.1, p. 057-072, 2013.

TASSI, R. *Coeficiente de escoamento e vazão máxima de bacias urbanas: comparação de duas metodologias para determinação do volume de retenção em pequenas bacias urbanas - O caso de Porto Alegre/RS Brasil*. p.1-10. Disponível em: Research Gate:

https://www.researchgate.net/publication/267375318_COMPARACAO_DE_DUAS_METODOLOGIAS_PARA_DETERMINACAO_DO_VOLUME_DE_RETENCAO_EM_P

EQUENAS_BACIAS_URBANAS_O_CASO_DE_PORTO_ALEGRE_BRASIL/link/55d367fc08aec1b0429f3804/download. Acesso em: 17 nov. 2019

TECHNE - Techne Engenheiros e Consultores. **Mapeamento de Inundação do Baixo Rio Jaboatão, em Jaboatão dos Guararapes/PE**. Recife, 2007.

TOMAZ, P. **Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais**. Editora Navegar, 481p., ISBN-13: 978-8587678218, 2010.

TUCCI, C. E. Coeficiente de escoamento e vazão máxima de bacias urbanas. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 5, n. 1, p. 61-68, 2000.

TUCCI, C. E. **Gestão de águas pluviais urbanas**. Ministério das Cidades, 2005.

TUCCI, C. E. **Hidrologia ciência e aplicação**. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 2007.

VASCONCELOS, A. F.; MIGUEZ, M. G.; VAZQUEZ, E. G. Critérios de projeto e benefícios esperados da implantação de técnicas compensatórias em drenagem urbana para controle de escoamentos na fonte, com base em modelagem computacional aplicada a um estudo de caso na zona oeste do Rio de Janeiro. **Eng Sanit Ambient**, v. 21, n. 4, p. 655-662, 2016.

VILLELA, S. M.; MATTOS, A. **Hidrologia Aplicada**. São Paulo: McGRAW-HILL, 1975.

WANDERLEY, L. S.; NÓBREGA, R. S.; MOREIRA, A. B.; ANJOS, R. S.; ALMEIDA, C. A. P. As chuvas na cidade do Recife: uma climatologia de extremos. **Revista Brasileira de Climatologia**, v. 22, p. 149-164, 2018.

ZAHED, K. F.; MARCELLINI, S. S. Precipitações máximas. *In*: **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: Abrh/Editora da Universidade/Ufrgs, 1995.