



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GESTÃO DE RECURSOS HÍDRICOS

MARIA JOSÉ CARVALHO SILVA

**A PROBLEMÁTICA DO REMANSO DOS EIXOS DE MACRODRENAGEM NAS
GALERIAS URBANAS: ESTUDO DE CASO SOBRE MODELAGEM DA CHEIA DO
RIO POTY NO ANO DE 2009 EM TERESINA-PI**

FORTALEZA

2014

MARIA JOSÉ CARVALHO SILVA

**A PROBLEMÁTICA DO REMANSO DOS EIXOS DE MACRODRENAGEM NAS
GALERIAS URBANAS: ESTUDO DE CASO SOBRE MODELAGEM DA CHEIA DO
RIO POTY NO ANO DE 2009 EM TERESINA-PI**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Curso de Mestrado em Recursos Hídricos, da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Recursos Hídricos.

Orientador: Prof. Dr. Francisco Osny Enéas da Silva.

FORTALEZA

2014

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca de Pós-Graduação em Engenharia - BPGE

S581p

Silva, Maria José Carvalho.

A problemática do remanso dos eixos de macrodrenagem nas galerias urbanas: estudo de caso sobre a modelagem da cheia do Rio Poty no ano de 2009 em Teresina-PI / Maria Jose Carvalho Silva - 2014.

62f. : il. color., enc.; 30 cm.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil: Recursos Hídricos, Fortaleza, 2014.

Área de Concentração: Recursos Hídricos.

Orientação: Prof. Dr. Francisco Osny Enéas da Silva.

1. Recursos hídricos. 2.Drenagem urbana. 3. Controle de inundações. I. Título.

CDD 627

MARIA JOSÉ CARVALHO SILVA

A PROBLEMÁTICA DO REMANSO DOS EIXOS DE MACRODRENAGEM NAS GALERIAS URBANAS: ESTUDO DE CASO SOBRE MODELAGEM DA CHEIA DO RIO POTY NO ANO DE 2009 EM TERESINA-PI

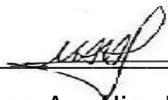
Dissertação de Mestrado apresentada ao Curso de Mestrado em Recursos Hídricos, da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Recursos Hídricos.

Aprovada em: 27/11/2014.

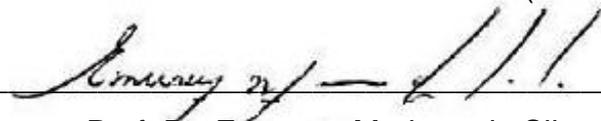
BANCA EXAMINADORA



Prof. Dr. Francisco Osny Enéas da Silva (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)



Prof. Dr. Marco Aurélio de Castro Holanda
Universidade Federal do Ceará (UFC)



Prof. Dr. Emerson Mariano da Silva
Universidade Estadual do Ceará (UECE)

Aos meus pais, Florêncio e Teresa, com amor. A minha filha do coração Mylka, irmãos Raimundinha, Cristovam e Luiz Henrique, Rita (cunhada-irmã), Marina (sobrinha).

A eles e aos meus e amigos dedico este trabalho.

AGRADECIMENTOS

A Deus que é à força da minha existência.

Aos meus pais, Florêncio e Teresa (*in memorian*) que mesmo com muitas lutas conseguiram educar seus filhos com amor.

Aos meus irmãos Raimundinha, Cristovam, Luís Henrique e minha filha do coração Mylka pelo carinho, incentivo e compreensão.

A minha cunhada-irmã Ritinha e minha sobrinha Marina pelos estímulos e apoio incondicional oferecendo a minha vida.

Ao meu querido amigo Fernando Lopes pelo incentivo e apoio.

Ao meu amigo irmão Marcus Vinicius pelo incentivo e apoio total a essa minha jornada.

Aos estimados amigos Gabriela Celso e Antônio Filho pelo suposto na realização desta etapa profissional.

A equipe da Secretaria da Prefeitura Universitária. Pablo, Neide, Vitor, Vitória, Cleidiane, Maria, Conceição, Juliana pelo apoio, estímulo e paciência, que foram fundamentais para minha caminhada valiosa e emocionante.

A este anjo que nosso bom Deus colocou na minha estrada. Professor Francisco Osny meu orientador pelo apoio incentivo e compreensão, pois sem seus ensinamentos não teria conseguido meu objetivo. Meu Muito obrigado.

Ao professor Monteiro pelo apoio.

Aos amigos UFC Lívia e Guilherme pela contribuição.

A todos os Professores do Departamento de Hidráulica e Saneamento da UFC pelos ensinamentos.

“A água de boa qualidade é como a saúde
ou a liberdade: só tem valor quando
acaba de verdade.”
(João Guimarães Rosa)

RESUMO

A cidade de Teresina, capital do estado do Piauí, é entrecortada pelos rios Parnaíba e Poty, sendo o último afluente ao primeiro, dentro da zona urbana de Teresina. O rio Parnaíba controla uma bacia hidrográfica de 237.000 km² a montante de Teresina, enquanto que o rio Poty, controla uma bacia hidrográfica de 51.400 km². A característica hidrológica principal das cheias nos rios Parnaíba e Poty é que as enchentes do rio Parnaíba são passíveis de controle parcial a partir das comportas da Usina Hidroelétrica (UHE) Boa Esperança, ao passo que, tal controle inexistente para as cheias advindas da bacia do rio Poty. O presente estudo analisou a questão da interferência das cheias do rio Poty com o sistema de microdrenagem formado pelas galerias urbanas transversais afluentes ao mesmo, constatando a possibilidade de afogamento e remanso do rio Poty sobre as galerias em determinadas condições de cheias hidrológicas. Foi analisado o caso da cheia do ano de 2009 no sistema de drenagem transversal ao rio Poty, que causou a inundação de diversos bairros, em virtude do remanso decorrente da elevação da cota do nível d água do rio Poty acima da cota das geratrizes superiores das galerias transversais. Foi constatado que, em virtude das cotas de desague das galerias do bairro Primavera no rio Poty, as cheias deste rio com período de retorno bianual (TR = 2 anos), são suficientes para promover o fluxo inverso no sistema de galerias e a inundação de áreas urbanas conectadas. Conclui-se que há necessidade de intervenções estruturais para solucionar este problema, a partir, ou do controle das cheias no rio Poty por meio de reservatório de retenção, tal como a futura barragem Castelo do Piauí, ou a partir de emprego de bacias de detenção urbanas, comportas de maré e sistema de bombeamento das águas pluviais das bacias interconectadas com o rio Poty.

Palavras-chaves: Drenagem urbana, Afogamento de galerias de drenagem, Eixos de macrodrenagem urbana, Remanso em galerias de drenagem, Rio Poty.

ABSTRACT

The city of Teresina, capital of the state of Piauí, is intersected by rivers Parnaíba and Poty, being the last tributary to the first within the urban area of Teresina. The Parnaíba river controls a catchment area of 23,700 km upstream from Teresina, while the Poty river, controls a catchment area of 51,400km. The main hydrological characteristics of floods in Poty and Parnaíba rivers is the Parnaíba river floods are liable to partial control from the floodgates of Boa Esperança Hydroelectric Plant (HEP), while such control does not exist for the resulting flooding of the basin Poty river. The present study examined the issue of interference from the Poty river flooding with minor drainage system formed by transverse galleries urban tributaries to it, noting the possibility of drowning and backwater river about Poty galleries under certain conditions of hydrological floods. The case for the full year 2009 in the cross Poty River drainage system, which caused flooding of several neighborhoods, due to backwater due to the increase of water level elevation of the Poty river above the level of the top generators of was analyzed transverse galleries. It was found that, by virtue of quotas outflow of the galleries of the spring quarter in Poty River floods this river with biennial period return ($TR = 2$ years) are sufficient to promote the reverse flow in the gallery system and the flood of urban areas. It is concluded that there is need for structural interventions to address this problem, starting, or flood control in the Poty river through the sump, as the future dam Castelo do Piauí, or from employment of detention basins urban, tidal sluices gates and pumping rainwater basins interconnected with the Poty river system.

Keywords: Urban Drainage, Drowning drainage galleries, Axes of urban macrodrainage, backwater in urban drainage galleries, Rio Poty.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Barragem de Algodões.	145
Figura 2. Precipitação pluviométrica em Teresina - Pl.....	17
Figura 3. Bacia hidrográfica do rio Poty.....	256
Figura 4. Vista aérea de Teresina.	27
Figura 5. Avenida Cajúina, Zona Leste do município de Teresina.	28
Figura 6. Lagoas localizadas na zona norte de Teresina.	29
Figura 7. Ruas da zona norte do Bairro Primavera.	31
Figura 8. Vila Mocambinho no Bairro Mocambinho.	312
Figura 9. Rua 11 de Agosto no Bairro Primavera.	323
Figura 10. Representação dos parâmetros da equação de energia.....	34
Figura 11. Esquema da subdivisão utilizada no HEC-RAS.	356
Figura 12. Seção transversal no HEC-RAS com vários coeficientes de Manning. ...	36
Figura 13. Interface do HEC-RAS.	41
Figura 14. Entrada da galeria na Rua Igarçu.....	43
Figura 15. Desague no rio Poty da galeria interceptora celular 2,5m x 1,5m, proveniente do bairro Primavera.	434
Figura 16. Degraus e soleira vertente da galeria do rio Poty.....	445
Figura 17. Resultado do HEC-RAS para a Simulação da Cheia Máxima de 2009.	478
Figura 18. Nível alcançado pela água na enchente de maio/2009	47
Figura19. Curva de distribuição de frequências.....	51
Figura 20. Planície de inundação do rio Poty para cheias de 10 e 100 anos.	534
Figura 21. Perfil Longitudinal do rio Poty para cheias de 10, 50 e 100 anos de recorrência.	534

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Valores típicos do coeficiente de contração ou expansão do <i>HEC-RAS</i> .	389
Tabela 2 Resultados da Calibração do Nível Máximo de Cheia para Maio/2009 pelo <i>HEC-RAS</i> .	48
Tabela 3. Ajuste de Curvas de Distribuição de Frequência às Vazões Máximas Anuais do Posto Fluviométrico de Prata do Piauí (EXVAL90) – Q (m ³ /s)	50
Tabela 4. Vazão e Períodos de Retorno para o Posto Fluviométrico Prata-PI.	50
Tabela 5. Níveis d'Água Simulados e Consequências para as Vazões de Baixo Período de Retorno.	52
Tabela 6. Resultados das Simulações do <i>HEC-RAS</i> para Cheias de 10, 50 e 100 Anos de Período de Retorno.	53

LISTA DE ABREVIATURA E SIGLAS

ANA - Agência Nacional de Águas.

BDMEP – Banco de dados meteorológicos para ensino e pesquisa

CHESF – Companhia Hidroelétrica do São Francisco

EPA – Agência de Proteção Ambiental Americana

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

PERH – PI – Plano Estadual de Recursos Hídricos do Piauí

PMT- Prefeitura Municipal de Teresina

SEDC – Secretária Estadual de Defesa Civil

SEMAR – Secretária de Estado e Meio Ambiente

SEMPPLAN – Secretária de Municipal de Planejamento

SIG – Sistema de Informação Geográfica

g (m/s^2) – aceleração da gravidade.

h (m) – energia específica.

K – condução total em uma seção transversal.

L (m) – comprimento do trecho entre duas seções transversais.

n – coeficiente de *Manning* ou de rugosidade

n_c – coeficiente de *Manning* composto do canal principal

n – coeficiente de *Manning* da subseção do canal principal

p (m) – perímetro molhado do canal principal

p_i (m) – perímetro molhado da subseção do canal principal

Q (m^3/s) – vazão

Q (m^3/s) – Vazão média entre duas seções transversais.

R (m) – raio hidráulico na seção transversal

S_f (m/m) – declividade média da linha de energia entre as duas seções transversais.

v (m/s) – velocidade média

y (m) – altura d'água na seção.

Y_h (m) – altura hidráulica

z (m) – cota do fundo do canal.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
1.1 OBJETIVO GERAL	17
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	17
2 REVISÃO DA LITERATURA	19
2.1 RIOS URBANOS – MACRODRENAGEM E MICRODRENAGEM	20
2.2 MODELOS DE SIMULAÇÃO HIDRODINÂMICA	22
2.3 MODELO HIDRODINÂMICO <i>HEC-RAS</i>	24
3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	26
3.1 MUNICÍPIO DE TERESINA.....	27
3.2 AS ENCHENTES E INUNDAÇÕES EM TERESINA	28
3.3 ALAGAMENTOS PARCIAIS EM TERESINA.....	32
4 METODOLOGIA	34
4.1 MODELO CONCEITUAL DO <i>HEC-RAS</i>	34
4.2 INTERFACE E PROCEDIMENTOS COMPUTACIONAIS DO <i>HEC-RAS</i>	42
4.3 ESTUDOS HIDROLÓGICOS	42
4.4 LEVANTAMENTOS TOPOGRÁFICOS	43
4.5 SIMULAÇÕES E PÓS-PROCESSAMENTO	46
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES	47
5.1 RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE CALIBRAÇÃO DO <i>HEC-RAS</i>	47
5.2 RESULTADOS DA MODELAGEM HIDROLÓGICA.....	48
5.3 RESULTADOS DA MODELAGEM HIDRODINÂMICA.....	51
6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	56
REFERÊNCIAS	58
APÊNDICES	61
Apêndice A: Faixas de Inundação complementares.....	61
Apêndice B: Imagem de Satélite.....	64
Apêndice C: Rede Hidrográfica de Teresina.....	65

1 INTRODUÇÃO

Inundações e enchentes são fenômenos naturais que ocorrem com frequência nos cursos d'água, geralmente deflagrados por chuvas fortes, rápidas ou de longa duração. Estes eventos naturais têm sido intensificados, principalmente nas áreas urbanas, por atividades antrópicas. Desastres relacionados às enchentes e inundações são muito significativos em âmbito mundial, pois, segundo (CASTRO, 2007), muitas cidades desenvolveram suas malhas urbanas ao longo dos leitos dos rios, colocando em risco populações que periodicamente, em consequência de chuvas intensas e concentradas, sofrem problemas com o transbordamento das águas nas margens e/ou com acúmulo de águas pluviais nas vias urbanas (CASTRO, 2007).

