

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**AVALIAÇÃO DO SISTEMA DE MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS NA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA POR SIMULAÇÕES 1D-2D**

FELIPE LOPES DAMASCENO

ORIENTADOR: SÉRGIO KOIDE

**COORIENTADORA: VANESSA FIGUEIREDO MENDONÇA DE
FREITAS**

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL II EM ENGENHARIA
AMBIENTAL**

BRASÍLIA, DF: JANEIRO/2021

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

AVALIAÇÃO DO SISTEMA DE MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS NA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA POR SIMULAÇÕES 1D-2D

FELIPE LOPES DAMASCENO

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA AMBIENTAL.

APROVADA POR:

SÉRGIO KOIDE (ENC/UNB)
(ORIENTADOR)

VANESSA FIGUEIREDO MENDONÇA DE FREITAS (NOVACAP)
(CO-ORIENTADORA)

CONCEIÇÃO DE MARIA ALBUQUERQUE ALVES (ENC/UNB)
(EXAMINADORA INTERNA)

DIANA VERONEZ (NOVACAP)
(EXAMINADORA EXTERNA)

DATA: BRASÍLIA-DF, 19 DE JANEIRO DE 2021

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, gostaria de agradecer à minha família pelo apoio durante toda minha trajetória até este momento, superando desafios e dificuldades por vários anos para que hoje eu possa me graduar em uma instituição de excelência. Em segundo lugar, à minha namorada Marina, por ser uma pessoa mais que incrível nessa reta final, sempre estando à disposição para fazer meu coração quentinho e alegrar meus dias. Sem a presença destes dois componentes, essa caminhada seria certamente mais difícil.

Gostaria de agradecer imensamente aos amigos que cultivei em todas as experiências da graduação, na UnB representados pelos grupos Paulyngo Paixão, Cumbuquinha, à turma 01/2013 e a tantas outras pessoas incríveis que pude conhecer na faculdade. Aos mais que queridos amigos da Erasmus University Rotterdam, em especial aos roommates da Sonmanstraat 34 B e aos Sequelas, pessoas as quais desejo levar para o resto da minha vida. Um imenso agradecimento também aos Polivinilers, grupo reunido inteiramente pelo acaso da vida e que não poderia dar mais certo. Não posso deixar de agradecer também a todos não mencionados que de alguma forma me influenciaram a trilhar essas curvas que compõem a aleatoriedade da vida, e que me moldou da melhor forma possível.

Agradeço à Universidade de Brasília por proporcionar educação pública de excelentíssima qualidade não só a mim, como a todos os seus estudantes em tempos de sucessivas tentativas de desmonte e desestabilização do ensino público no Brasil. Ao Programa Ciência Sem Fronteiras por dar a oportunidade de contato com culturas e conhecimento em uma das melhores universidades do mundo, a IHS-Erasmus University Rotterdam.

Não menos importante, agradeço ao apoio dos meus orientadores Sergio Koide e Vanessa Figueiredo pelo imprescindível direcionamento e conhecimento passados, assim como o apoio da Maria Elisa e Davi Navarro durante o processo deste projeto final. Também ao apoio cedido pela NOVACAP, cedendo o funcionário Paulo César para a coleta de dados da rede e fornecendo todos os dados disponíveis, e à Secretaria de Obras do Distrito Federal pelo mesmo motivo.

Finalmente, agradeço à CHI Water por ceder a licença de uso do software PCSWMM e as várias extensões de sua validade para que o projeto pudesse ser finalizado.

RESUMO

Os alagamentos urbanos no Brasil são recorrentemente as causas de grandes prejuízos econômicos e sociais. Em Brasília-DF, apesar de sua topografia aplainada, também ocorreram, ao longo da última década, eventos que resultaram em problemas relacionados aos escoamentos superficiais em vários pontos da cidade, a exemplo dos alagamentos na região da UnB, principalmente nos edifícios da FT e ICC. Assim, este trabalho apresenta uma modelagem computacional das áreas de contribuição e das redes de águas pluviais a montante e a jusante da Universidade de Brasília, localizada na Asa Norte, Brasília-DF, por meio de dados cadastrais e levantados das redes e do terreno da região para investigar a formação desses alagamentos e avaliar a capacidade de transporte do sistema de manejo de águas pluviais da região. As análises foram feitas a partir de simulações 1D-2D no *software* PCSWMM, dos escoamentos superficiais e no interior das redes, assim como a interação entre os dois conjuntos de fluxos, sob uma abordagem uni e bidimensional acoplada, semi-distribuída dos fluxos superficiais e das interações hidrológicas na área de estudo. Os parâmetros hidrológicos e hidráulicos da superfície do terreno foram atribuídos com apoio de uma plataforma SIG a partir da classificação de uso e cobertura do solo e estudos pedológicos disponibilizados pela plataforma governamental Geoportal-SEDUH. Os dados das redes foram em sua maioria fornecidos pelos cadastros e bases de dados disponibilizados pela NOVACAP e o Departamento de Geografia da UnB, tendo sido levantados alguns pontos próximos à UnB. A avaliação do modelo foi feita utilizando dados de chuva-vazão no ponto de lançamento do Centro Olímpico da UnB, obtidos por COSTA (2013). Os eventos simulados após a avaliação, para 2, 10 e 25 anos de tempo de retorno (TR), apontaram problemas na capacidade de transporte das redes para TR de 2 anos, contendo trechos com capacidades excedidas. Também foram identificados problemas no Autódromo de Brasília e na UnB, além da influência de áreas de contribuição pertencentes a redes de outras sub-bacias. As simulações com TR de 10 anos mostraram falhas abrangentes das redes de drenagem, com aumento das profundidades dos alagamentos, superando lâminas de 1m. Com 25 anos, a tendência de intensificação dos alagamentos e trechos de rede com capacidades de transporte excedidas foi mantida. Nas 3 simulações foram identificadas as mesmas trajetórias de fluxo em direção à UnB, variando somente as lâminas exercidas, iniciando principalmente nas quadras SQN 406, 407 e 408.