A variação do nível ou de vazão de um rio depende das características climatológicas e físicas da bacia hidrográfica. Nas últimas décadas a urbanização intensa das cidades ocasionou alterações no estado natural dos terrenos e dos cursos de água. Como por exemplo, citam-se as impermeabilizações, que reduzem as capacidades de infiltração dos solos e rochas as canalizações e retificação de rios, que alteram o regime hidrológico dos recursos hídricos e a ocupação inadequada de áreas ribeirinhas, criando áreas de risco à ocorrência de fenômenos hidrológicos, que causam prejuízos humanos e materiais de maior grandeza.

Tais modificações alteram o ciclo hidrológico natural, interferindo no volume de águas infiltrada, escoada superficialmente ou evaporada. Em muitos casos, ocorre significativo decréscimo da infiltração e aumento da evaporação e do escoamento superficial.

Além disso, o escoamento superficial passa a ser mais frequente com o aumento da precipitação influenciando na formação dos processos hidrológicos e como as enchentes, inundações, alagamentos e as próprias enxurradas.

Conforme o Jornal Meio Norte, com base em reportagens dos últimos 25 anos, 1985, 2004, 2008 e 2009 foram os anos em que as inundações mais castigaram a população teresinense. As chuvas provocam cheias urbanas porque as cidades, ao passo em que se impermeabiliza o solo (por meio das construções de concreto e pavimentação), não são construídos sistemas de drenagem eficientes por meio de galerias para escoamento de água, nem

sistemas de retenção ao nível do lote para limitar o pico das cheias às condições naturais pré-existentes à urbanização.

Os eventos extremos de enchentes ocorridos no ano de 2009 no Estado do Piauí resultaram na decretação de Estado de Emergência pelo Governo em todo o estado no dia 01/05/2009.

No Piauí, choveu acima do esperado entre os meses de março e maio do ano de 2009, causando inúmeros prejuízos. Segundo dados fornecidos pela Secretaria de Defesa Civil da capital Teresina (MARTINS, 2009), 79 municípios decretaram situação de emergência em decorrência das enchentes no Estado, somando um total de 5.400 pessoas direta ou indiretamente afetadas.

O estado também presenciou no mês de maio o rompimento da barragem Algodão I, na região de Cocal, deixando nove mortos e centenas de pessoas desabrigadas. A enxurrada proveniente do rompimento da barragem atingiu também a cidade de Buriti dos Lopes.

A barragem Algodões se rompeu e alagou a cidade de Cocal da Estação (PI). O colapso liberou instantaneamente as águas represadas do rio Pirangí pela barragem promovendo uma onda de cheia abrupta denominada *dam break*, na literatura Inglesa. A origem das águas que promoveram o arrombamento da barragem Algodões foram chuvas torrenciais que atingiram a bacia hidrográfica desde o Estado do Ceará onde está localizada a nascente do rio Pirangí. A Figura 1 mostra a barragem pós-colapso.



Figura 1. Barragem de Algodões.
Fonte: Jornal Meio Norte

O ano de 2009 se configurou como um dos anos mais marcantes em se tratando de inundações ocorridas em Teresina. Segundo dados da Prefeitura

Municipal de Teresina (PMT), cerca de 2000 famílias foram desabrigadas por conta das enchentes. Durante o período chuvoso, o nível dos rios atingiu o seu índice máximo e foi decretado estado de calamidade pública tanto em Teresina, como em vários municípios do norte do Piauí. São comuns nesse período os bairros ribeirinhos da capital ficar cobertos por água, bem como as localidades próximas as lagoas nas diversas zonas da cidade.

O bairro Primavera é um bairro da zona norte de Teresina – PI, dividido em dois (Primavera I e II), por causa dos conjuntos habitacionais localizados dentro do bairro. Também fazem parte do bairro Primavera, as vilas lagoinhas, serra pelada e morro da esperança. Próximo a ele estão os bairros Porenquanto (ao sul), Marquês de Paranaguá (ao sudoeste), vila Risoleta Neves (localizada dentro do bairro Água Mineral, ao norte), Aeroporto e o bairro Vila Operária (ao oeste). Também se encontram próximos a ele as universidades federal (UFPI no bairro Ininga) e estadual (UESPI campus Torquato Neto, no bairro Pirajá), os shoppings e o aeroporto de Teresina. Este bairro foi uma das primeiras áreas a serem atingidas pelas cheias do rio Poty e na rua Igarçu houve retorno das águas pelas galerias inundando as residências e deixando varias famílias desabrigadas. Nesse sentido, analisar os impactos dos remansos e fluxos reversos nas galerias de drenagem de águas fluviais sobre os bairros marginais ao rio Poty são importantes para compreensão e formulação de propostas de medidas de controles e mitigadoras na interferência da macrodrenagem com as galerias de microdrenagem com o fim de evitar inundações nas baixas marginais do rio.

A média climatológica de precipitação pluviométrica de Teresina em 2009 esta representada na figura 2, segundo o banco de dados meteorológicos para ensino e pesquisa.

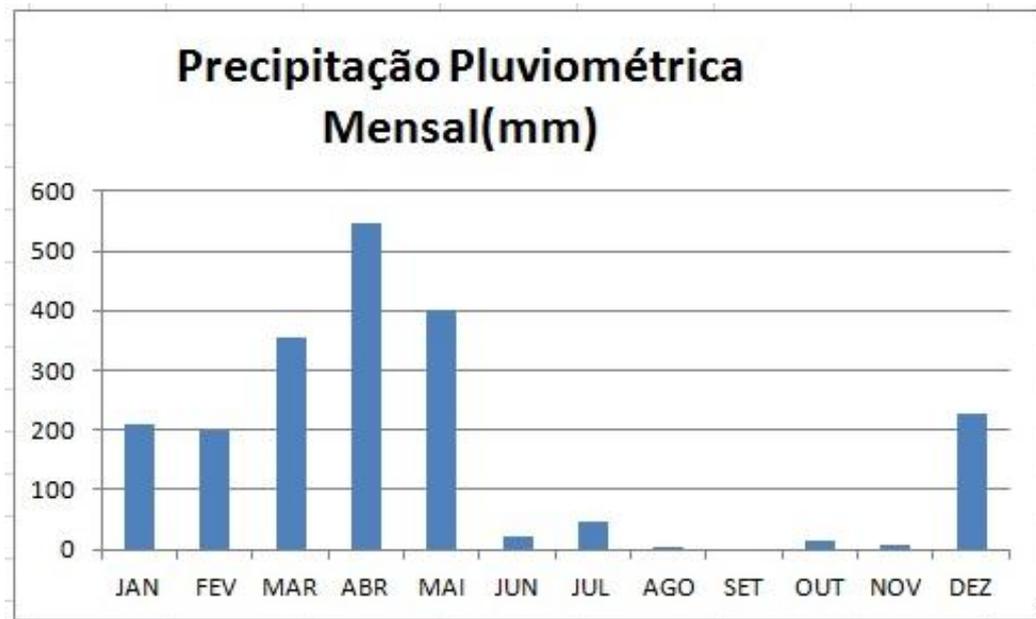


Figura 2. Precipitação pluviométrica em Teresina/PI ocorrido no período no ano de 2009.

Fonte: BDMEP - INMET

1.1 OBJETIVO GERAL

Analisar o problema da drenagem urbana em Teresina, com relação à influência das cheias na calha do rio Poty sobre as galerias de águas pluviais transversais de drenagem afluentes ao rio, com foco no estudo caso da cheia de maio de 2009.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar uma modelagem hidrológica das cheias do rio Poty e ajustamento de curvas de distribuição de frequência;
- Calibrar e validar o modelo hidrodinâmico HEC-RAS aplicado ao rio Poty, com base no levantamento topográfico verificado em maio/2009;

- Estudar o alcance das cheias hidrológicas no rio Poty até o nível que causam remanso e obstrução ao fluxo de deságue das galerias de águas pluviais afluentes ao rio;
- Avaliar os impactos dos remansos e fluxos reversos nas galerias de drenagem de águas pluviais sobre os bairros marginais ao rio Poty;
- Propor medidas de controles e mitigadoras da interferência da macrodrenagem com as galerias de microdrenagem para evitar inundações nas baixas marginais do rio.

2 REVISÃO DA LITERATURA

Um sistema de drenagem que não tenha sido bem projetado causa problemas de inundações e alagamentos que acarretam prejuízos aos governos assim como transtornos à população. Esse sistema é quem garante o escoamento superficial de águas pluviais (TUCCI, 1998).

Os problemas de drenagem são apresentados constantemente em grandes metrópoles do Brasil. As cidades que mais apresentam um sistema de drenagem eficiente estão situadas na região sul do país. Já a região que apresenta maior precariedade de drenagem é a região Norte (CANHOLI, 2009).

Um sistema de drenagem bem projetado, bem mantido e eficiente evita uma série de problemas tanto de cunho econômico quanto de cunho social. Na parte econômica, os danos evitados são os que causam problemas na rede viária e em pontos residenciais e comerciais situados em áreas críticas. Do ponto de vista social há uma maior qualidade de vida, tanto na parte da moradia quanto da saúde, pois é evitado um maior contágio por doenças infecciosas de veiculação hídrica (CANHOLI, 2009; TUCCI, MOTTA MARQUES, 2001).

É importante salientar que o escoamento superficial de águas pluviais sempre existirá independente da existência ou não de um sistema de drenagem urbana, no entanto, a eficácia desse sistema é quem garantirá o grau de prejuízos para a sociedade. Uma obra que visa disciplinar as enchentes precisa ser composta por áreas reservadas para infiltração, retenção, acumulação e escoamento (BEZERRA, 2010).

Para Tucci (1995) há dois aspectos responsáveis pelas enchentes urbanas. O primeiro é a falta de planejamento do uso ordenado do solo (aplicabilidade da lei do uso dos solos) e outro está relacionado ao processo de urbanização (descontrolada e desorganizada).

Ao se analisar os aspectos da urbanização e falta de planejamento de uso do solo, os fatores observados que contribuem para as inundações e os alagamentos são a falta de restrição quanto ao loteamento de áreas de risco de inundação, a invasão de áreas ribeirinhas, a operação de áreas de médio risco, mesmo que em pequena escala e impermeabilização do solo devido à

urbanização, fazendo com que a água que costumava infiltrar, escoe e aumente a vazão de pico (TUCCI, 1995).

Para Bezerra (2010) mesmo que os aspectos sejam tratados antecipadamente e o planejamento seja feito, ainda há os riscos de inundações quando houver estrangulamento da seção do rio devido a erros de execução de projeto de drenagem urbana e ao tempo de recorrência do projeto de drenagem. Problemas como a falta de manutenção das galerias e dos canais tornam o sistema obstruído e prejudica o processo de drenagem.

O sistema de drenagem urbana é um conjunto de condutos artificiais e de eixos naturais de escoamento das águas pluviais que são fundamentais para a composição e integração da infraestrutura urbana da cidade.

2.1 RIOS URBANOS – MACRODRENAGEM E MICRODRENAGEM

A drenagem é classificada de acordo com as dimensões dos sistemas em microdrenagem e macrodrenagem. Ambas são definidas de acordo com suas estruturas, dimensões dos sistemas a serem drenados e as vazões correspondentes aos riscos adotados representados pelos períodos de retorno do projeto (SILVA, 2014).

A microdrenagem urbana é o sistema de condutos pluviais em nível de loteamento e sistema viário urbano. Esse sistema é feito através de sarjetas de escoamento de águas pluviais, bocas-de-lobo, linhas de ligação, poços de visita e redes de galerias subterrâneas. Os projetos destinados a esse sistema são para obras em que as vazões tenham período de retorno de, no máximo, 10 anos. Suas vazões são conduzidas obedecendo ao alinhamento arquitetônico das ruas e dos quarteirões. É importante que seja feita uma manutenção permanente com limpeza e desobstrução dos canais e das galerias antes das épocas chuvosas, principalmente (SILVA, 2014; CANHOLI, 2009).

A macrodrenagem urbana é responsável pela coleta das águas escoadas superficialmente e inclusive das águas captadas pela microdrenagem e por conduzi-las ao seu destino final. Nesse sistema, as galerias e os canais possuem uma dimensão maior, pois são projetados para maiores vãos e grandes vazões de escoamento (SILVA, 2014; CANHOLI, 2009).

O traçado da macrodrenagem já não obedece ao alinhamento arquitetônico dos quarteirões como acontece na microdrenagem, ele obedece aos cursos dos corpos aquáticos com construção de grandes galerias e canais que muitas vezes são reaproveitados como base para construção de ruas ou avenidas (SILVA, 2014).

A macrodrenagem não atende apenas a loteamentos com áreas pequenas e sim a grandes bairros e bacias hidrográficas. Seu período de retorno de projeto é normalmente considerado acima de 10 até 100 anos.

O planejamento adequado do projeto de macrodrenagem é fundamental para a conservação da infraestrutura da cidade. Quando há a ausência desse sistema, as águas pluviais tendem a escoar pelo curso natural da topografia da cidade, causando transtornos à comunidade.

O tempo de concentração é um dos parâmetros cruciais definidoras da intensidade de precipitação empregada na avaliação e projeto da drenagem superficial.

Para Canholi (2009) tempo de concentração é definido como "o tempo que leva para que toda a bacia considerada contribuinte escoar pela superfície". Para outros autores, tais como Wilken (1978) o tempo de concentração é o tempo que a última gota de água leva para ir do ponto mais afastado da bacia até o ponto de concentração. Há várias formas e critérios para se determinar o tempo de concentração de bacias urbanas. É necessário que sejam conhecidas a seção, a declividade, a extensão do escoamento e a velocidade.

Em bacias urbanas para que se obtenha o tempo de concentração é necessário que a bacia seja segmentada em vários trechos, assim, para cada trecho, será verificado o tempo de escoamento, com suas características consideradas.

O tempo de concentração não é uma informação de fácil obtenção, mas de grande importância. Embora haja várias maneiras de calculá-lo a melhor se daria pelo método cinemático, pois pode ser calculado para cada segmento da bacia em estudo.

O processo de urbanização, além de aumentar a área de impermeabilidade da cidade, torna o tempo de concentração menor devido à alteração do terreno natural que causa um aumento da vazão do rio fazendo com que esta venha a causar as enchentes. Assim, para que se possa

combater as enchentes, uma das estratégias é aumentar o tempo de concentração das bacias para que as vazões de pico dos riachos não aumentem.

Segundo Bezerra (2010) as lagoas de amortecimento propiciam a redução do escoamento superficial, conseqüentemente aumentando o tempo de concentração, minimizando assim as vazões de picos nas bacias. Assim, pode-se dizer que a construção de reservatórios de retenção é uma maneira de se resolver ou minimizar os problemas de inundações e enchentes, pois eles aumentam o tempo de concentração da bacia o que evita o aumento da vazão de pico para a jusante.

2.2 MODELOS DE SIMULAÇÃO HIDRODINÂMICA

Os primeiros modelos hidrodinâmicos de simulação de rede de condutos surgiram no final da década de 60. Especialmente nesta década, surgiram vários trabalhos no intuito de validação das equações de Saint Venant para utilização em modelos de propagação do escoamento em rede de condutos. Dentre eles podem ser citados os trabalhos de Harrison (1964) Mitchel (1967) e Yevjevich & Barnes(1970) *apud* Silvaloganatha (1982). Alguns modelos de redes surgiram como modificações de modelos hidrodinâmicos para simulação do escoamento em rios, outros foram concebidos especificamente para simulação em redes de drenagem.

Os modelos hidrodinâmicos para emprego em computador surgiram na metade da década de 70 e se tornaram mais aplicados efetivamente no início da década de 80, desenvolvidos primeiramente pelas agências governamentais americanas, como a EPA (Agência de Proteção Ambiental Americana). A tecnologia computacional desenvolvida àquela época era um fator limitante nesta fase de revolução dos modelos computacional. Os primeiros computadores tinham uma capacidade de processamento pequena, e a resolução dos sistemas de equações dispensava um tempo elevado, principalmente quando era necessário avaliar sistema com um grande número de elementos (condutos, trechos e sub-trechos, etc.). Desta forma, o “tempo de simulação” era um fator relevante e em certos casos determinante sobre a

escolha do tipo de esquema a ser utilizado para resolução das equações do escoamento (ABBOT, 1987).

A partir da década de 90, com a proliferação dos computadores pessoais e o rápido avanço da informática, tornou-se possível para qualquer engenheiro o uso de modelos extremamente avançados para propósitos que variam desde a análise de um simples condutor individual até a análise de sistemas integrados de drenagem urbana para cidades inteiras (DID, 2000). Nesta década a integração com o Sistema de Informações Geográficas-SIG se tornou uma realidade.

Exemplo de um pacote computacional que possibilita a conexão de um SIG com um modelo hidráulico é o *HEC-GeoRAS*. O *HEC-GeoRAS* funciona como uma ferramenta de processamento dos dados no SIG ArcGIS integrado a um programa de modelagem hidráulica (FERNANDEZ; MOURATO; MOREIRA, 2013; HAGHIZADEH et al. 2012; LORENZO; GARCIA, 2011). Outros exemplos destes programas usados para análise hidráulicas são *MIKE 11-HD*, *CCHE-1D* e *LISFLOOD-FP* (PRAMANIK; PANDA; SEN., 2010). A partir dos resultados destes modelos hidráulicos integrados com as ferramentas de geoprocessamento é possível realizar mapeamento das áreas inundáveis (BALDASSARRE; SHUMAN; BATES, 2009). Ainda, a análise do escoamento inclui a transformação chuva-vazão através de diversos modelos hidrológicos, que permite a análise qualitativa do escoamento, avaliação do transporte de sedimentos na rede, operação do sistema com bombas, vertedores e orifícios, bacias de retenção, medidas não-estruturais de controle do escoamento, simulação da operação de estações de tratamento, demarcação de áreas inundáveis, simulação e previsão em tempo real, ferramentas para análise estatística dos resultados e de apresentação de mapa, e a maioria possui total integração com o SIG.

Fernandez (2013) cita alguns requisitos básicos que atualmente devem ser atingidos por um modelo para que o mesmo atinja um reconhecimento maior. Dentre eles devem estar o rigor do cálculo, facilidade de alteração de dados, algoritmos de detecção de erros, facilidade de interpretação de dados e facilidade de uso. Segundo Maksimovic (2001) é muito importante a avaliação do comportamento dos modelos em regiões climáticas específicas diferentes das de sua concepção.

2.3 MODELO HIDRODINÂMICO *HEC-RAS*

O *HEC-RAS* (USACE, 2010) é um dos pacotes computacionais de análises hidráulicos mais utilizados em modelagem hidrodinâmica de rios e canais. O modelo hidráulico do *HEC-RAS* é um sistema integrado de ferramentas de análises de canais projetados para uso interativo em um ambiente multitarefa e multiusuário. O sistema apresenta uma interfase gráfica, componentes de análises hidráulica separadas, armazenamento de dados e criação de gráficos e relatórios (PAPPENBERGER, 2005)

O *software HEC-RAS* é um dos mais difundidos por diversos fatores, nos quais se destacam a facilidade de uso com relação aos aspectos interativos e a aplicação prática com menor quantidade de inclusão de dados. Desenvolvido pelo *HEC (Hydrologic Engineering Center)* o *software RAS (River Analysis System)* foi arquitetado para efetuar cálculo hidráulico em sistemas de canais naturais ou não (ALVES NETO, 2009).

Conforme USACE (2010), o *HEC-RAS* foi projetado para simulações de escoamentos unidimensionais em canais naturais ou artificiais, no qual a geometria do rio ou canal modelado é comum para todas as simulações e representações dos fluxos d'água. As quatro opções de modelagem disponíveis no programa são: determinação dos perfis d'água de escoamento permanente, escoamento transiente (não permanente) transporte de sedimentos e análises de qualidade de água.

O *software* é empregado para a determinação do perfil, para a aplicação na demarcação de áreas de inundações e para estudos de controle de inundações (MAIDMENT, 2000). As outras três alternativas de modelagem de fluxo d'água no programa possuem suas aplicações específicas e não são empregados nos estudos de controle de inundações.

A análise de escoamento permanente no *HEC-RAS* é aplicada para definir os perfis d'água na condição do escoamento uniforme e de gradualmente variado para os regimes críticos submetido do fluxo d'água. (USACE, 2010).

Nesse sentido, escassos estudos têm avaliado o problema da drenagem urbana em Teresina, com relação à influência das cheias na calha do rio Poty

sobre as galerias de águas pluviais transversais de drenagem afluentes ao rio, em especial a cheia de maio de 2009. Ademais, avaliar os impactos dos remansos e fluxos reversos nas galerias de drenagem de águas pluviais sobre os bairros marginais ao rio Poty são importantes para a formulação e o estabelecimento de medidas de controles e mitigadoras na interferência da macrodrenagem com as galerias de microdrenagem com o fim de evitar inundações.

3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A Bacia Hidrográfica do rio Poty abrange os estados do Ceará e do Piauí, entre as coordenadas 4°06' e 6°56' de latitude Sul, e entre 40°00' e 42°50' de longitude a Oeste de *Greenwich*, apresentando uma extensão total aproximada de 52.270 km², a maior parte de sua totalidade está inserida no Estado do Piauí onde apresenta uma área de 38.797 km² de bacia hidrográfica (SEMAR, 2004), conforme a Figura 3.

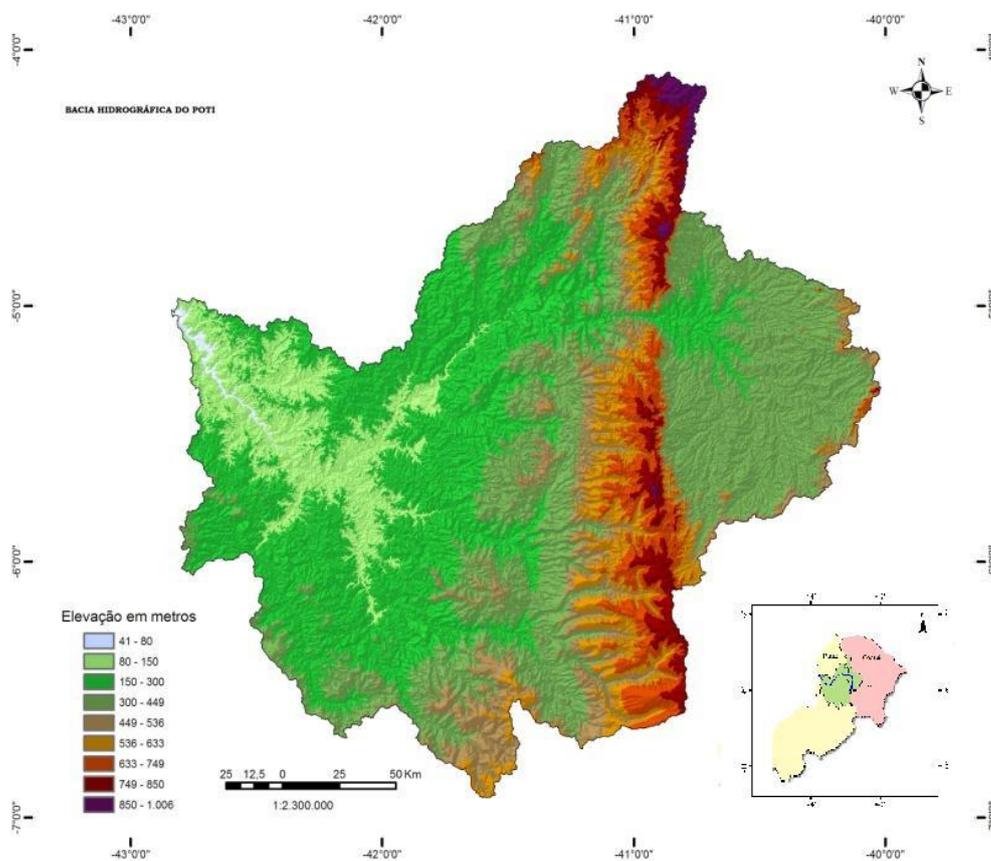


Figura 3. Bacia hidrográfica do rio Poty.
Fonte: Reurysson Chagas de Sousa Morais, 2010

O rio Poty é um dos maiores afluentes do rio Parnaíba, possui sua cabeceira nos contrafortes orientais do Planalto da Ibiapaba no Estado do Ceará, a uma altitude aproximada de 600m. Todo o seu curso possui direção definida pela estrutura geológica, encaixando-se em fraturas e falhas regionais (LIMA, 1982).

3.1 MUNICÍPIO DE TERESINA

Teresina capital do Estado do Piauí possui coordenadas geográficas 05° 05' 12" Sul e 42° 48' 42" Oeste. A altitude média da zona urbana é de 72 m e do município de 100-150m. Ocupa uma área territorial de aproximadamente 1.392 km² (IBGE, 2010). Limita-se ao norte com José de Freitas e União, a leste com Altos, Lagoa do Piauí e Pau d'Arrio do Piauí; ao Sul com Demerval Lobão, Monsenhor Gil, Currulinhos, Nazária e Palmeiras, e a Oeste com Timon, no estado do Maranhão (FORTES, 2010).

Cumprе enfatizar que a cidade de Timon se separa de Teresina apenas pelo rio Parnaíba, ocupando uma área aproximada de 1.743 km², onde moram cerca de 155.460 habitantes (IBGE, 2010a). Esta cidade possui forte dependência econômica e social com Teresina.

Teresina localiza-se na região Norte do Piauí uma região conhecida como Meio Norte, constituído uma área de transição entre o semiárido nordestino e a região da Amazônia. Teresina é a única capital do Nordeste a situar-se no interior, a 350 km de distância do litoral. É favorecida por se encontrar num importante entroncamento rodoviário nordestino, que interliga seus estados à região Sudeste e Centro – Oeste, tendo, como principais via de acesso, as BRs, 316 (São Luis – Teresina – Recife) 343 (Floriano – Teresina – Parnaíba) e 226 (Teresina – Fortaleza – Natal) (IBGE, 2010).

A parte central da cidade de Teresina está situada entre o Rio Parnaíba e o Rio Poty, pertencente á bacia hidrográfica do Rio Parnaíba. Por essa característica, a capital piauiense é conhecida como Mesopotâmia do Nordeste, conforme mostra a Figura 4.



Figura 4. Vista aérea de Teresina.
Fonte: Jornal Meio Norte

3.2 AS ENCHENTES E INUNDAÇÕES EM TERESINA

Teresina foi fundada em 16 de agosto de 1852 e teve seu projeto de criação feito de maneira inovadora, em traçado geométrico elaborado por José Antônio Saraiva, conhecido como conselheiro Saraiva. O conselheiro Saraiva foi governador da província do Piauí e conselheiro real durante o segundo reinado (Portal 180º graus, 2014). Teresina apresenta uma série de problemas relacionados ao seu meio ambiente. Indubitavelmente diante de todos esses problemas elencados, as inundações são as que mais trazem prejuízos para os teresinenses, tanto no que tange às áreas de ocorrência, quanto na quantidade de pessoas atingidas. A fundação de Teresina deu-se na confluência de dois rios, o Parnaíba e o Poty.



Figura 5. Avenida Cajúina, Zona Leste do município de Teresina.
Fonte: Jornal Meio Norte

Teresina sofreu com as cheias do rio Poti em 2009 (vide Figura 5), que alagou e inundou muitos pontos da cidade, culminando com a Decretação de Estado de Emergência. Essa situação foi oficializada pela prefeitura de Teresina através do Decreto Municipal de nº 9.368 do dia 30.04.09 que foi homologado pela portaria de nº 847 do dia 28.08.09 pelo Governo Federal com aval da Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil do Ministério da Integração Nacional. As regiões de Teresina mais atingidas pelas cheias foram: Vila Ferroviária, Porenquanto, Lagoinha, Mocambinho, Poti Velho, Santa Barbara, Dom Avelar, Mandacaru, São José, Afonso Gil, Vila da Paz, Vila Pantanal e Vila Verde.

Durante o período chuvoso, as regiões habitadas que margeiam os rios se configuram uma área de risco e certamente serão atingidas pelo transbordamento das suas águas. Dentro do conjunto da cidade, a região Norte é a mais castigada, por encontrar na confluência dos dois rios que cortam a cidade – Parnaíba e Poti, além de ser a área mais baixa da cidade, topograficamente. Os dois rios, no auge da sua vazão, durante o período chuvoso, se encontram e promovem o maior estrago nos bairros arredores (MARTINS, 2009).