SUMÁRIO

| | |
|---|----|
| 1. INTRODUÇÃO..... | 1 |
| 2. OBJETIVOS..... | 3 |
| 3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 4 |
| 3.1 HIDROLOGIA URBANA | 4 |
| 3.1.1 Efeitos da urbanização no ciclo hidrológico | 4 |
| 3.1.2 Qualidade das águas escoadas | 5 |
| 3.1.3 Características e parâmetros hidrológicos..... | 5 |
| 3.2 SISTEMAS DE MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS..... | 12 |
| 3.2.1 Medidas de controle na fonte..... | 13 |
| 3.2.2 Microdrenagem..... | 13 |
| 3.2.3 Macrodrenagem | 14 |
| 3.2.4 Dispositivos LID..... | 16 |
| 3.3 MODELOS COMPUTACIONAIS APLICADOS AO MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS | 23 |
| 3.3.1 Modelo SWMM..... | 23 |
| 3.3.2 PCSWMM | 25 |
| 3.3.3 Calibração de modelos hidrológicos..... | 26 |
| 4. METODOLOGIA | 27 |
| 4.1 CARACTERIZAÇÃO FISIAGRÁFICA..... | 28 |
| 4.1.1 Delimitação das áreas de contribuição..... | 30 |
| 4.1.2 Classificação de uso e cobertura do solo | 32 |
| 4.1.3 Classificação pedológica da bacia de contribuição | 33 |
| 4.2 CADASTRO E LEVANTAMENTO DAS REDES DE DRENAGEM | 34 |
| 4.3 CONSTRUÇÃO DO MODELO 1D-2D E ATRIBUIÇÃO DOS PARÂMETROS HIDRÁULICOS E HIDROLÓGICOS DO TERRENO..... | 35 |
| 4.4 MODELAGEM DOS CANAIS ERODIDOS..... | 37 |
| 4.5 AVALIAÇÃO DO MODELO | 38 |
| 4.6 SIMULAÇÕES POR EVENTO | 40 |
| 5. RESULTADOS E DISCUSSÕES..... | 42 |
| 5.1 CALIBRAÇÃO DO MODELO..... | 42 |
| 5.2 CONDUTOS E ESTRUTURAS DAS REDES..... | 45 |
| 5.3 CANAIS ERODIDOS | 48 |
| 5.4 PROFUNDIDADE DAS LÂMINAS SUPERFICIAIS E ALAGAMENTOS..... | 50 |
| 5.5 FLUXOS PREFERENCIAIS DOS ESCOAMENTOS SUPERFICIAIS NA UNB..... | 52 |
| 6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES | 54 |
| REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 58 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1. Mudanças hidrológicas em bacias hidrográficas: (b) vazões. Fonte: Adaptado de ASCE (1992). | 5 |
| Figura 2. Princípios usados na delimitação de bacias hidrográficas. Fonte: Adaptado de GRIBBIN (2007).... | 6 |
| Figura 3. Posicionamento típico de bocas de lobo (BL) e poços de visita (PV) na rede de drenagem. Fonte: ADASA, 2018. | 14 |
| Figura 4. Jardim de chuva em Sydney, Austrália e Vala de infiltração. Fontes: City of Sydney, 2017 e Minnesota Pollution Control Agency, 2018. | 17 |
| Figura 5. Demonstração de infiltração em pavimento permeável. Fonte: Tarmac, 2019. | 18 |
| Figura 7. Trincheira de infiltração. Fonte: SuDS Wales, 2019. | 19 |
| Figura 8. Water Square em Rotterdam. Fontes: PUBLIC SPACE (2014) e UNCUBE (2014). | 20 |
| Figura 9. Bacia de retenção no Vicente Pires. Fonte: ANTUNES, 2019. | 21 |
| Figura 10. Hidrograma e polutogramas em concentração e em cargas de poluentes. Fonte: BAPTISTA et al, 2011. | 22 |
| Figura 11. Fluxograma conceitual dos módulos do SWMM. | 24 |
| Figura 12. Visão conceitual do fenômeno do escoamento em SWMM. Fonte: Adaptado de ROSMANN, 2010. | 25 |
| Figura 13. Fluxograma da metodologia. | 28 |
| Figura 14. Danos causados pela Inundação na Unb em 2011. Fontes: UnB Agência, 2011; Correio Braziliense Holofote, 2019. | 29 |
| Figura 15. Inundação na Unb em 2019. Fontes: G1 DF, 2019. | 29 |
| Figura 16. Voçoroca com vazão de esgoto em canal natural e bueiro com tubulação de esgoto na UnB. | 29 |
| Figura 17. Mapa de localização da área de estudo e pontos de referência do projeto. | 30 |
| Figura 18. Mapa das áreas de influência das redes. | 31 |
| Figura 19. Mapas das áreas de contribuição por tipo de simulação. | 32 |
| Figura 20. Mapa de uso e cobertura do solo. | 33 |
| Figura 21. Mapa de pedologias. | 34 |
| Figura 22. Mapa de cadastro e levantamento das redes. | 35 |
| Figura 23. Mapas do trajeto dos canais e transectos utilizados para a modelagem. | 38 |
| Figura 24. Gráfico Chuva x Vazão da precipitação ocorrida em 19/01/2013. | 39 |
| Figura 25. Mapa das regiões pluviométricas atribuídas ao modelo. | 40 |
| Figura 26. Hietogramas de 2, 10 e 25 anos e 24 horas de duração. | 41 |
| Figura 27. Mapa dos valores calibrados da Curva Número. | 42 |
| Figura 28. Mapa dos percentuais impermeáveis calibrados. | 43 |
| Figura 29. Mapa dos valores de N de Manning superficiais calibrados. | 43 |
| Figura 30. Gráfico comparativo entre as vazões simuladas e observadas no exutório da Faixa 6/7. | 44 |
| Figura 31. Gráfico e funções de erro entre as vazões simuladas e observadas. | 44 |
| Figura 32. Lâminas máximas atingidas nos condutos e estruturas inundadas na simulação de 2 anos. | 46 |
| Figura 33. Lâminas máximas atingidas nos condutos e estruturas inundadas na simulação de 10 anos. | 47 |
| Figura 34. Lâminas máximas atingidas nos condutos e estruturas inundadas na simulação de 25 anos. | 47 |
| Figura 35. Gráfico das vazões simuladas no exutório do CO para 2, 10 e 25 anos. | 48 |

| | |
|--|----|
| Figura 36. Lâminas atingidas nos canais erodidos durante a simulação de 2 anos..... | 49 |
| Figura 37. Lâminas atingidas nos canais erodidos durante a simulação de 25 anos..... | 49 |
| Figura 38. Mapa das profundidades máximas atingidas na simulação de 2 anos. | 51 |
| Figura 39. Mapa das profundidades máximas atingidas na simulação de 10 anos. | 51 |
| Figura 40. Mapa das profundidades máximas atingidas na simulação de 25 anos. | 52 |
| Figura 41. Caracterização ilustrativa dos fluxos preferenciais em direção à UnB. Trecho retirado e editado da gravação das simulações realizada no PCSWMM..... | 53 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|----|
| Tabela 1. Características e texturas dos solos dos grupos hidrológicos para determinação do CN. Fonte: SÃO PAULO, 2012. | 8 |
| Tabela 2. Valores do parâmetro CN para diferentes condições de cobertura vegetal, uso do solo e tipos de solos em bacias urbanas. Fonte: TUCCI, 1993. | 9 |
| Tabela 3. Valores padrão associados aos subcatchments. | 36 |

LISTA DE EQUAÇÕES

| | |
|----------------|----|
| Equação 1..... | 10 |
| Equação 2..... | 40 |

LISTA DE ABREVIÇÕES, SIGLAS E SÍMBOLOS

| | |
|----------|---|
| ABNT | Associação Brasileira de Normas Técnicas |
| ADASA | Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento do Distrito Federal |
| ASCE | American Society of Civil Engineers |
| BCE | Biblioteca Central do Estudante |
| BL | Boca de Lobo |
| CAESB | Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal |
| CO | Centro Olímpico da UnB |
| DF | Distrito Federal |
| EPA | Environmental Protection Agency |
| FT | Faculdade de Tecnologia |
| ICC | Instituto Central de Ciências |
| LID | Low Impact Development |
| MDT | Modelo Digital de Terreno |
| NOVACAP | Companhia Urbanizadora da Nova Capital |
| NSE | Nash-Sutcliffe Efficiency |
| PDDU-DF | Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal |
| PEAD | Polietileno de Alta Densidade |
| PTARH | Programa de pós-graduação da UnB |
| PV | Poço de visita |
| SCS | Soil Conservation Service |
| SWMM | Storm Water Management Model |
| TERRACAP | Companhia Imobiliária de Brasília |
| TR | Tempo de Retorno |
| UnB | Universidade de Brasília |

1. INTRODUÇÃO

A ocorrência de alagamentos e inundações é um problema recorrente nas cidades brasileiras devido à falta de infraestrutura adequada e processos de urbanização mal ou não planejados. Frequentemente, essas inundações são a causa de grandes prejuízos econômicos e danos à infraestrutura urbana, além de representar um passivo ambiental do processo de desenvolvimento das cidades.

Na cidade de Brasília/DF, por exemplo, diversos alagamentos e enxurradas ocorreram nos últimos anos, tanto em áreas urbanas consolidadas com sistemas de manejo de águas pluviais implantados, como em certos locais do Plano Piloto e do Campus da UnB, como em áreas de rápida e recente expansão como a região administrativa de Vicente Pires, onde não há implantação de tais sistemas na maior parte do espaço ocupado. No Campus Darcy Ribeiro da UnB na parte norte do campus, na área em torno da Faculdade de Tecnologia e ala norte do Instituto Central de Ciências (ICC), tem ocorrido alagamentos há anos. Assim, ficam evidenciadas a inadequação desses sistemas de drenagem e a falta de controle e planejamento da expansão urbana como fatores de agravamento desses problemas ambientais.

Tendo em vista os impactos causados pelo aumento dos volumes escoados nas áreas urbanas, a Resolução Nº 9 da ADASA (ADASA, 2011) define que tais escoamentos gerados por chuvas não podem ser aumentados por quaisquer modificações ocasionadas pela ocupação das bacias hidrográficas, e, caso isso ocorra, devem ser implementadas medidas de amortecimento custeadas pelo projeto de ocupação. Assim, nessa Resolução foram adotados critérios para regulamentação do controle da drenagem urbana do Distrito Federal, estabelecendo que as vazões máximas para novas áreas impermeabilizadas devem ser menores ou iguais a 24,4 l/s.ha, as velocidades após o desenvolvimento do empreendimento devem ser menores ou iguais às existentes anteriormente e a carga de poluentes das áreas urbanizadas deve ser reduzida em 80% após a ocupação.

Apesar de ser possível utilizar métodos simplificados para os cálculos hidrológicos e hidráulicos dos sistemas de águas pluviais em pequenas bacias, os modelos computacionais para simulação das interações e processos hidrodinâmicos se mostram como alternativas de análise viáveis para utilização em projetos de sistemas de manejo de águas pluviais em bacias de variados tamanhos. Apesar da maior complexidade para seu uso e a exigência de um conhecimento aprofundado das suas restrições, esses modelos são ferramentas com precisão

razoável e capacidade de diagnosticar problemas na área de estudo e na concepção dos projetos (LEANDRO *et al.*, 2009). Destacam-se alguns dos modelos de uso gratuito, e citados pelo Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal (PDDU-DF), para aplicação com essa finalidade, o *Storm Water Management Model* – SWMM e o IPHS1.