Estima-se que aproximadamente 3000 famílias tiveram que deixar suas casas por causa das enchentes. Teresina apresenta uma vulnerabilidade maior

às enchentes devido estar localizada entre a confluência dos rios Parnaíba e Poti com um longo desenvolvimento urbano marginal a estes dois rios e, ainda, por apresentar uma centena de lagoas de médio e pequeno porte, as quais, em sua maioria, se concentram na região norte da cidade. A expansão de Teresina no sentido norte desde as décadas de 1960 e 1970 vem provocando um processo de aterramento paulatino das lagoas urbanas, quando surgiram os grandes conjuntos habitacionais da área, tais como o Mocambinho, Acarape, Itaperu, São Joaquim, Mafrense, e Parque Alvorada. A Figura 6 mostra o desenvolvimento urbano de Teresina entre lagoas na região norte.



Figura 6. Lagoas localizadas na zona norte de Teresina.
Fonte: Jornal O Dia

A ocupação desordenada das margens das lagoas tem comprometido consideravelmente a sua função como amortecedoras das enchentes, devido ao processo de assoreamento sofrido. Uma consequência da ocupação marginal às lagoas é que estas têm servido de escoadouros de esgotos e lixo doméstico constituindo-se num grave problema ambiental e sanitário nestas áreas.

É válido ressaltar, que a pressão do uso do solo urbano teresinense pelo aumento populacional ainda contribui para o agravamento das inundações,

pois proporciona o aumento considerável das áreas pavimentadas que impedem a infiltração das águas pluviais. O aumento das áreas pavimentadas e o aterramento das lagoas e dos riachos comprometem diretamente o escoamento das águas superficiais e contribui para as frequentes enchentes ocorridas na cidade. A problemática da ineficiência da drenagem em Teresina pode ser comprovada quando o trânsito da cidade se torna um caos devido ao alagamento das avenidas em poças, mesmo em eventos de chuvas de baixa intensidade, conforme se pode ver na Figura 7.

Tal situação é bastante comum durante o período chuvoso. A situação é agravada ainda mais, já que as galerias e bueiros não apresentam a funcionalidade planejada, na grande maioria das vezes, por estarem entupidas pelo lixo lançado pela própria população.



Figura 7. Ruas da zona norte do Bairro Primavera.
Fonte: Jornal Meio Norte

É fato que as precipitações intensas concentradas em um curto período de tempo também contribuem para agravar o problema. Aliada às fortes chuvas de natureza convectiva, ainda colabora para a ocorrência das enchentes e inadequação das galerias, que são responsáveis pela drenagem das águas pluviais.

Precipitações convectivas acontecem pelo aquecimento diferenciado da superfície e das camadas atmosféricas, provocando uma ascensão brusca e violenta do ar menos denso, capaz de atingir grandes altitudes. Suas ocorrências são em pequenas áreas, com curta duração e elevada intensidade.

As enchentes e inundações geram problemas ainda maiores quando há moradias nas margens dos cursos d'água. Estas áreas são as primeiras a serem atingidas quando ocorre a elevação d'água na calha principal do rio. As áreas marginais atingidas pelas enchentes e inundações para cheias de alta frequência, são definidas como *áreas de risco*.



Figura 8. Vila Mocambinho no Bairro Mocambinho.
Fonte: Diário do Povo

3.3 ALAGAMENTOS PARCIAIS EM TERESINA

Os alagamentos são definidos como acúmulo momentâneo em águas em uma dada área por problemas no sistema de drenagem, podendo ou não ter relação com processos de natureza fluvial. A Figura 8 mostra um alagamento da Vila Mocambinho na zona norte de Teresina durante uma chuva normal. A Figura 9 mostra o alagamento da cheia de 2009 no Bairro Primavera.



Figura 9. Rua 11 de Agosto no Bairro Primavera.
Fonte: 180 Graus

Nos alagamentos o extravasamento e o acúmulo das águas é consequência de uma drenagem deficiente que dificulta a vazão das águas empoçadas, do que propriamente da quantidade de água precipitada.

Atualmente estão sendo realizadas obras de expansão do sistema de drenagem urbana de Teresina visando minimizar os transtornos com alagamentos parciais nas zonas urbanas centrais e áreas de maior risco, as quais foram definidas no Plano Diretor de Drenagem Urbana de Teresina (PMT, 2010).

4 METODOLOGIA

4.1 MODELO CONCEITUAL DO HEC-RAS

O procedimento de cálculo utilizado pelo *software HEC-RAS* para determinação da linha d'água é o método numérico iterativo conhecido por *Step Method*. A solução da equação da energia (Equação 1), que é a base do método, depende das alturas d'água, velocidade média, coeficientes de velocidade nas seções transversais e das perdas de energia entre as seções (AGGETT; WILSON, 2009; BENITO et al., 2010; SARHADE; SOLTANI; MODARRES, 2012). As perdas de energia são calculadas pelo coeficiente de *Manning* e por contrações e expansões das seções a partir da equação da energia para escoamento unidimensional. A Figura 10 representa os parâmetros da Equação 1.

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (Eq - 1)$$

Em que:

Z_1, Z_2 (m): cotas do fundo do canal;

Y_1, Y_2 (m): altura d'água na seção;

V_1, V_2 (m/s): velocidade média;

α_1, α_2 : coeficientes de ponderação de velocidade;

g (m/s²): aceleração da gravidade;

h_e (m): perda de energia.

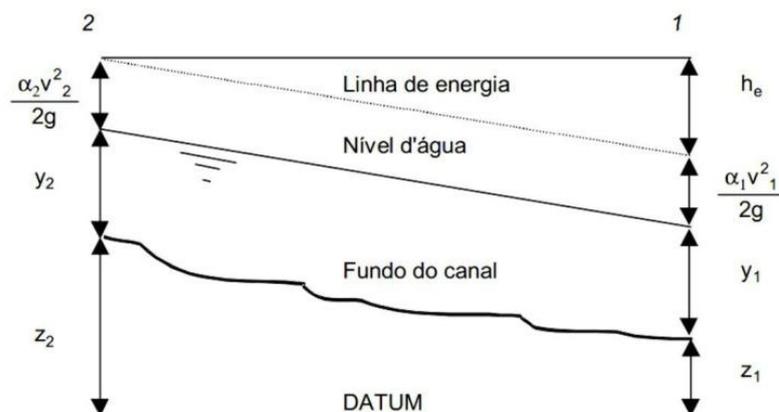


Figura 10. Representação dos parâmetros da equação de energia.
Fonte: CPRM – Serviço Geológico do Brasil (2004).

A perda de energia é calculada a partir da expansão ou contração entre duas seções consecutivas (Equação 2).

$$h_e = L \cdot \bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (Eq - 2)$$

Em que:

L (m): comprimento do trecho entre duas seções transversais;

Sf (m\m): declividade média da linha de energia entre as duas seções transversais;

C: coeficiente de perda por contração ou expansão.

A distância entre as duas seções transversais consecutivas é determinada pela equação:

$$L = \frac{L_s \cdot \bar{Q}_s + L_c \cdot \bar{Q}_c + L_d \cdot \bar{Q}_d}{\bar{Q}_s + \bar{Q}_c + \bar{Q}_d} \quad Eq - 3$$

Em que:

Le, Lc, Ld (m): comprimentos dos trechos entre duas seções transversais da margem esquerda, do centro do canal e da margem direita, respectivamente;

Qe, Qc, Qd (m³/s): vazões médias entre duas seções transversais da margem esquerda, do centro do canal e da margem direita, respectivamente;

Antes do cálculo da declividade média da linha de energia entre duas seções transversais (Sf), define-se a condução total (K). A determinação da condução total e do coeficiente de ponderação de velocidade (a) ou coeficiente de Coriolis (CHOW, 1959) para uma seção transversal requer que o fluxo seja subdividido em algumas partes. A metodologia do HEC-RAS é subdividir o fluxo em cada margem do canal principal usando a mudança do coeficiente de Manning como base da subdivisão (Figura 12).

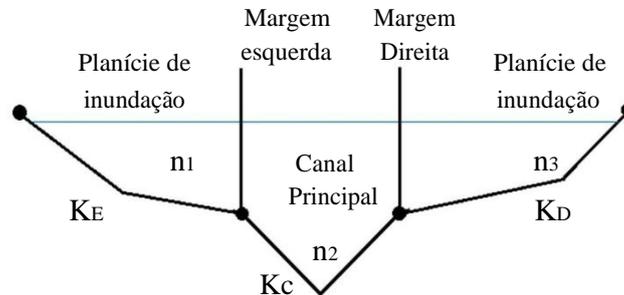


Figura 11. Esquema da subdivisão utilizada no HEC-RAS.
Fonte: Elaborado pelo autor.

A condução é calculada para cada uma destas subdivisões (esquerda, Ke, Kc e direita, Kd) mostradas na Figura 11 a partir da Equação 4. A estimativa da condução total (K) para a seção transversal é igual à soma das três conduções (Ke, Kc, Kd).

$$K = \frac{1}{n} AR^{2/3} \quad Eq - 4$$

Em que:

n: coeficiente de Manning ou de rugosidade;

A (m²): área de escoamento na seção transversal;

R (m): raio hidráulico na seção transversal, que corresponde à razão entre área molhada e perímetro molhado da seção.

Nas situações em que o canal principal possui uma seção composta com mais de um coeficiente de Manning (Figura 12), o HEC-RAS calcula um Coeficiente de rugosidade ponderando de acordo com a Equação 5.

$$n_c = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (P_i n_i^{1.5})}{P} \right]^{2/3} \quad Eq - 5$$

Em que:

n_c : coeficiente de Manning composto do canal principal;

P_i (m): perímetro molhado da subseção do canal principal;

n_i : coeficiente de Manning da subseção do canal principal;

P (m): perímetro molhado do canal principal.

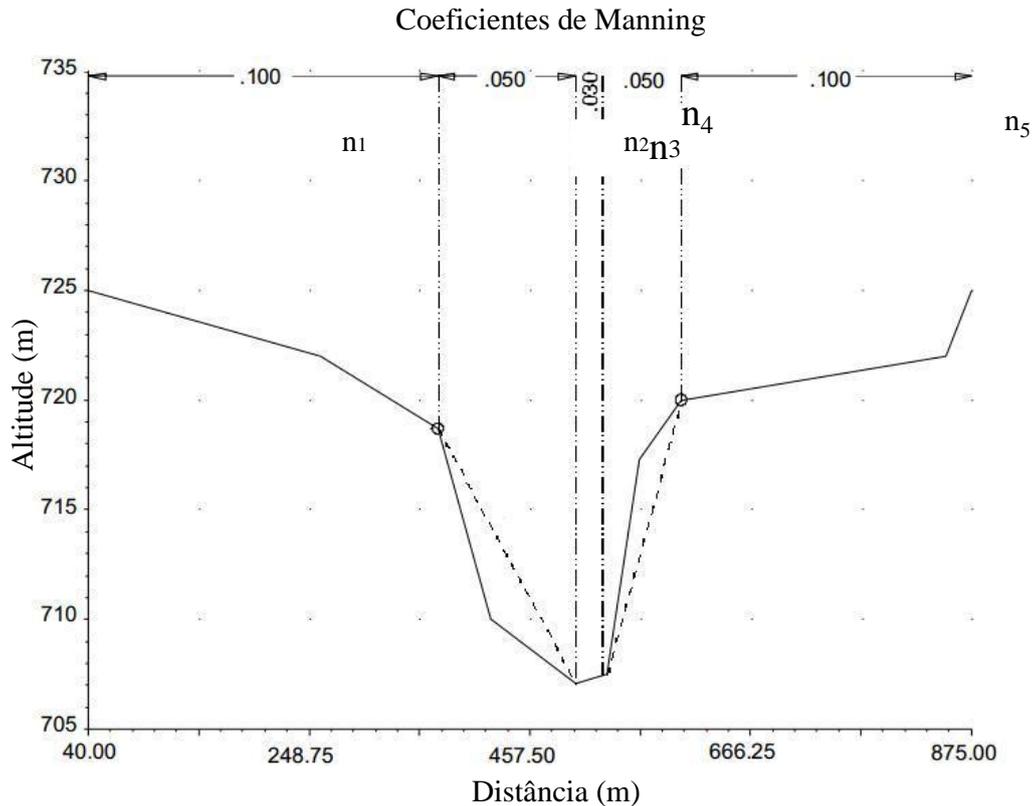


Figura 12. Seção transversal no HEC-RAS com vários coeficientes de Manning.
Fonte: USACE (2010b).

O coeficiente de ponderação da velocidade (α) é obtido baseado na condução das subdivisões (K_e , K_c e K_d) conforme a Equação 6 abaixo:

$$\alpha = \frac{(A_t)^2 \left[\frac{K_e^3}{A_e^2} + \frac{K_c^3}{A_c^2} + \frac{K_d^3}{A_d^2} \right]}{K_t^3} \quad Eq - 6$$

Em que:

K_e , K_c e K_d : condução do trecho esquerdo a margem, do centro e do trecho a direita da margem, respectivamente, em uma seção transversal.

A (m²): área e escoamento na seção transversal respectiva;
 K_t: condução total em uma seção transversal.

A declividade da linha de energia (S_f) é calculada em cada seção pela Equação 7 de Manning indicada a seguir:

$$S_f = \left(\frac{Q}{K}\right)^2 \quad Eq - 7$$

Em que: S_f = declividade da linha de energia (m/m);
 Q = vazão (m³/s);
 K = Condutância definida pela Equação 4.

O HEC-RAS utiliza a Equação 8 como padrão para o cálculo da declividade da linha de energia entre duas seções. Porém, outras formulações disponíveis no programa podem ser escolhidas para o cálculo da declividade média (Equações 7, 8 e 9).

$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2}\right)^2 \quad Eq - 8$$

Em que:
 Q₁, Q₂: vazão na seção 1 e 2, respectivamente.
 K₁, K₂: condutância nas seções 1 e 2 calculadas pela Equação 4, respectivamente.

$$\bar{S}_f = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \quad Eq - 9$$

As perdas de energia por expansão e contração (h_{ce}) são determinadas pela Equação 10.

$$h_{ce} = C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad Eq - 10$$

O modelo do programa assume que uma contração ocorre quando a energia cinética a jusante é maior que a energia cinética a montante. Caso contrário, é considerada uma expansão. Valores típicos do coeficiente de perda por contração ou

expansão (C) são indicados em (USACE, 2010B) na Tabela 1.

Tabela 1. Valores típicos do coeficiente de contração ou expansão do *HEC-RAS*.

Tipo de transição	Contração	Expansão
Sem perda de transição calculada	0	0
Gradual	0,1	0,3
Seções típicas de pontes	0,3	0,5
Abruptas	0,6	0,8

Fonte: USACE (2010b).

O cálculo da altura crítica para as seções é determinado se alguma das seguintes condições for satisfeita:

- a) O regime de escoamento supercrítico for selecionado;
- b) O cálculo da altura crítica for solicitado pelo usuário;
- c) O número de Froude indica que a altura crítica deve ser determinada para verificação do regime de escoamento;
- d) O programa não conseguir igualar a equação da energia na tolerância especificada antes de atingir a quantidade máxima de iterações.

Neste contexto, a equação da energia especificada apresentada na Equação 11 define o regime do escoamento utilizado no *HEC-RAS*.

$$H = y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad Eq - 11$$

Em que:

H= energia específica (m);

Y= altura do nível d'água (m).

De acordo com (USACE,2010b), as seguintes considerações são feitas implicitamente nas equações apresentadas para simulação do escoamento permanente na versão 4.1 do *HEC-RAS*:

- a) O escoamento é permanente;
- b) O escoamento é gradualmente variado, exceto nas estruturas hidráulicas tais como: pontes, bueiros e barragens. Nesses locais, o fluxo d'água pode ser rapidamente variado e outras equações são utilizadas.
- c) O fluxo é unidimensional, isto é, só existe componente de velocidade na

direção do escoamento.

d) As declividades dos canais são inferiores a 10%.

A equação da energia é unicamente aplicável para os escoamentos gradualmente variado e uniforme. Em situações como mudanças bruscas de inclinação do canal, reduções de área de escoamento por pontes, nas junções do rio e devido a barragens e vertedores, ocorre o escoamento bruscamente variado, que possui formulação específica para o cálculo do nível d'água. O *HEC-RAS* utiliza as equações de conservação do momento derivadas da segunda Lei de Newton de movimento.

Na simulação do escoamento permanente gradualmente variado no *HEC-RAS*, é necessário estabelecer as vazões e condições de contorno ou limite do modelo. As vazões oriundas da modelagem hidrológica são inseridas em determinadas seções transversais do esquema hidráulico do rio e as condições de contorno são estabelecidas a jusante ou montante do canal modelado. As condições de contorno disponíveis no programa são: as próprias elevações da superfície da água, quando conhecidas; a declividade crítica, neste caso, calcula-se a profundidade crítica para cada perfil e a usa como condição limite e a declividade do canal em escoamentos uniformes. Esta declividade é comumente usada como a condição de contorno no modelo e através dela calculam-se as alturas normais do escoamento.

A decisão de estabelecer as condições limite a montante ou a jusante depende do tipo de regime do escoamento, analisado. Em escoamentos do tipo subcrítico, em que o número de *Froude* é menor que 1, as condições limites são requeridas somente nas extremidades de jusante do trecho do canal. Se o escoamento for do tipo supercrítico, em que o número de *Froude* é maior que 1, as condições limites são necessárias também nas extremidades de montante do trecho. Caso não seja conhecido o tipo de escoamento, pode-se entrar com as condições em ambas as extremidades que a própria rotina de cálculos determina o tipo de escoamento, computando o número de *Froude*. O número de *Froude* (Fr) é determinado pela Equação 12 de modo que a altura hidráulica (y_h) é determinada como a razão entre a área molhada e a largura da seção do canal na superfície livre, é equivalente à altura de um retângulo com área igual à área molhada.

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gy_h}} \quad Eq - 12$$

Em que: F_r = Número de Froude

g = aceleração da gravidade (m/s^2);

y_h = altura hidráulica do escoamento na seção (m).

Os procedimentos computacionais realizados pelo HEC-RAS para o cálculo da altura d'água desconhecida (y_2) nas seções transversais seguem o método iterativo utilizando as equações 1 e 2 de acordo com as etapas descritas abaixo.

a) Estabelecem-se as condições limite de jusante, se o escoamento for subcrítico; ou as condições limite de montante se o escoamento for supercrítico. As condições limite incluem a altura de elevação inicial, a vazão e seção transversal de início;

b) Considerando o caso de escoamento subcrítico, uma altura de superfície da água é estimada na próxima seção transversal (seção 2) a montante da condição limite (seção 1);

c) Baseado no valor estimado da elevação de superfície da água, determina-se a correspondente carga cinética;

d) Com os valores do passo c, calcula-se o valor de S_f e se resolve a equação 2 com os resultados da equação 3 e definido o valor do coeficiente de perda por contração ou expansão de acordo com a Tabela 2, obtendo $h_{e(1.2)}$ (perda de carga entre a seção 1 e 2);

e) Com os valores dos passos (c) e (d), resolve-se a equação 1, obtendo y_2 ;

f) Compara-se o valor de y_2 obtido com o valor estimado no passo (b);

g) repetem-se os passos (b) a (f) até que seja atingida a tolerância padrão exigida no programa, que vale 0,003m.

Deste modo, a altura da água é determinada em cada seção do trecho analisando a partir do nível da seção de jusante (regime subcrítico) ou de montante (regime supercrítico), compondo o perfil da superfície da água.

4.2 INTERFACE E PROCEDIMENTOS COMPUTACIONAIS DO HEC-RAS

O *HEC-RAS* divide as etapas computacionais em dois processos. Um relaciona-se com a entrada dos dados geométricos e as condições de contorno do escoamento do rio para subsidiar a modelagem hidráulica. A Figura 13 apresenta a interface do programa com indicação das principais ferramentas para este trabalho. Todos os dados geométricos (leito, margens, caminho de fluxo e uso e ocupação do solo) são gerados na etapa de pré-processamento como apresentado neste trabalho. Após a execução da simulação computacional os resultados são apresentados com diversas opções de visualização gráfica e tabular.

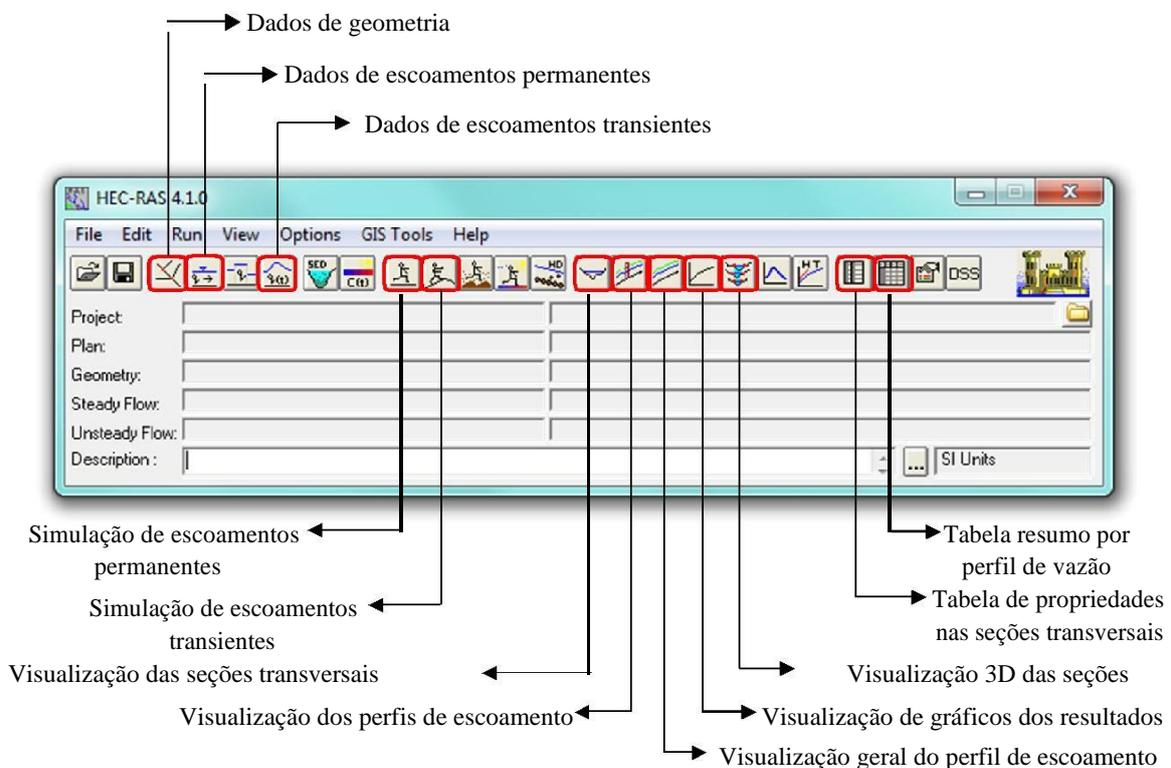


Figura 13. Interface do HEC-RAS.

Fonte: Otacilio, 2013.

4.3 ESTUDOS HIDROLÓGICOS

Os estudos hidrológicos corresponderam aos estudos para ajustamento de Curvas de Distribuição de Frequência aos dados de vazão máxima anual observada no rio Poty, de forma que fosse possível determinar a vazão associada a cada risco hidrológico ou período de retorno. Foi empregado o posto fluviométrico de Prata do Piauí, código ANA 34770000, localizado a montante de Teresina, cujos

dados são disponibilizados no sistema Hidroweb/ANA, e que apresentam boa disponibilidade de dados históricos de vazões e poucas falhas.

Os estudos hidrológicos foram realizados adotando-se o programa computacional EXVAL90, desenvolvido na University of New Hampshire - EUA, pelo professor PhD Thomas Paul Ballesteros. Esse software permite a avaliação das seguintes curvas de distribuição de frequência: Normal, Log-Normal-2, Log-Normal-3, Gumbel, Log-Gumbel, Pearson-III e Log-Pearson-III.

O programa Exval90 permite determinar diretamente as vazões relativas a períodos de retorno de 2; 2,33; 5; 10; 20; 50; 100, 200, 500 e 1000 anos. No presente estudo, apenas as cheias de maior frequência de 2 a 10 anos foram empregadas para avaliação da possibilidade de afogamento das galerias transversais urbanas, enquanto que as cheias de 50 e 100 foram empregadas para traçado das faixas de inundação do rio Poty para cheias de menor recorrência (cinquentenária e centenária).

4.4 LEVANTAMENTOS TOPOGRÁFICOS

A Rua Igaráçu fica situada no bairro Primavera, na direção perpendicular ao rio Poty, e possui um sistema de drenagem de água pluviais com galerias tubulares se desenvolvendo paralelamente ao rio Poty, com a galeria passando por baixo das residências conforme mostra a Figura 14, com diâmetro variando entre 0,8 m e 1,2 m, as quais convergem para uma galeria interceptora celular, com dimensões de 2,5 m x 1,5 m, que atravessa a Avenida Marechal Castelo Branco, indo desaguar na margem esquerda do rio Poty, com boca de saída na cota 57,07 de acordo com o levantamento topográfico realizado.



Figura 14. Entrada da galeria na Rua Igarçu.
Fonte: Prof. Osny Silva (2009).

As figuras 15 e 16 mostram a boca de saída da galeria proveniente do bairro Primavera na margem esquerda do rio Poty.



Figura 15. Desague no rio Poty da galeria interceptora celular 2,5m x 1,5m, proveniente do bairro Primavera.
Fonte: Autor (agosto/2014)



Figura 16. Degraus e soleira vertente da galeria do rio Poty.
Fonte: Autor (agosto/2014)

Imediatamente após o evento da cheia de maio de 2009, a pedido da Secretaria do Meio Ambiente e Recursos Hídricos do Estado do Piauí – SEMARH ao professor Osny Silva, que àquela época coordenava os estudos do Plano Estadual de Recursos Hídricos do Estado do Piauí pela empresa IBI Consultoria para a SEMARH-PI, foi feito um levantamento topo-batimétrico das calhas dos rios Poty e Parnaíba desde Prata do Piauí (montante de Teresina) até União (jusante de Teresina), detalhando geometricamente todas as seções das pontes nos dois rios dentro da zona urbana de Teresina.

A galeria da Rua Igarçu fica localizada cerca de 500 m a montante da ponte Petrônio Portela e a 1931 m a jusante da ponte Juscelino Kubistchek tendo uma distância de 2431,00 m entre as pontes.

O levantamento topo-batimétrico nos rios Poty e Parnaíba, em combinação com uma base cartográfica da cidade de Teresina, incluindo a sua topo-hidrografia que apresenta curvas de nível de metro em metro, permitiram realizar uma modelagem hidrodinâmica do trecho de interesse no rio Poty empregando o pacote computacional HEC-RAS (USACE-2010). Em agosto de 2014 foi realizada uma campanha topográfica complementar para cadastramento das cotas do sistema de galerias de água pluviais da Rua Igarçu até a boca de deságue da galeria na margem esquerda do rio Poty.

4.5 SIMULAÇÕES E PÓS-PROCESSAMENTO

O modelo HEC-RAS foi calibrado com base nas cotas dos níveis d'água levantados nas pontes, por ocasião da cheia hidrológica de maio/2009. Em seguida foram realizadas simulações com as vazões correspondentes aos períodos de retorno de 2; 5 ; 10; 50 e 100 anos em conformidade com os estudos hidrológicos.

A partir dos resultados das simulações hidráulicas do *HEC-RAS* esses são possíveis de serem importados para análise das áreas de inundação por meio do *HEC-GeoRAS*.

Esse processo consiste na criação do polígono que delimita a planície de inundação da área, e a partir do MDE (Modelo Digital de Elevação) calcula as diferenças entre a cota d'água obtida na modelagem e a elevação do terreno, mostrando assim os limites e as profundidades da inundação simulada.

Entretanto, por conta da insuficiência de dados batimétricos da calha dos rios, uma vez que as seções transversais do levantamento foram concentradas nas pontes urbanas, não foi possível a criação de um MDE com precisão suficiente das calhas dos rios para se realizar um mapeamento confiável das inundações para os diferentes períodos de retorno.

Desse modo, a geração dos mapas de inundação ficou restrita apenas àqueles eventos de maior magnitude, para TR= 50 e 100 anos, cujas cotas de inundação efetivamente transbordavam da calha natural do rio e foi possível empregar as curvas de nível da base cartográfica digital disponível para Teresina.