Nesse sentido, buscando aprimorar as condições sanitárias e ambientais atuais, este projeto visa diagnosticar os problemas relacionados às águas pluviais na extremidade norte do Campus Darcy Ribeiro e prover dados e subsídios para que futuros trabalhos possam propor intervenções que os solucionem. Para isso, foi utilizado o modelo hidrodinâmico SWMM para simular as redes atuais e as correções propostas por sua boa adequação à análise de projetos de sistemas de manejo de águas pluviais (ABDELRAHMAN; EL MOUSTAFA; ELFAWY, 2018).

O trabalho divide-se em seis capítulos, incluindo este, introdutório. O segundo descreve os objetivos geral e específicos a serem alcançados. O terceiro apresenta a fundamentação teórica e a revisão bibliográfica acerca da hidrologia urbana, sistemas de manejo de águas pluviais e o modelo hidrodinâmico aplicado para estes fins. O quarto capítulo abordará a metodologia a ser utilizada na execução do projeto. No quinto serão apresentados e discutidos os resultados obtidos. Finalmente, o sexto capítulo apresenta as conclusões e recomendações finais.

2. OBJETIVOS

Objetivo Geral

Avaliar, a partir de simulações dos escoamentos superficiais da área de contribuição, o sistema de drenagem de águas pluviais para prover subsídios para a elaboração de intervenções que reduzam o risco de alagamentos na parte norte do Campus Darcy Ribeiro da UnB.

Objetivos Específicos

- Investigar os fluxos preferenciais dos escoamentos superficiais que atingem os edifícios da UnB.
- Avaliar os pontos críticos e quantificar os alagamentos que ocorrem na UnB.
- Avaliar a capacidade de transporte das redes de águas pluviais e canais existentes na área de estudo para tempos de retorno de 2, 10 e 25 anos.

3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo as sessões serão divididas em três itens: o primeiro explorará os aspectos teóricos da hidrologia urbana que embasam o problema a ser solucionado; o segundo abordará as diferentes soluções tradicionalmente aplicadas no manejo de águas pluviais; e finalmente o terceiro discorrerá sobre a metodologia de análise e quantificação dos escoamentos superficiais e em redes que foi utilizada neste projeto.

3.1 Hidrologia Urbana

3.1.1 Efeitos da urbanização no ciclo hidrológico

Para a compreensão dos escoamentos superficiais em ambientes urbanos, deve-se entender como ocorre o ciclo hidrológico de uma maneira geral. Antes de escoar, a água deriva da evaporação de lagos e oceanos, sendo transportada com a movimentação das massas de ar. Em determinadas condições, o vapor é condensado e pode precipitar sob a forma de chuvas, neve ou granizo. Ao precipitar, parte da água retorna para a atmosfera pela evaporação e evapotranspiração, e outra parte infiltra no solo, na qual uma fração percola em direção aos lençóis freáticos e outra flui subsuperficialmente (escoamento de base) até os corpos hídricos superficiais. A parcela restante escoar pela superfície e eventualmente conflui com outras massas d'água (GRIBBIN, 2007). O problema analisado neste projeto foca nesta última parcela.

Sob condições naturais, as perdas da água pela evapotranspiração, interceptação (retenção pela vegetação anterior ao contato com o solo) e infiltração são geralmente grandes. Quando submetidas à urbanização, as áreas com cobertura natural são substituídas por superfícies impermeáveis como ruas, estacionamentos, telhados e calçadas, consequentemente aumentando os volumes e as velocidades dos escoamentos superficiais. Dessa forma, também há uma diminuição do escoamento de base, como demonstra a Figura 1, e da recarga dos aquíferos, podendo reduzir ainda mais as vazões de corpos hídricos em períodos de seca. A conclusão é que a urbanização tem maior impacto sobre os eventos climáticos frequentes do que sobre os raros (ASCE, 1992).

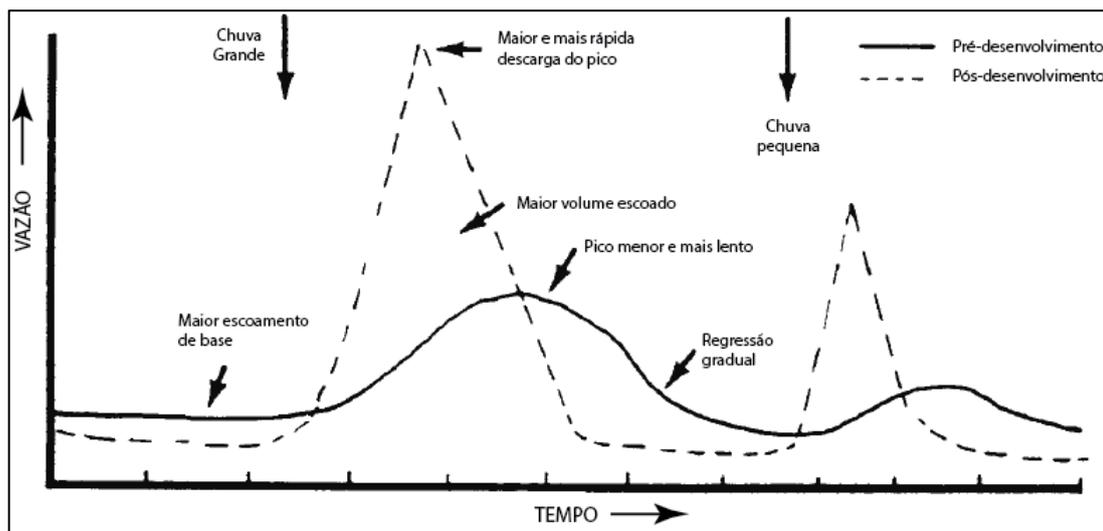


Figura 1. Mudanças hidrológicas em bacias hidrográficas: (b) vazões. Fonte: Adaptado de ASCE (1992).

3.1.2 Qualidade das águas escoadas

Além da intensificação dos aspectos hidráulicos, a urbanização acarreta uma significativa perda de qualidade das águas escoadas, devido principalmente aos usos e ocupações dos solos urbanos, com maior concentração de poluentes provindos de áreas industriais, comerciais, construções e os sistemas de transporte urbano, transportando metais pesados, óleos automotivos e industriais, materiais particulados, pesticidas, fertilizantes, sedimentos e outros poluentes. No entanto, os impactos da poluição das águas pluviais variam muito em função das características químicas e hidrológicas dos locais onde ocorrem, sendo mais frequentes os problemas relacionados às erosões e assoreamento dos canais naturais nos pontos de descarga das vazões (ASCE, 1992), como ocorre na área deste projeto.

3.1.3 Características e parâmetros hidrológicos

Neste tópico serão discutidas as principais informações requeridas para a elaboração de um sistema de manejo de águas pluviais e que influenciam a geração das vazões escoadas.

- **Bacias e sub-bacias hidrográficas**

São áreas provenientes de conformações topográficas nas quais ocorre o ciclo hidrológico. A partir das precipitações em seu interior as águas são direcionadas ou interceptadas de acordo com a cobertura do solo e das condições do relevo, seguindo dos pontos mais elevados a montante aos pontos mais baixos a jusante até atingir os cursos

d'água. Sua delimitação é feita a partir das curvas de nível, traçando-se, a partir do ponto de saída, ou exutório, caminhos perpendiculares em direção aos picos e pontos de sela e paralelos a duas curvas de mesma elevação, como demonstra a Figura 2 (GRIBBIN, 2007). Com a delimitação é possível determinar a área ocupada pela bacia.