Para os eventos de menor período de retorno, TR= 2, 5 e 10 anos, utilizou-se apenas as cotas da superfície da água determinados nas simulações para realização da análise da possibilidade de afogamento das galerias transversais.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE CALIBRAÇÃO DO HEC-RAS

Devido aos levantamentos topo-batimétricos nos rios Poty e Parnaíba terem sido realizados cerca de um mês após a cheia de 2009, foi possível identificar em campo o nível máximo de água alcançado em cada seção transversal, mormente nas pontes que cruzam os rios Poty e Parnaíba. Estes níveis medidos em campo permitiram calibrar o modelo *HEC-RAS* tomando por base uma vazão de 3.681 m³/s, passando no rio Poty, e de 3.133 m³/s no rio Parnaíba, correspondendo às vazões registradas nos pontos fluviométricos situados a montante de Teresina, na data de 04/05/2009.

A calibração foi feita atribuindo-se o coeficiente de rugosidade de *Manning* da ordem de 0,035 a 0,040 para a calha central do rio (channel) e máxima de 0,200 para as planícies de inundação (overbanks). O objetivo da calibração foi atribuir coeficientes de *Manning* na calha do rio que fossem compatíveis para cada seção transversal e para cada trecho de interesse de forma a atingir a cota máxima identificada pelo levantamento topográfico nas seções de controle selecionado.

Com o modelo de *HEC-RAS* devidamente calibrado para o trecho de interesse onde desagua a galeria do bairro Primavera no rio Poty, aplicaram-se as vazões definidas pela curva de distribuição de frequência de melhor ajuste, escoando no rio Poty em regime permanente, para se avaliar para quais vazões e correspondentes períodos de retorno haveria afogamento da galeria interceptora do bairro Primavera, relativo ao sistema de galeria de água pluviais da Rua Igarçu.

Para a vazão relativa à cheia máxima de maio/2009, de 3.681 m³/s a cota alcançada pelo nível d'água (*WSE= water surface elevation*) na seção transversal correspondente à seção de desague da galeria foi 62,90 m (Figura 17). Considerando que a cota da soleira vertente da galeria é 57,07m e que a cota da sua geratriz superior é 58,57m houve um afogamento real de 4,33 m de coluna d'água na boca da saída da galeria interceptora do bairro Primavera, promovendo o refluxo que inundou a Rua Igarçu, mostrado na Figura 14. Na galeria pluvial de diâmetro 0,80 m da Rua Igarçu, a altura do nível d'água remansando em relação à geratriz inferior da tubulação da galeria foi de 3,73 m (cota 62,90 – cota 59,17 =

3,73), corroborando aproximadamente com a altura d'água verificando sobre a porta da referida casa, conforme mostra a Figura 18.

Cross Section Output					
File Type Options Help					
River: Poty		Profile: PF 1			
Reach: Teresina		RS: 14364		Plan: TR=10	
Plan: Max Poty Teresina RS: 14364 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)		Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	63.00	Wt. n-Val.	0.200	0.035	0.200
W.S. Elev (m)	62.90	Reach Len. (m)	157.67	157.67	157.67
Crit W.S. (m)		Flow Area (m ²)	90.07	2537.93	193.83
E.G. Slope (m/m)	0.000112	Area (m ²)	90.07	2537.93	193.83
Q Total (m ³ /s)	3681.00	Flow (m ³ /s)	4.05	3665.55	11.40
Top Width (m)	520.55	Top Width (m)	115.21	240.00	165.34
Vel Total (m/s)	1.30	Avg. Vel. (m/s)	0.04	1.44	0.06
Max Chl Dpth (m)	17.06	Hydr. Depth (m)	0.78	10.57	1.17
Conv. Total (m ³ /s)	347507.4	Conv. (m ³ /s)	382.1	346049.1	1076.2
Length Wtd. (m)	157.67	Wetted Per. (m)	115.23	243.44	165.64
Min Ch El (m)	45.84	Shear (N/m ²)	0.86	11.47	1.29
Alpha	1.22	Stream Power (N/m s)	30719.50	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.02	Cum Volume (1000 m ³)	50.20	26158.01	880.77
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m ²)	93.74	2904.86	1212.87
Errors, Warnings and Notes					
Enter to move to next downstream river station location					

Figura 17. Resultado do HEC-RAS para a Simulação da Cheia Máxima de 2009
Fonte: Autor (2014).



Figura 18. Nível alcançado pela água na enchente de maio/2009
Fonte: Prof. Osny Silva (2009)

A Tabela 2 apresenta os resultados da calibração do modelo hidrodinâmico *HEC-RAS* para o trecho de interesse do rio Poty em Teresina. A melhor aproximação foi obtida estabelecendo-se uma rugosidade *n* de *Manning* da ordem de 0,035 para a calha central do rio (*channel*). A presença de bancos de areia e plantas macrófitas na calha central do rio e densa vegetal recobrimo as margens corroboram com o emprego destes coeficientes de rugosidade de *Manning* que resultaram num satisfatório ajuste para o propósito do estudo. O erro de precisão no trecho entre as pontes Serafim Dias e Petrônio Portela resultou em valores igual ou inferior a 3,2 cm (0,032 m). Devido ao fato de que a galeria de interesse desagua a 473 m a montante da ponte da av. Petrônio Portela, o erro de cota na determinação do nível d'água para a vazão será muito pequeno, da ordem de 1 a 2 centímetros, teoricamente.

Tabela 2 Resultados da Calibração do Nível Máximo de Cheia para Maio/2009 pelo *HEC-RAS*.

Seção de Controle	Cota Máxima da Cheia/2009 Medida pela Topografia (m)	Cota Obtida da Simulação para Calibração pelo HEC-RAS (m)	Diferença entre a Cota Máxima Medida e a Simulada (m)
Ponte Serafim Dias	63,098	63,130	-0,032
Ponte Petrônio Portela	62,770	62,780	-0,010

Fonte: Elaborado pelo autor.

5.2 RESULTADOS DA MODELAGEM HIDROLÓGICA

A Tabela 3 apresenta o resultado do ajuste de distribuição de frequência para os dados de vazão máxima anual para o posto fluviométrico de Prata do Piauí, a montante de Teresina, na qual é mostrado o χ^2 (qui-quadrado) de cada distribuição, os quais deverão ser comparados com o χ^2 -crítico do teste estatístico, igual a 12,596, e entre si, para definição da distribuição de frequência de melhor ajuste.

Tabela 3. Ajuste de Curvas de Distribuição de Frequência às Vazões Máximas Anuais do Posto Fluviométrico de Prata do Piauí (EXVAL90) – Q (m³/s)

Intervalo de Classe	Probab.	Truncada Normal	Dois-Parâmetros Lognormal	Três-Parâmetros Lognormal	Extrema Tipo I - Gumbel	Log Extrema Tipo I	Pearson Tipo III	Log Pearson Tipo III
0	0.00000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.14286	637.38	663.68	671.36	652.52	671.39	636.53	655.62
2	0.28571	1035.32	898.90	991.98	954.39	845.12	951.67	843.15
3	0.42857	1341.49	1135.21	1263.95	1222.45	1036.73	1223.18	1042.22
4	0.57143	1627.10	1411.36	1539.40	1506.78	1287.67	1500.09	1289.32
5	0.71429	1933.27	1782.39	1859.99	1855.51	1679.81	1823.19	1646.29
6	0.85714	2331.21	2414.09	2319.60	2390.59	2525.88	2285.31	2322.35
7	1.00000	Infinito	Infinito	Infinito	Infinito	Infinito	Infinito	Infinito
χ^2 -Calc.		10.042	4.792	6.833	6.833	19.667	7.125	15.583
χ^2 -Teste estatístico 95%				12.596				

Fonte: Autor, 2014

A distribuição de melhor ajuste foi a Dois-Parâmetros Log-Normal parâmetros que apresentou um qui-quadrado calculado de 4,792, enquanto que o qui-quadrado crítico era de 12,596. A Tabela 4 apresenta os valores das vazões previstas pela curva de distribuição de frequência Lognormal 2-parâmetros para o posto fluviométrico de Prata do Piauí para os períodos de retorno de interesse na análise (de 2 a 100 anos). Os valores apresentados na Tabela 4 permitem afirmar que a cheia de maio/2009, para uma vazão de pico de 3.681 m³/s, correspondeu a um período de retorno superior a 20 anos e inferior a 50 anos.

Tabela 4. Vazão e Períodos de Retorno para o Posto Fluviométrico Prata-PI.

Período de Retorno (anos)	Vazão (m ³ /s) ⁽¹⁾
2,00	1.265,78
2,33	1.410,86
5,00	2.115,61
10,00	2.778,15
20,00	3.491,92
50,00	4.541,08
100,00	5.431,36

⁽¹⁾ Resultante de Curva de Ajuste Log-Normal-2P.

Fonte: Autor, 2014

Logo, conforme a figura 19 a Distribuição de Frequência Log-Normal 2 Parâmetros apresentou melhor ajuste por conta do menor valor do qui-quadrado (2 parâmetros: média e o desvio-padrão dos logaritmos naturais)

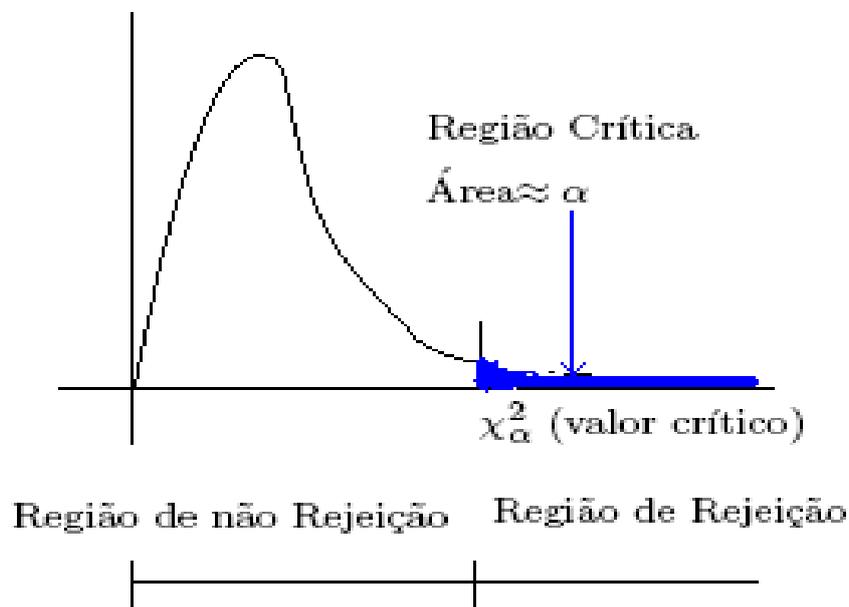


Figura 19. Curva de Distribuição de Frequência

Fonte: Autor, 2014

5.3 RESULTADOS DA MODELAGEM HIDRODINÂMICA

Com o modelo HEC-RAS calibrado para o trecho de interesse, entre as pontes das avenidas Frei Serafim Dias e Petrônio Portela, onde ocorre o desague da galeria de águas pluviais proveniente da Rua Igarçu no bairro Primavera, foram feitas novas simulações com vazões no rio Poty para períodos de retorno de 2; 5; 10; 50 e 100 anos.

As simulações para os períodos de retorno de 2; 5 e 10 anos permitiram avaliar as possibilidades de afogamento do sistema de galerias transversais ao rio Poty devido a passagem de cheias de alta frequência no rio.

As simulações para períodos de retorno de 50 e 100 anos permitiram definir a faixa de inundação marginal ao rio Poty com a passagem de cheias de baixa frequência, ou seja, aquelas cheias que caracterizam um transbordamento do rio de sua calha fluvial menor para invadir as planícies de inundação.

A Tabela 5 apresenta as consequências da passagem das vazões no rio Poty para períodos de retorno de 2, 5 e 10 anos, com relação à boca de saída da galeria interceptora e da tubulação da galeria sob a casa da Rua Igaraju.

Tabela 5. Níveis d'Água Simulados e Consequências para as Vazões de Baixo Período de Retorno.

Período de Retorno (anos)	Vazão (m³/s)	Cota Simulada do Nível d'Água (m)	Consequências
2,00	1.265,78	57,53	Lâmina de remanso de 0,46 m na boca de desague no rio Poty; Não atinge a tubulação da galeria da Rua Igaraju
5,00	2.115,61	59,81	Afogamento de 1,24 m na boca de desague no rio Poty; A água atinge 0,64 m sobre a G.I. ⁽¹⁾ da tubulação da galeria da Rua Igaraju
10,00	2.778,15	61,30	Afogamento de 2,73 m na boca de desague no rio Poty; A água atinge 2,13 m sobre a G.I. ⁽¹⁾ da tubulação da galeria da Rua Igaraju e inunda o bairro Primavera

⁽¹⁾G.I.:Geratriz Inferior.

Observa-se pelos resultados da Tabela 5 que mesmo para cheias de baixo período de retorno (alta frequência) já há um comprometimento do desague das águas das galerias transversais afluentes ao rio Poty, no trecho de interesse da análise. Mesmo para um período de retorno de apenas dois anos, há um princípio de remanso com lâmina da ordem de 46 cm obstruindo a saída d'água na boca de jusante final da galeria oriunda do bairro Primavera e Rua Igaraju.

Para um período de retorno de cinco anos o afogamento é absoluto. Isto atesta a gravidade do problema da interferência da macrodrenagem com as galerias transversais de microdrenagem, requerendo indubitavelmente a realização de obras estruturais para solucionar o problema.

A Tabela 6 apresenta os resultados da simulação de vazões para períodos de retorno de 10; 50 e 100 anos no rio Poty em Teresina, e as cotas correspondentes de atingimento do nível d'água máximo nas pontes urbanas.

Percebe-se que a diferença média entre o nível da água para a cheia de 100 anos e o nível da água para a cheia de 10 anos é minimamente da ordem de 3,3 metros.

Tabela 6. Resultados das Simulações do HEC-RAS para Cheias de 10, 50 e 100 Anos de Período de Retorno.

Rio	Seção Transversal de Controle	Cota do Nível d'Água Modelado (m)			Diferença entre Simulações 1-3 (m)
		Simulação 1 (TR= 10 anos)	Simulação 2 (TR = 50 anos)	Simulação 3 (TR = 100 anos)	
Poty	Ponte Rodoviária	61,79	64,32	65,22	3,43
	Ponte Wall Ferraz	61,50	64,14	65,06	3,56
	Ponte Frei Serafim	61,26	63,81	64,73	3,47
	Ponte Petrônio Portela	61,11	63,60	64,51	3,40
	Ponte Mariano Gaioso	58,46	60,88	61,76	3,30

As Figuras 20 e 21 mostram os resultados das simulações para períodos de retorno de 10; 50 e 100 anos no rio Poty, no seu trecho à montante da confluência com o rio Parnaíba dentro na zona urbana de Teresina, nas quais podem ser observadas as faixas de inundação correspondentes às seções progressivas modeladas. A linha vermelha corresponde aos limites das margens do rio Poty.

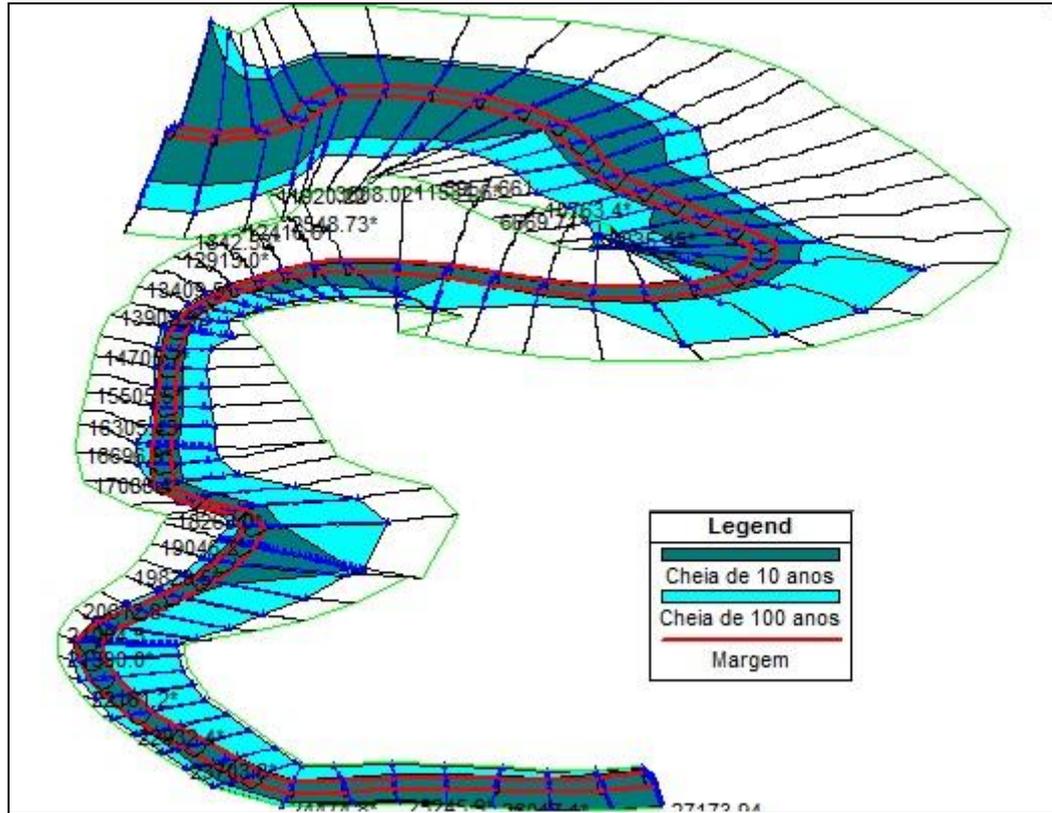


Figura 20. Planície de inundação do rio Poty para cheias de 10 e 100 anos.

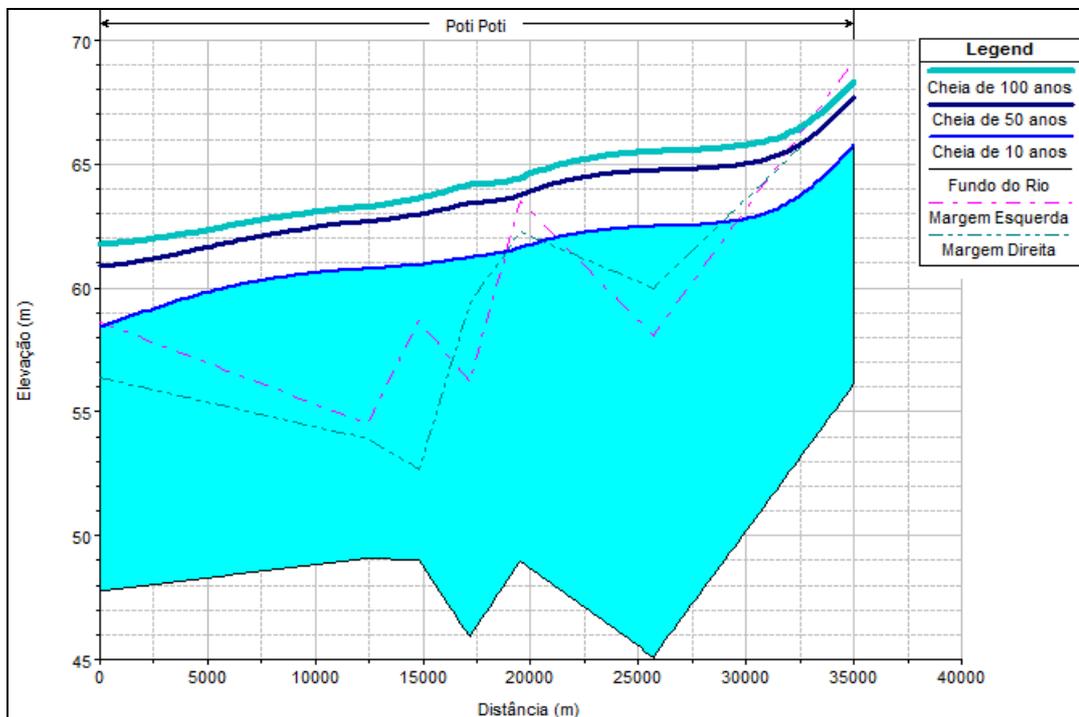


Figura 21. Perfil Longitudinal do rio Poty para cheias de 10, 50 e 100 anos de recorrência.

Portanto, conforme se pode depreender pelas figuras 18 e 19 é possível observar que o nível alcançado pela água nas seções é suficiente para extrapolar as

cotas dos barrancos máximos das calhas dos rios e atingir as zonas urbanas da cidade, fato este que é constatado na prática e sofrido pela população de Teresina, principalmente aqueles que habitam as regiões de risco marginais ao rio Poty.

Vale ressaltar que a área modelada é resultado da interpolação automática de seções transversais entre as pontes levantadas topograficamente e batimetricamente, que podem diferir da situação real em alguns pontos e, portanto, deve ser entendida como uma simplificação e aproximação da realidade.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

De todos os problemas ambientais presentes em Teresina, as enchentes e inundações são os que mais trazem prejuízos recorrentes à população. A zona norte é a mais vulnerável às inundações, em decorrência das baixas cotas topográficas dos bairros situados entre os rios Poty e Parnaíba.

O estudo de caso desenvolvido com relação às cheias ocorridas em maio/2009 permitiu comprovar a possibilidade de ocorrência de remanso e/ou afogamento das galerias de drenagem urbana de águas pluviais afluentes ao rio Poty, promovendo um fluxo inverso que culmina com a inundação de diversos bairros marginais ao mesmo rio.

Foi verificado a partir da análise das curvas de distribuição de frequência das cheias do rio Poty (modelagem hidrológica) e da modelagem hidrodinâmica avaliada com emprego do modelo computacional *HEC-RAS*, que as cheias a partir de dois anos de período de retorno já principiam um processo de remanso interno da linha d'água nas galerias transversais que desaguam no rio Poty. Conseqüentemente, há necessidade de intervenções estruturais no sistema de macro e microdrenagem do rio Poty com as galerias transversais de águas pluviais para solucionar o problema.

Para períodos de retorno maiores (baixa frequência) entre 10 e 100 anos, há um transbordamento das cheias da calha menor do rio invadindo as planícies de inundação marginais, as quais estão normalmente ocupadas por habitações unifamiliares de baixa renda que configuram comunidades de alto risco.

É importante salientar que as planícies de inundação em Teresina estão ocupadas não somente por habitações unifamiliares de baixa renda, mas até por grandes equipamentos urbanos de alto valor como *shoppings centers*.

A solução do problema pode ser levada a cabo a partir da construção de reservatórios de controle de cheias no rio Poty, a montante de Teresina, e/ou pela construção de bacias de detenção nos bairros marginais ao rio, combinadas com empregos de comportas de maré e estações de bombeamento para transposição das águas pluviais afluentes pelas galerias e bacias de detenção à calha natural de escoamento do rio Poty.

Uma das principais alternativas estruturais para controle das cheias no rio Poty é a construção da futura barragem projetada pelo DNOCS na cidade de Castelo do Piauí, a qual teria capacidade de amortecimento de grande parte das

cheias do rio Poty que afluem desde o vizinho Estado do Ceará. Entre o Ceará e Teresina não há nenhuma barragem de retenção que permita amortecer o pico de cheia que aflui à capital piauiense.

A magnitude das cheias advindas do Ceará e da porção piauiense a montante de Teresina pelo rio Poty é de tal envergadura que não adianta a construção de pequenas obras de retenção locais para diminuição do pico de cheia na zona urbana de Teresina. As obras de pequenas bacias de retenção locais teriam efeito meramente de retardar o lançamento das águas da microdrenagem no eixo de macrodrenagem, enquanto baixam as águas na calha principal do rio Poty, evitando as consequências desagradáveis do remanso pelas galerias sujeitas ao afogamento pela vazão de pico no rio principal. Haveria assim, necessidade de se construir estações elevatórias para recalque das águas acumuladas nas bacias de retenção para dentro da calha do rio Poty, ao mesmo tempo em que comportas de maré atuariam impedindo o refluxo da água do rio de volta para o sistema de galerias de microdrenagem.

Por fim, recomenda-se o aprofundamento do presente estudo com base em levantamentos topo-batimétricos mais adensados e de melhor precisão, incluindo o trecho urbano de intervenção do rio Parnaíba, para permitir uma modelagem hidrodinâmica integrada de Teresina, combinado com um cadastramento detalhado das galerias pluviais afluentes aos respectivos rios. Esta modelagem hidrodinâmica integrada permitiria avaliar melhor as hipóteses e as alternativas de intervenções estruturais e não estruturais para mitigação das cheias urbanas na zona urbana de Teresina.

REFERÊNCIAS

ABOUT, M.B.; HAVNO, K.; HOFF-CLAUSSEN, NE.; KEJ. A. **A modeling system for the design and operation of storm sewer networks.** Engineering applications of computational hydraulics. Editor: ABBOTT, M.B.; CUNGE, J.A. Pitman. V.1, ch.2, p.11-39. London, 1982.

ABOUT, M.B. **Computacional Hydraulics and Modelling: Some Social Aspects.** Topics in Hydraulic Modelling. Editores: J. A. Cunge & P. Ackers. Proceedings of Technical Session B. XXII Congress of IAHR. p. 36-40. Lausanne 1987.

AGGETT, G. R.; WILSON, J. P. Creating and coupling a high-resolution DTM with a 1-D hydraulic model in a GIS for scenario-based assessment of avulsion hazard in a gravel-bed river. **Geomorphology**, p. 21-34, 2009.

ALVES NETO, A. A. C. **Modelagem hidrológica da bacia hidrográfica do rio Granjeiro– Crato-CE: Composição do cenário atual e simulações de uso e ocupação do solo.** 2013. 46 p. Monografia (Especialização em Gestão dos Recursos Hídricos) – Departamento de Recursos Hídricos, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2009.

BALDASSARRE; SCHUMAN; BATES. A technique for the calibration of hydraulic models using uncertain satellite observations of flood extent. **Journal of Hydrology**, p. 276-282, 2009.

BALLESTEROS THOMAS P, M. Calibration of floodplain roughness and estimation of flood discharge based on tree-ring evidence and hydraulic modeling. **Journal of Hydrology**, p. 103-115, 2011.

BAPTISTA, João Gabriel. **Geografia Física do Piauí.** 2. Ed. Teresina: COMEPI, 1981.

BENITO, G.; RICO, M.; SÁNCHEZ-MOYA, Y.; SOPEÑA, A.; THORNDYCRAFT, V.R.; BARRIENDOS, M. The impact of late Holocene climatic variability and land use change on the flood hydrology of the Guadalentín River, southeast Spain *Global and Planetary Change.*, p. 53-63, 2010.

BEZERRA, RAFAEL GOMES. Rompimento hipotético do açude gavião e estimativa dos possíveis danos ao longo do rio cocó na zona Urbana de Fortaleza. Universidade Fortaleza/2010.

CANHOLI, A.P., **Drenagem Urbana e Controle de Enchentes**, São Paulo, Oficina de Textos, 2009.

CASTRO, A. L. C.; CALHEIROS, L. B.; CUNHA, M. I. R.; BRINGEL, M. L. N. C. **Manual de Desastres: desastres naturais.** Brasília: Ministério da Integração Nacional, 2007.

DID (DEPARTMENT OF IRRIGATION AND DRAINAGE). **Urban Stormwater Management Manual for Malaysia**. Disponível em < [HTTP://agrolink.moa.my](http://agrolink.moa.my)>. Malaysia, 2000.

FERNANDEZ, P.; MOURATO, S.; MOREIRA, M. Comparação dos modelos HEC-RAS e LISFLOOD-FP na delimitação de zonas inundáveis. **Revista de Recursos Hídricos**, p. 63-73, 2013.

GOMES, G.A, **Análise das cheias urbanas em Teresina caudadas pelos rios Parnaíba e Poty**, 2014, Universidade Federal do Ceará, monografia de conclusão do curso de Engenharia Civil, formando 2014.

LORENZO, R. G.; GARCÍA, C. C. Estimación de caudales de avenida y delimitación de áreas inundables mediante métodos hidrometeorológicos e hidráulicos y técnicas S.I.G., estudio aplicado al litoral sur de la región de Murcia. **Papeles de Geografía**, p. 107-123, 2011.

LIMA, I. M. M. F. **Caracterização Geomorfológica da Bacia Hidrográfica do Poti**. Tese de Pós-Graduação em Geografia da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1982.