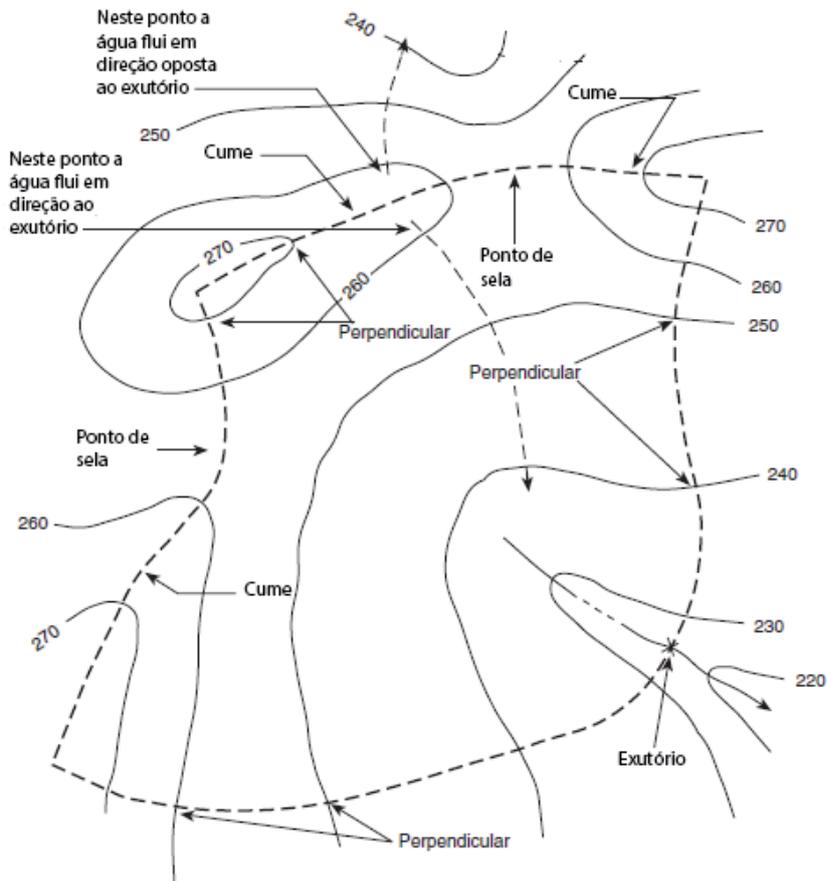


Figura 2. Princípios usados na delimitação de bacias hidrográficas. Fonte: Adaptado de GRIBBIN (2007).

A partir deste procedimento também é possível subdividir as bacias em unidades menores, denominadas sub-bacias, áreas que apresentam maior homogeneidade em suas conformações topográficas e permitem a definição do hidrograma da bacia principal caso esta apresente uma grande heterogeneidade das suas características e do cálculo das áreas de contribuição (GRIBBIN, 2007).

Uma outra característica das bacias hidrográficas é o tempo de concentração, parâmetro que representa o maior tempo gasto para uma gota d'água, no ponto mais remoto dentro da bacia, percorrer seu caminho até o exutório. É um parâmetro importante, pois define a duração das precipitações que geram os maiores picos de vazão ao considerar que,

após esse tempo, toda a bacia estará contribuindo para o escoamento superficial (ASCE, 1992).

De maneira semelhante, as áreas de contribuição dos escoamentos em áreas urbanas são delimitadas seguindo a conformação topográfica, porém utilizando a delimitação imposta também pelas vias, funcionando como canais, e obstáculos construídos, como meio fios, muros ou edifícios. Também se considera que cada área de contribuição tem um poço de visita associado a ela, tendo, assim, seu limite final a cada afluência em um poço de visita.

- **Declividade do terreno**

O escoamento superficial provocado por precipitações também é dependente das taxas de variação das cotas do terreno onde ocorre a precipitação. Baixas taxas de infiltração ocorrem em solos com declividades acentuadas pelos baixos tempos de detenção, devido às altas velocidades dos fluxos superficiais. Contudo, ao atingir o regime permanente de fluxo, não há mais mudanças no armazenamento superficial, fazendo com que as alturas das lâminas d'água ou as cargas hidráulicas superficiais sejam constantes. O único caso no qual longos tempos de detenção conseguem influenciar as taxas de infiltração, ressaltam os autores, é no fim de um evento chuvoso, pois, ao ocorrer o escoamento lentamente ao longo de um terreno com declividades baixas, a infiltração continuará até a superfície ser completamente drenada (FOX; BRYAN; PRICE, 1997).

Pode-se concluir, então, que em eventos de precipitação com duração finita, como as chuvas de projeto explicadas mais adiante, os declives acentuados contribuem para o aumento das vazões escoadas superficialmente, tanto pelas velocidades impostas ao fluxo, quanto às baixas perdas de volume de água por infiltração. A lógica vale também para o caso inverso.

- **Modelos de infiltração**

As dinâmicas da penetração da água no solo para cálculo das precipitações excedente, que produzem escoamento superficial, são representadas em vários modelos como os métodos de Horton, Green-Ampt e a Curva Número. Este último, no entanto, por sua facilidade de aplicação, se tornou um dos mais utilizados na engenharia (ROSSMAN e HUBER, 2016).

A Curva Número é um método baseado no balanço hídrico observado na superfície do solo, no qual a precipitação incidente é igual à soma da quantidade de água que é perdida inicialmente por acúmulo na superfície, interceptada ou infiltrada antes do escoamento superficial, ao próprio escoamento superficial e a infiltração acumulada durante a chuva. No entanto, o método depende de apenas um parâmetro CN, tabelado a partir das características pedológicas do solo, classificados em 4 grupos hidrológicos em uma ordem crescente de potencial de geração de escoamento superficial, e dos tipos de uso e ocupação destes (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013).

Os grupos hidrológicos com suas características e texturas são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Características e texturas dos solos dos grupos hidrológicos para determinação do CN. Fonte: SÃO PAULO, 2012.

| Grupo | Características | Textura |
|-------|--|--|
| A | Solos com baixo potencial de geração de escoamento superficial: solos arenosos ou siltosos, profundos e de alta capacidade de infiltração | Arenosa; Areia Franca; Franco Arenosa |
| B | Solos com pouco teor de argila, menos profundos ou com mais argila do que os solos do tipo A e de média capacidade de infiltração | Franco Siltosa; Franca |
| C | Solos com mais teor de argila do que os solos do tipo C, com uma camada mais impermeável abaixo da superfície ou pouco profundos | Franco Argilo Arenosa |
| D | Solos com alto potencial de geração de escoamento superficial: solos argilosos, solos rasos sobre rochas impermeáveis, solos com lençol freático próximo à superfície, solos com capacidade de infiltração muito baixa | Franco Argilosa; Franco Argilo Arenosa; Argilo Arenosa; Argilo Siltosa; Argilosa |

A Tabela 2 apresenta valores de CN adequados para utilização em bacias urbanas.

Tabela 2. Valores do parâmetro CN para diferentes condições de cobertura vegetal, uso do solo e tipos de solos em bacias urbanas. Fonte: TUCCI, 1993.

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

- **Chuvas de projeto**

Chuvas de projeto são precipitações idealizadas baseadas em uma frequência estatística de ocorrência, denominada como tempo de retorno ou período de recorrência. Estes, por sua vez, são definidos como períodos probabilísticos nos quais uma precipitação pode ser igualada ou superada. Assim, a chuva de projeto com determinado período de recorrência representa a ocorrência da vazão máxima do escoamento superficial gerado por um evento chuvoso de igual período de recorrência (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013).

Usualmente, a associação da precipitação ao período de recorrência para as chuvas de projeto é feita pelas curvas I-D-F (Intensidade, Duração e Frequência), nas quais os valores historicamente observados das intensidades das chuvas são equacionados por uma relação entre os períodos de recorrência dos eventos (Frequência) e a duração destes. A duração, no entanto, é estabelecida, para fins de manejo de águas pluviais, pelo tempo de concentração da bacia estudada (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013). Dessa maneira, o cenário de chuva no qual essa precipitação acontece é aquele em que o tempo de duração

é igual ao tempo equivalente para que toda a bacia contribua para o escoamento superficial, dimensionando-se o sistema para um cenário de segurança.

A Equação 1 demonstra a relação entre os parâmetros citados acima.

$$i = \frac{a \times Tr^b}{(td+c)^d} \quad (\text{Equação 1})$$

Na qual:

- i = intensidade da precipitação;
- Tr = período de recorrência;
- td = tempo de duração da precipitação;
- a, b, c, d = coeficientes de ajuste da equação.

Logo, o critério de projeto a ser estabelecido se resume à escolha do período de recorrência. A escolha, no entanto, é dependente da finalidade e do nível de segurança requerido pelo projeto. O Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de São Paulo (São Paulo, 2012), por exemplo, sugere a adoção de períodos de recorrência de 2 a 10 anos para projetos de microdrenagem, 25 a 50 anos para projetos de macrodrenagem, 100 anos para corredores de tráfego ou áreas vitais da cidade e 500 anos para áreas de instalações e edificações de uso estratégico, como hospitais, bombeiros e polícia. A adoção destes valores é função dos impactos e prejuízos na ocorrência de falhas do sistema em diferentes localidades.

O Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre (PORTO ALEGRE, 2005) adota valores aproximados para microdrenagem, porém especifica a adoção para residências, comércio e áreas de prédios públicos de 2 a 5 anos e aeroportos, áreas comerciais e avenidas entre 5 e 10 anos. Para macrodrenagem utiliza-se 10 a 25 anos e em zoneamentos de áreas ribeirinhas 5 a 100 anos.

No Distrito Federal, a NOVACAP (NOVACAP, 2019) e a ADASA (ADASA, 2018) estabeleceram que o período de recorrência para projetos com nível de complexidade baixo e médio, áreas de até 300 ha, deve ser igual ou superior a 10 anos, enquanto projetos com nível de complexidade alto, superiores a 300 ha, deve ser maior ou igual a 25 anos.

Em Hong Kong, devido a sua geografia insular e o risco de inundações em áreas extremamente populosas, os sistemas de microdrenagem são projetados para chuvas de 50 anos, adicionados a 10 anos de recorrência de marés, e para macrodrenagem 200 anos,

adicionados os mesmos períodos de marés (GOVERNMENT OF THE HONG KONG SPECIAL ADMINISTRATIVE REGION, 2018).

Já nos Países Baixos, em virtude da alta propensão a alagamentos e enchentes em cerca de 60% do território, os períodos de recorrência podem chegar a 100.000 anos em áreas costeiras e 10.000 em áreas ribeirinhas. A adoção destes valores, no entanto, foi justificada por extensos estudos sobre o custo-benefício destes sistemas, os quais indicaram prejuízos comprometedores ao PIB nacional nos casos de falhas. Estima-se que ao longo da costa e dos rios uma mudança no período de retorno na ordem de 10 anos representa uma elevação do nível d'água em torno de 70 cm a 1 m (SLOMP, 2012).

A escolha dos períodos de recorrência, contudo, têm seguido a tendência do caso holandês, citado acima, no qual se baseia em análises custo-benefício. Para estas análises são considerados todos os custos de construção, manutenção e operação do sistema em valor presente comparados aos custos dos danos causados por inundações específicos de um local. Assim, ao otimizar os custos em relação aos benefícios, têm-se um período ideal para adoção no projeto (FORTUNATO; OLIVERI; MAZZOLA, 2014).

- **Hidrogramas de escoamento superficial**

O estudo da variação temporal das vazões geradas nas áreas de contribuição é um aspecto importante para o manejo de águas pluviais, pois indica como a área de escoamento responde a uma determinada chuva. A representação desse comportamento mostra aproximadamente a intensidade na qual os escoamentos se propagam ao longo do terreno ou dos dispositivos de controle de vazão, a partir das características hidroclimáticas e fisiográficas, no caso das áreas de contribuição, ou hidráulicas e pedológicas, para os dispositivos de controle (COLLISCHONN e DORNELLES, 2013).

No entanto, a forma como estes parâmetros se relacionam para formar as vazões varia em função do método que são computados, assim como a representação aproximada da realidade depende do uso adequado destes métodos. A seguir serão descritos alguns métodos de conversão chuva-vazão e suas limitações.

- **Método Racional**

O método consiste em atribuir uma intensidade de chuva constante ao longo de toda a duração do evento. A transformação da chuva em vazão é feita pela multiplicação de um

coeficiente de escoamento superficial C , entre 0 e 1 e dependente do tipo de uso, cobertura e tipo do solo, pelo valor da precipitação (COLLISCHONN; DORNELLES, 2013). O hidrograma, então, assume uma forma triangular com duração total igual ao dobro do tempo de duração da chuva. As hipóteses de que a precipitação e a taxa de infiltração são constantes durante toda a sua duração são simplificações que se distanciam da realidade, tendo sua precisão diminuída à medida em que as áreas estudadas aumentam (ADASA, 2018).

No entanto, o método apresenta bons resultados para áreas de 100 ha a 300 ha. A partir disso, o método perde precisão e passa a superestimar as vazões geradas (ADASA, 2018). Conclui-se, então, que para áreas superiores a 300 ha este método é inadequado para otimizar sistemas de manejo de águas pluviais.

- **Reservatórios não lineares**

O método parte da consideração de que a variação no tempo da altura da lâmina d'água sobre a superfície é função da taxa de precipitação, evaporação, infiltração e do escoamento superficial, descontando a interceptação, o armazenamento superficial em depressões e aplicando o balanço de massa. Assim, é possível calcular a cada período a vazão resultante à medida em que estas variáveis mudam, seja em função da variabilidade do terreno onde ocorre o escoamento, seja pelo comportamento apresentado pelo evento climático. Como resultado, é obtida uma equação diferencial ordinária não linear, dependente de algoritmos mais complexos do que o método anterior para sua resolução (ROSSMAN; HUBER, 2016). Este é o método utilizado pelo modelo SWMM, esclarecido mais adiante.

3.2 Sistemas de Manejo de Águas Pluviais Urbanas

São sistemas de saneamento desenvolvidos para minimizar os impactos causados pela urbanização vistos no capítulo anterior, que, segundo a Lei Federal 11.445 (BRASIL, 2007), são compostos por “atividades, infraestruturas e instalações operacionais de drenagem urbana de águas pluviais, de transporte, detenção ou retenção para o amortecimento de vazões de cheias, tratamento e disposição final das águas pluviais drenadas nas áreas urbanas” associadas a medidas de regulação e ordenamento territorial que se adequem à saúde pública e à proteção da vida e do patrimônio.

Neste item serão abordados os aspectos relacionados à infraestrutura de manejo, sendo descritos e apresentados os componentes destes sistemas, assim como suas aplicações,

de forma a embasar a proposição do projeto. Para isso, conforme a ADASA (2018), os sistemas serão divididos em: medidas de controle na fonte, microdrenagem e macrodrenagem, dando ênfase em redes e bacias de retenção, pois serão os componentes dimensionados no projeto. Após essa apresentação, serão introduzidos os dispositivos de baixo impacto, ou LID (*Low Impact Development*).

3.2.1 Medidas de controle na fonte

Devido às preocupações com a sobrecarga dos sistemas de drenagem convencional e com a diminuição das vazões e volumes drenados, as medidas de controle na fonte visam infiltrar e/ou armazenar temporariamente os escoamentos, compensando o aumento da impermeabilização advindo da urbanização (ADASA, 2018).

Podem ser classificadas em estruturas lineares, quando as dimensões longitudinais superam significativamente as larguras e profundidades, ou localizadas, quando suas dimensões não se diferenciam expressivamente e assumem geometrias variadas, se adequando bem às limitações dos espaços disponíveis. Estas medidas também podem ser classificadas como LID, descritas mais adiante (ADASA, 2018).

3.2.2 Microdrenagem

Constitui o conjunto de dispositivos para a rápida captação e transporte da água escoada localmente, lotes e sistema viário, até o lançamento ou sistema de macrodrenagem. Dentre as estruturas que compreendem estes sistemas podem-se destacar: bocas de lobo, dispositivos de captação de água; ramais, ou condutos de ligação, que conduzem a água captada à rede de drenagem; poços de visita, caixas visitáveis necessárias para a manutenção do sistema e quando há mudança de diâmetro das tubulações, de declividade ou degraus; rede de drenagem, formada por condutos fechados com superfície livre onde ocorre o transporte do escoamento; sarjetas, pequenos canais construídos às margens do leito viário; escadas d'água, dissipadores de energia utilizados para minimizar os impactos da velocidade do escoamento em trechos com declividades elevadas (ADASA, 2018).

A Figura 3 demonstra um arranjo convencional de microdrenagem utilizado no Distrito Federal.

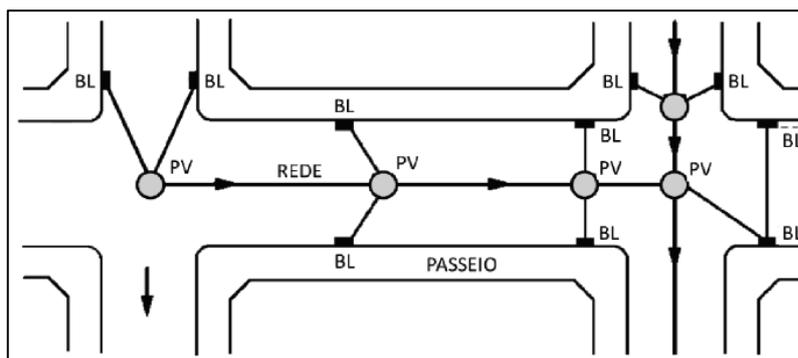


Figura 3. Posicionamento típico de bocas de lobo (BL) e poços de visita (PV) na rede de drenagem. Fonte: ADASA, 2018.

A prática de projetos no Distrito Federal é referenciada pelo Termo de Referência e Especificações para Elaboração de Projetos de Sistema de Drenagem Pluvial no Distrito Federal, com a última versão editada pela NOVACAP (2019). O Termo determina os critérios e as considerações para projetos de manejo de águas pluviais que venham a ser doados ao poder público ou implantados pela própria NOVACAP.

Entre as considerações feitas, podem ser ressaltados os parâmetros de projeto requisitados como o período de recorrência mínimo de 10 anos para redes e galerias, a determinação dos coeficientes de escoamento superficial para o uso do Método Racional, os requisitos de área para a utilização deste método, até 100 ha, os diâmetros mínimos das redes e captações, 600 mm e 400 mm respectivamente, os tempos de entrada para as primeiras bocas de lobo, entre 10 e 15 min, e as velocidades mínimas e máximas dentro das tubulações para a manutenção do pleno funcionamento hidráulico, 1 m/s e 6 m/s, respectivamente. Também prevê a adoção de tubulações em concreto e PEAD, assim como as lâminas d'água máximas permitidas de 82% (NOVACAP, 2019).

Porém, a utilização de modelos computacionais e de dispositivos LID ainda não são expressamente citadas no termo, assim como outros métodos de conversão chuva-vazão. Dessa maneira, o Manual de Drenagem (ADASA, 2018) complementa as lacunas do termo, esclarecendo os critérios econômicos e projetuais dos métodos já exemplificados e apresentando alternativas que devem também seguir as diretrizes do Termo.

3.2.3 Macrodrenagem

São os dispositivos onde afluem os sistemas de microdrenagem, sejam eles canais abertos ou condutos enterrados de grandes dimensões, denominados galerias, podendo conter obras acessórias como bueiros, dissipadores de energia e estações elevatórias.

O termo também pode se referir aos canais naturais como leitos de rios e córregos nos quais afluem as vazões escoadas de forma difusa ou transportadas pela microdrenagem. Estes possuem uma grande importância em cidades ribeirinhas, cuja sensibilidade aos ciclos hidrológicos naturais é notória em grande parte dos municípios brasileiros. A ocorrência de enchentes nestes locais demonstra despreparo das comunidades e governos ao lidar com a macrodrenagem de forma adequada (TUCCI, 2012).

Neste aspecto, fatores como o controle de erosões, transporte de sedimentos e estabilidade dos taludes assumem uma importância na manutenção do funcionamento hidráulico dos canais, e dos trechos nos quais afluem a jusante, assim como da qualidade dos recursos hídricos em suas bacias, afetando conseqüentemente os ecossistemas aquáticos (TUCCI; COLLISCHON, 1998).

- **Controle de processos erosivos**

As técnicas para contenção e estabilização de processos erosivos necessitam análises sobre os fatores e mecanismos causadores destes processos. A primeira consideração a ser feita deve ser a localização dos pontos com maior número de erosões lineares, indicando zonas de convergência de fluxos superficiais e subterrâneos que causam desagregação do solo sobre as vertentes (FILIZOLA *et al.*, 2011).

A erosividade da água também é função do volume, velocidade, altura da lâmina d'água, declividade, comprimento da vertente e da presença da vegetação (FILIZOLA *et al.*, 2011 *apud* MAGALHÃES, 1995). Este último fator aumenta a susceptibilidade do solo a sofrer desagregação, seguido pelo transporte e deposição a jusante do escoamento. Além disso, permite que o impacto das gotas de chuva reduza a coesão do solo e reforce a desagregação proporcionalmente à intensidade, velocidade e tamanho das gotas de chuva (FILIZOLA *et al.*, 2011).

À medida em que escoamento avança, o umedecimento do solo e o selamento da superfície pelo impacto direto das gotas de chuva provocam o decréscimo da taxa de infiltração e, conseqüentemente, o aumento das vazões escoadas, aumentando também as velocidades em função do volume suspenso e das declividades. Assim, seja pelo escoamento difuso ou concentrado, a erosividade é cada vez mais ampliada (FILIZOLA *et al.*, 2011).

Portanto, o controle destes processos deve estar baseado num adequado manejo de solos, na facilitação da infiltração e no disciplinamento do escoamento superficial (FILIZOLA *et al.*, 2011 *apud* ALMEIDA; RIDENTE JÚNIOR, 2001).

No Brasil, as técnicas de controle como a revegetação são bastante utilizadas. Esta diminui o impacto das gotas de chuva, além de interceptá-las e evaporá-las antes de atingir o solo, aumenta a taxa de infiltração pela região radicular, melhora a estrutura do solo aumentando sua capacidade de retenção de água e diminui a velocidade do escoamento. Destaca-se a utilização de gramíneas para estes propósitos por sua adaptabilidade às condições de baixa concentração de oxigênio e nutrientes, características das áreas voçorocadas (TEIXEIRA; GUIMARÃES, 2012).

O retaludamento também é um método utilizado, consistindo em uma alteração dos taludes das voçorocas com o objetivo de aumentar sua estabilidade e consistência. Dessa maneira, o risco de ravinamentos e deslizamentos é reduzido. O método é geralmente complementado com a revegetação, garantindo proteção adicional aos taludes alterados, e a colocação de obstáculos para a redução da velocidade do escoamento (TEIXEIRA; GUIMARÃES, 2012).

3.2.4 Dispositivos LID

LID (Low Impact Development) é uma abreviatura em inglês que se refere a técnicas de manejo de águas pluviais que mimetizam as condições hidrológicas naturais após a alteração da paisagem pela urbanização. O uso destas técnicas complementa ou substitui o uso de técnicas convencionais com objetivo de afastar rapidamente as águas escoadas para jusante, fazendo justamente o contrário, gerenciando o escoamento localmente para que seja infiltrado, evapotranspirado ou reutilizado (MINNESOTA POLLUTION CONTROL AGENCY, 2019).

Os princípios básicos de implantação de LID consideram a água como um recurso importante, dando a devida atenção à manutenção das dinâmicas hidrológicas naturais. Para isso, diminuem as áreas impermeáveis para permitir a absorção da água e proteger áreas ecologicamente importantes dentro da proposta de desenvolvimento. Ademais, promovem a melhoria da qualidade das águas, retendo poluentes que seriam carregados aos corpos aquáticos, reduzem as inundações, permitem a restauração dos habitats aquáticos, reduzindo as vazões e sedimentos afluentes e melhoram a recarga dos aquíferos (USEPA, 2012).

Os benefícios do uso destas técnicas não se resumem somente ao aspecto ambiental. No município de Gainesville, na Flórida, foi observado que o aumento do valor das propriedades superou as perdas provocadas pela redução da arrecadação de impostos sobre propriedade ao serem adquiridos espaços para a implantação de LID. O aspecto paisagístico beneficia socialmente os moradores pela beleza cênica do local e é refletido na valorização imobiliária (USEPA, 2013).

- **Biorretenção**

Sistemas de biorretenção são áreas projetadas para maximizar a infiltração e o controle de poluentes advindos do escoamento superficial. São compostos por superfícies vegetadas utilizando suas características metabólicas e os solos abaixo para amortecer a quantidade e melhorar a qualidade das águas. Contemplam várias categorias de dispositivos compostos por estes elementos como jardins de chuva, valas e valetas de infiltração, contempladas ou não por sistemas de drenagem subterrâneos (LESTARI; PURNA IRAWAN, 2019).

A Figura 4 apresenta um jardim de chuva em Sydney, Austrália, e uma vala de infiltração, dois exemplos de sistema de biorretenção.



Figura 4. Jardim de chuva em Sydney, Austrália e Vala de infiltração. Fontes: City of Sydney, 2017 e Minnesota Pollution Control Agency, 2018.

- **Pavimentos permeáveis**

São revestimentos porosos compostos por blocos vazados preenchidos com grama, concreto ou asfalto poroso e tem a função de diminuir o escoamento superficial aumentando a infiltração, armazenando a água temporariamente em sua estrutura e diminuindo as velocidades do escoamento. São usualmente implantados em passeios, calçadas e estacionamentos por terem baixa resistência à carga de veículos pesados (MELO, 2011).

A utilização do pavimento permeável ou semi-permeável, no entanto, não amortiza significativamente as vazões se não forem implantadas juntamente com reservatórios de retenção temporária ou infiltração abaixo do pavimento, pois na ausência destes haverá um solo parcialmente impermeável (BAPTISTA *et al*, 2011).

A Figura 5 ilustra uma demonstração da capacidade de infiltração de um pavimento permeável asfáltico.



Figura 5. Demonstração de infiltração em pavimento permeável. Fonte: Tarmac, 2019.