MAIDMENT, D.; DJOKIC, D. **Hydrologic and Hydraulic Modeling Support with Geographic Information Systems**. Redlands: Environmental Systems Research Institute, 2000. 232 p.

MAKSIMOVIC, C. General **overview of urban drainage principles and practice**. In: Urban drainage in Specific Climates. Volume 1: urban drainage in humid tropics. 227p. UNESCO: Paris, 2001.

MARTINS, M. **Municípios decretam emergência no PI. Meio Norte**. Com web site. Acesso em 02 de Junho, 2010, em <http://www.meionorte.com/noticias/geral/municipios-decretam-emergencia-no-pi-81403.html>. 2009

NETO, O.C.L, **Mapeamento das Áreas de Inundação da micro bacia hidrográfica do Rio Granjeiro na cidade de Crato/CE**. Universidade Federal do Ceará – conclusão do curso de Engenharia Civil/2013.

PAPPENBERGER, F.; BEVEN, K; HORRITT, M.; BLAZKOVA. S. Uncertainty in the calibration of effective roughness parameters in HEC-RAS using inundation and downstream level observations. **Journal of Hydrology**. p. 46-69, 2005.

PREFEITURA MUNICIPAL DE TERESINA. **Plano Diretor de Drenagem Urbana**, Secretaria Municipal de Planejamento e Coordenação. 15 volumes. Teresina, 2010.

SARHADI, A.; SOLTANI, S.; MODARRES, R. Probabilistic flood inundation mapping of ungauged rivers: Linking GIS techniques and frequency analysis. **Journal of Hydrology**, p. 68-86, 2012.

SEMAR. **Bacia do rio Poti**. atlas de abastecimento de água do Estado do Piauí, 2004. CD- ROM 1.

SILVA, C.K.A, **Avaliação dos risco de Inundações e Transbordamentos no Sistema de Drenagem do Canal do Aerolândia Sob a Influência do Remanso Provocado pelo Rio Cocó**. Universidade Federal do Ceará- Monografia de conclusão do curós de Engenharia Civil/ 2014.

IBGE, Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, **IBGE Cidades**, Disponível em <http://www.cidades.ibge.gov.br/2014>. Acesso em: 30 de agosto de 2014.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). **Recomendações para levantamentos relativos estáticos – GPS**. Rio de Janeiro, 2008.

TUCCI, C.E.M., MOTTA MARQUES, D.M.L.M., **Avaliação e Controle da Drenagem Urbana**, Porto Alegre, ABRH, 2001.

TUCCI, C. E. M. **Modelos hidrológicos**. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 1998. 669 p.
U. S. Army Corps of Engineers (USACE). HEC-GeoRAS: GIS Tools for Suport of HEC-RAS using ArcGIS. Califórnia, 2011.

TUCCI, C.E.M. **Modelos Hidrológicos**. Porto Alegre: Ed. da Universidade. UFRGS. Associação Brasileira de Recursos Hídricos. p.248-276 p. Porto Alegre, 1998.

TUCCI, C.E.M. **Hidrologia Ciência e Aplicação**. Porto Alegre: Ed. da Universidade /UFRGS: ABRH. 2 ed., 943p. Porto Alegre, 2001.

TUCCI, C.E.M. 1999. **Urban Drainage in Brazil**. In: Hydrology of Humid Tropics, IAHS publication n. 362, p 10-18. Acessado em Janeiro, 2004. Disponível em <<http://www.iph.ufrgs.br/corpodocente/tucci/publicacoes>>.

U. S. Army Corps of Engineers (USACE). **HEC-HMS: Hydrologic Modeling System**, Reference Manual. Califórnia, 2010a.

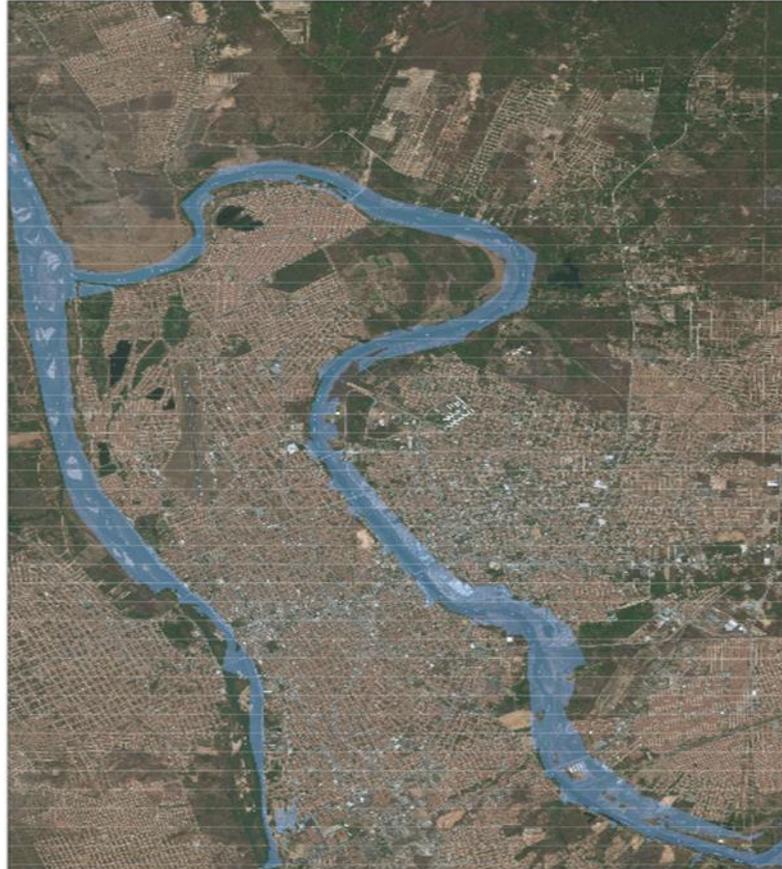
U. S. Army Corps of Engineers (USACE). **HEC-RAS: River Analysis System**, Hydraulic Reference Manual. Califórnia, 2010b.

WILKEN, P.S. 1978. **Engenharia de Drenagem Superficial**. São Paulo. CETESB.

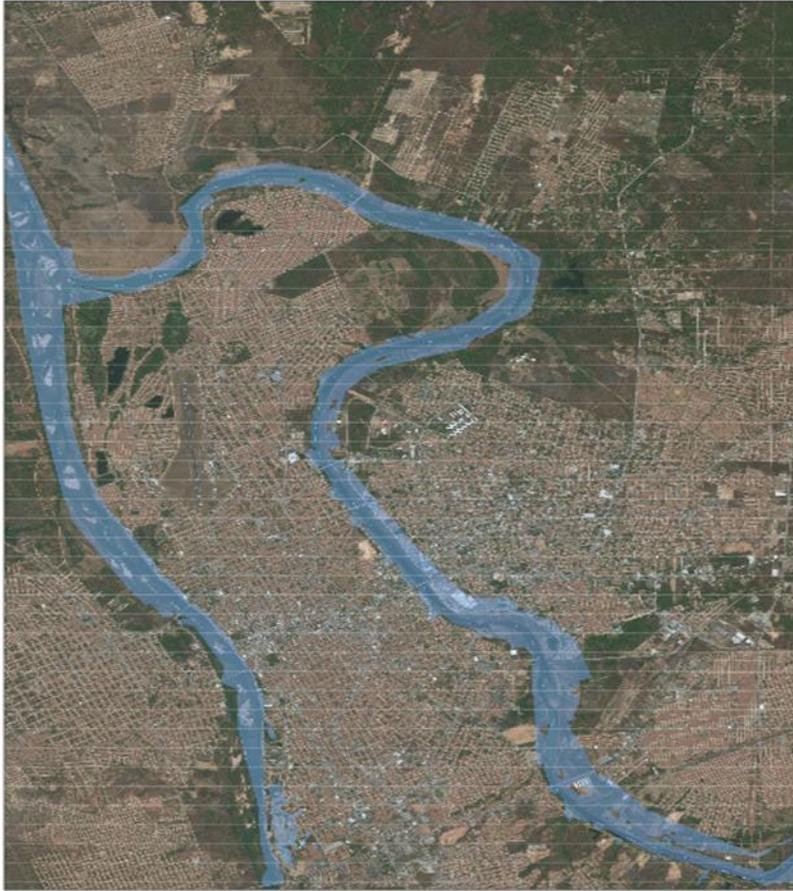
APÊNDICES

Apêndice A: Faixas de Inundação complementares.

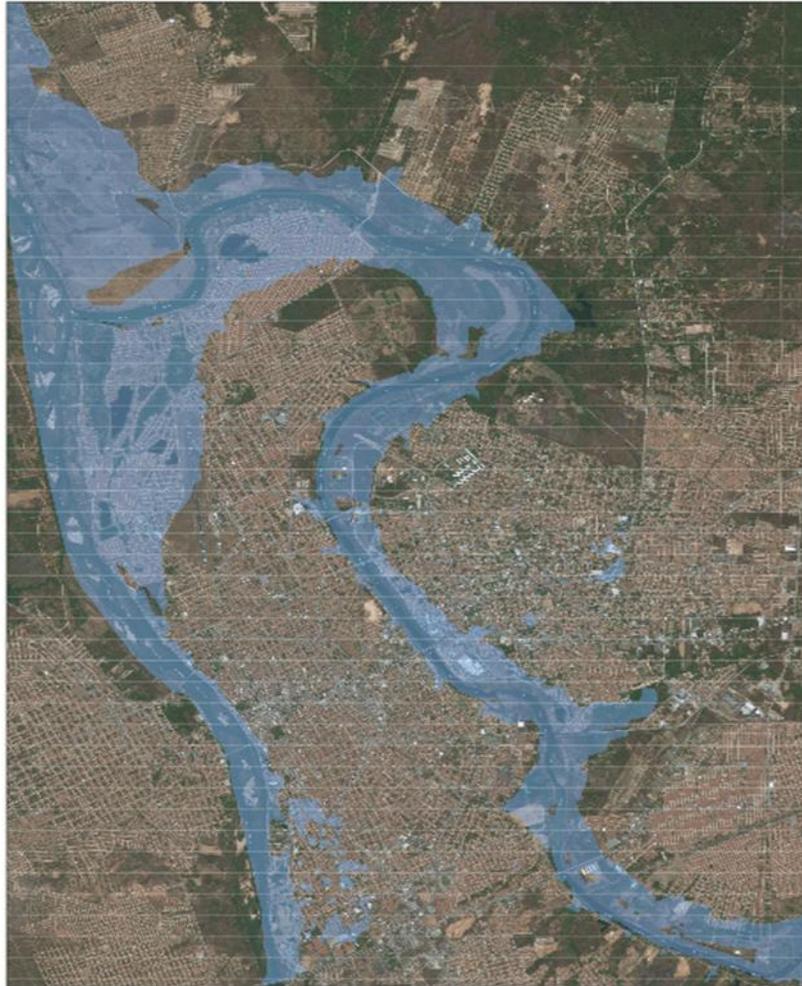
Faixa de Inundação para Vazão de $1000 \text{ m}^3/\text{s}$



Faixa de Inundação para Vazão de 2000 m³/s

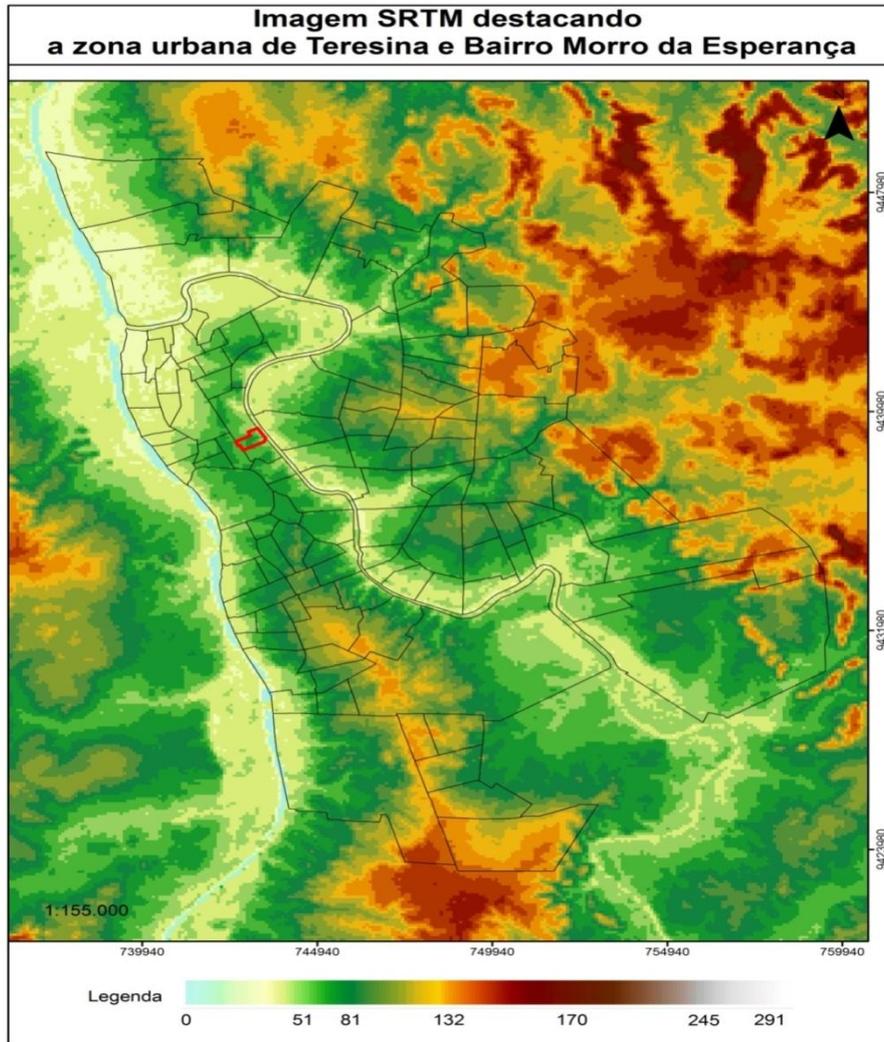


Faixa de Inundação para Vazão de 3000 m³/s



Apêndice B: Imagem de Satélite

Imagem SRTM do Bairro Primavera



Apêndice C: Rede Hidrográfica de Teresina