- **Telhados armazenadores**

Também chamados em alguns casos de telhados verdes, são dispositivos utilizados para amortecer as vazões incidentes sobre as edificações, áreas totalmente impermeáveis. No caso dos telhados verdes, apresentam dupla função com proteção térmica do edifício e diminuição das ilhas de calor. São usualmente constituídos por uma estrutura portante, suporte de impermeabilização, camada de regularização, impermeabilização, revestimento e proteção da impermeabilização (BAPTISTA *et al*, 2011). O uso destes dispositivos, combinados com dispositivos de retenção localizados, contribui para a desconexão dos telhados às ruas e vias, diminuindo os escoamentos urbanos totais.

A NBR 10884 estabelece que instalações prediais de águas pluviais devem ser dimensionadas para períodos de recorrência de 5 anos com duração da chuva de 5 min (ABNT, 1989). Portanto, o impacto deste LID para chuvas intensas, como as abordadas neste estudo, não é significativo no amortecimento geral das vazões.

A Figura 6 apresenta um exemplo de telhado armazenado em uma casa em São Paulo, utilizado para amortecer a precipitação incidente e melhorar o conforto térmico da residência.

- **Trincheiras de infiltração**

São estruturas lineares de captação de águas pluviais localizadas na superfície ou à pequenas profundidades para o armazenamento temporário ou a infiltração. São estruturas versáteis por serem aplicáveis em diversas localizações, como em canteiros, passeios, estacionamentos, jardins, ao longo do sistema viário, entre outras possibilidades (BAPTISTA *et al*, 2011).

Apesar de serem facilmente implantadas, apresentam algumas limitações de uso, como nível do lençol freático estar localizado a mais de 1m de distância da base da trincheira, o solo possuir resistência rupturas e condutividade hidráulica superior a 10^{-7} m/s e não conter uma carga de materiais finos em excesso nas águas escoadas (BAPTISTA *et al*, 2011).

A Figura 7 apresenta um exemplo de trincheira de infiltração utilizado em um jardim residencial.



Figura 6. Trincheira de infiltração. Fonte: SuDS Wales, 2019.

- **Bacias de retenção**

São dispositivos para acumulação temporária e/ou infiltração de águas pluviais que permitem o amortecimento de cheias, a redução da poluição difusa e a circunstancial redução dos volumes escoados. Compõem um leque de técnicas aplicáveis, ainda que sob diversas restrições, tanto ao contexto urbano como ao rural, podendo adaptar-se e integrar-se ao paisagismo, equipamentos públicos e diferentes usos urbanos contando ainda com boa eficiência na remoção de poluentes (BAPTISTA *et al*, 2011).

Podem ser divididas em bacias a céu aberto com espelho d'água permanente, secas com armazenamento apenas durante as chuvas, de zonas úmidas, mimetizando várzeas, e subterrâneas ou cobertas, utilizadas em zonas com ocupação densa. Também podem ser caracterizadas por sua localização, *online* quando o escoamento passa inteiramente pela bacia, ou *offline*, quando uma parte da vazão é desviada à bacia (BAPTISTA *et al*, 2011).

Fora do Brasil esta técnica é utilizada em larga escala, a exemplo dos Países Baixos, que devido ao alto índice pluviométrico do país e sua topografia desprivilegiada, apresenta grandes riscos a alagamentos e, portanto, possuem altos investimentos em infraestrutura para manejo de águas pluviais integrados também ao planejamento urbano. Na cidade de Rotterdam, o chamado *Water Square* funciona como uma área de lazer com quadras esportivas nos períodos sem chuva e, nos outros momentos, como bacias de retenção (UNCUBE, 2014), como ilustra a Figura 8. O projeto propõe solucionar não somente o problema de alagamentos, como também readequar e estimular o uso de localidades pouco exploradas e carentes de melhorias (PUBLIC SPACE, 2014).



Figura 7. Water Square em Rotterdam. Fontes: PUBLIC SPACE (2014) e UNCUBE (2014).

O emprego destas estruturas no contexto urbano é bastante comum no Brasil, tendo sido intensificado seu uso a partir dos anos 90 em várias cidades como Porto Alegre, Curitiba, São Paulo e Belo Horizonte (BAPTISTA *et al*, 2011).

Em Belo Horizonte houve uma gradativa evolução em relação ao sistema de manejo de águas pluviais da cidade, passando de um conceito higienista, com a retirada rápida das águas pluviais para jusante, para um gerenciamento local. A ocorrência de grandes inundações e as sucessivas falhas do sistema convencional estimularam o poder público a iniciar uma mudança na abordagem destes problemas. Pôde-se observar ao longo dessa evolução o uso das bacias de retenção para estocagem temporária, limitações à

impermeabilização do solo e outras medidas como resposta à grave situação em que o sistema se encontrava (CHAMPS, 2012).

No Distrito Federal o uso de bacias de retenção é feito em diversos pontos da cidade para atender aos padrões quali-quantitativos das vazões em áreas urbanizadas requeridos pela Resolução nº 9 da ADASA, em especial as áreas com urbanização recente, como região administrativa de Vicente Pires (ANTUNES, 2019), ilustrada na Figura 9. Neste local há uma notória precariedade dos serviços de drenagem e manejo de águas pluviais provocada pelo processo não planejado de urbanização, de ocorrência e expansão rápida. No entanto, localidades com urbanismo bem estabelecido e tradicionais da cidade, como o Plano Piloto, não possuem nenhum tipo de dispositivo deste porte em áreas geradoras de grandes vazões, como podem ser observadas as áreas de alagamentos críticos como a UnB.



Figura 8. Bacia de retenção no Vicente Pires. Fonte: ANTUNES, 2019.

Ao armazenar temporariamente os escoamentos, as bacias de retenção desempenham também um papel de controle da poluição difusa, como mencionado anteriormente. Isso se deve ao fato desse tipo de poluição ser parcialmente decantável, sendo intrinsecamente ligada aos sólidos em suspensão carregados pelos escoamentos. Na decantação, a separação das fases sólidas e líquidas ocorre devido à ação da gravidade ou ao movimento da água, fazendo com que os sólidos sejam depositados no fundo destas estruturas (BAPTISTA *et al*, 2011).

Com base nesse princípio, o principal mecanismo para redução da poluição utilizado pelas estruturas de armazenamento, como as bacias de retenção, é a decantação. Quando essas estruturas são utilizadas primariamente com a finalidade de redução das cargas poluentes são denominadas bacias de retenção estendida, ou bacias secas. Assim, as bacias secas possuem essa função concomitante ao amortecimento das vazões, apesar de não terem esta como função primária.

A problemática solucionada pelo uso das bacias de detenção estendida envolve, então, os períodos nos quais as vazões carregam as maiores cargas de poluição. Esta maior concentração é relacionada ao conceito do *first flush effect*, ou efeito da primeira lavagem, o qual se baseia em três hipóteses. A primeira argumenta que no início do evento chuvoso a água produz uma lavagem da atmosfera, carreando poluentes particulados dispersos. A segunda diz que os poluentes acumulados na superfície do solo durante os períodos secos são transportados ao serem gerados os primeiros escoamentos superficiais. Finalmente, a terceira se baseia na ressuspensão e carregamento dos sedimentos depositados nas redes de drenagem também pelos primeiros escoamentos transportados. A Figura 10 ilustra a relação entre a distribuição temporal da vazão e da concentração de poluentes.

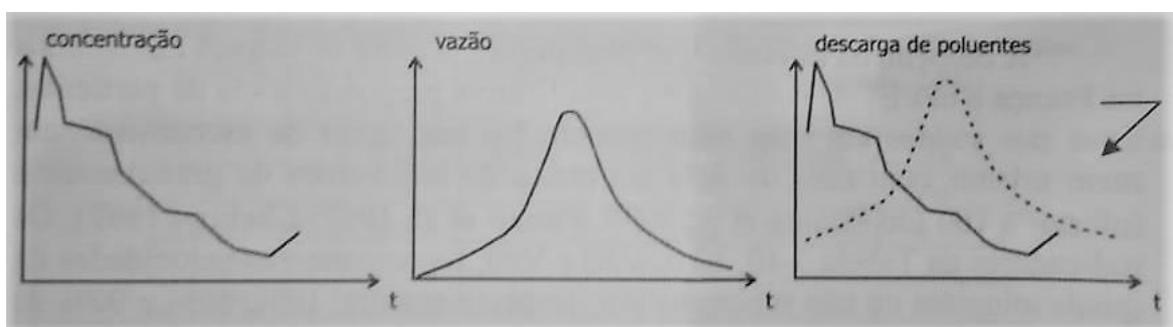


Figura 9. Hidrograma e polutogramas em concentração e em cargas de poluentes. Fonte: BAPTISTA *et al*, 2011.

Contudo, a eficiência de remoção dessa poluição não é limitada apenas à interceptação do *first flush*. A eficiência da interceptação das vazões mais poluídas, traduzida pela quantidade de água e poluentes que são interceptados nas estruturas de armazenamento, e a eficiência do processo de decantação podem ser elencados como os dois grupos de fatores que interferem no desempenho desses dispositivos (BAPTISTA *et al*, 2011).

No Distrito Federal, a ADASA (2011) determinou que os escoamentos gerados em áreas urbanas devem ter 80% da sua carga de poluição removida antes do seu lançamento. Para isso, podem ser dimensionadas bacias de detenção estendida, descritas como bacias de qualidade, capazes de interceptar os escoamentos gerados por chuvas com tempo de retorno de 2 anos e duração de 24h, apontadas como as lâminas características de *first flush* para a região. As bacias devem ser projetadas para que o tempo de esvaziamento seja realizado em períodos maiores ou iguais a 24h para atingir uma eficiência de remoção satisfatória de sedimentos, levando em consideração também o percentual de áreas impermeáveis na área contribuinte para o cálculo dos volumes requeridos. Pela característica de esvaziamento, tais bacias podem ser enquadradas como bacias de retenção secas.

3.3 Modelos computacionais aplicados ao manejo de águas pluviais

São conjuntos de formulações matemáticas para a representação quantitativa e simulação física das interações hidráulicas e hidrológicas ocorridas em uma bacia ou nos componentes dos sistemas de manejo, analisando o comportamento do escoamento da água e considerando-o variável no tempo e espaço. Para isso, baseiam-se nas dinâmicas específicas dos ciclos hidrológicos, com parâmetros estimados previamente, de cada localidade e nos comportamentos hidráulicos impostos por canais de superfície livre ou fechados e, no caso de modelos hidrodinâmicos, conforme regem as Equações de Saint-Venant.

Existem vários modelos disponíveis para uso com essas aplicações, como o HEC-HMS, SisBaHiA, SWAT e SWMM, sendo o último o mais adotado para análise de redes de manejo de águas pluviais urbanas pelas boas adequações a bacias urbanas e capacidade integrada de cálculo em redes de condutos livres, como é o caso das redes de drenagem urbana. Tais modelos são ferramentas úteis para o planejamento urbano, assim como para a análise de susceptibilidade a alagamentos, inundações e verificações da eficiência de sistemas de manejo propostos.

Neste item serão descritas a conceituação e as capacidades de aplicação do modelo adotado.

3.3.1 Modelo SWMM

O *Storm Water Management Model* – SWMM é um modelo desenvolvido pela Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (U.S. EPA) para auxílio em análises integradas de projetos e planejamento tanto de sistemas de manejo de águas pluviais, como de sistemas coletores de águas residuárias urbanas. Utilizando modelos dinâmicos, algoritmos que processam as variáveis no tempo e espaço, é capaz de simular processos hidrológicos como precipitações variáveis no tempo, infiltração, interceptação, fluxos superficiais por reservatórios não lineares e captação e retenção de escoamentos em vários dispositivos de baixo impacto (LID) (ROSSMAN, 2010).

Acoplado às análises hidrológicas, estão as análises hidráulicas, sendo adequado para simular redes de condutos pressurizados ou de superfície livre, unidades de armazenamento e tratamento e dispositivos de controle de vazão, como orifícios, vertedores, bombas e divisores de fluxo. Além destas capacidades, utiliza algoritmos capazes de simular diferentes

regimes de fluxo, como remanso, entrada em carga, fluxo reverso e alagamentos (ROSMANN, 2010). Assim, a aplicação do modelo em sistemas de manejo de águas pluviais mostra-se adequada por necessitar destas capacidades para avaliar seu comportamento diante de eventos extremos.

Para a representação do comportamento dos sistemas de drenagem, o *software* é organizado em módulos com os fluxos de água e matéria separados pelos tipos de interação hidráulica ou hidrológica existentes em um sistema real, e que se conectam de acordo com os dados de entrada ou necessidade de cada simulação como demonstrado na Figura 11. Cada módulo possui objetos específicos para representar as variáveis incidentes e utilizam as leis de conservação de massa, energia e quantidade de movimento em sua concepção.

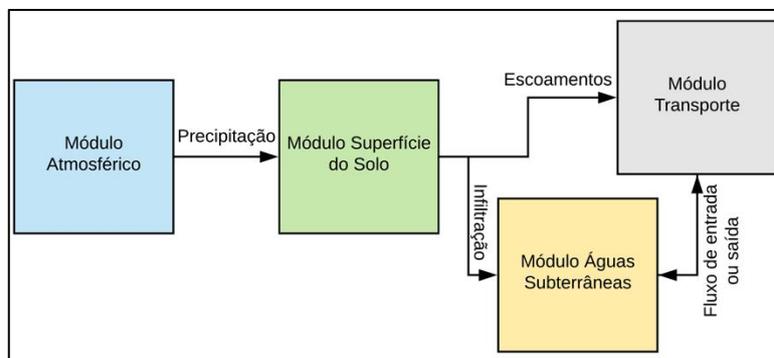


Figura 10. Fluxograma conceitual dos módulos do SWMM.

O módulo Atmosférico utiliza informações de precipitação, por meio do objeto Pluviômetro, como intensidade, volume ou volume acumulado, em séries temporais, sendo definido também o intervalo dos dados pelo usuário. As informações são transmitidas ao módulo Superfície do Solo pelos objetos Sub-bacia, nos quais os escoamentos são direcionados para um único ponto de saída após serem processados pelos cálculos de infiltração, sendo definidos pelo usuário de acordo com o método de cálculo requerido, como o modelo de Horton, Green-Ampt ou Curva Número do SCS, disponíveis no SWMM (ROSMANN, 2010)..

Os volumes não infiltrados são computados no módulo Superfície do Solo conforme o conceito apresentado na Figura 12. Neste, considera-se que as sub-bacias são reservatórios não lineares nos quais as águas geradas por chuvas ou recebidas de outras sub-bacias são armazenadas até a capacidade das suas depressões, que representam os volumes alagados, encharcados ou interceptados, com profundidade máxima d_p e sujeitos à evaporação. O

escoamento Q , calculado pela equação de Manning, só ocorre quando essa capacidade máxima é excedida ao se atingir uma lâmina d'água d , sendo esta lâmina recalculada continuamente a partir do balanço hídrico na sub-bacia (ROSMANN, 2010).

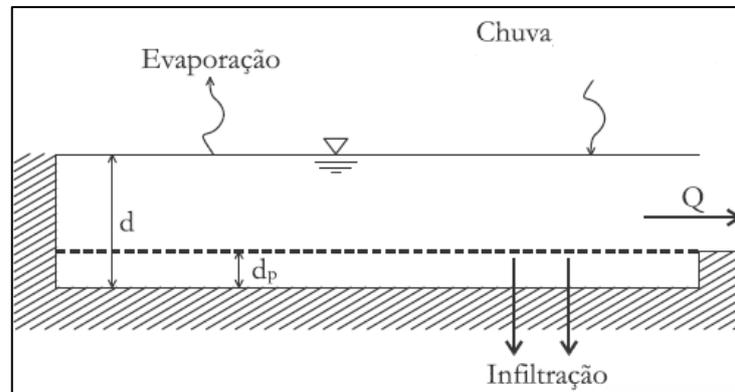


Figura 11. Visão conceitual do fenômeno do escoamento em SWMM. Fonte: Adaptado de ROSMANN, 2010.

O módulo Transporte utiliza três opções de cálculo para o transporte de água em condutos, baseando-se nas equações de conservação de massa e quantidade de movimento, sendo estes o modelo de Fluxo em Regime Uniforme, da Onda Cinemática e da Onda Dinâmica, proveniente da solução das equações de Saint-Venant. Contudo, somente este último possui precisão suficiente e capacidade de cálculo para considerar o armazenamento e as perdas nos condutos, os ressaltos hidráulicos, os remansos e o fluxo pressurizado (ROSMANN, 2010).

Conseqüentemente, o modelo da Onda Dinâmica consegue computar alagamentos a montante dos trechos onde a capacidade máxima de transporte de vazão é excedida, seja em canais abertos ou fechados, apontando a formação de inundações em vias superficiais e redirecionando os escoamentos para outras entradas dos sistemas de drenagem ou depressões do terreno a jusante ou a montante, dependendo da abrangência da área inundada (ROSMANN, 2010).

3.3.2 PCSWMM

O PCSWMM é um modelo semi-distribuído baseado nos algoritmos de cálculo e propagação do modelo SWMM em 1D para simulação 2D dos fluxos não permanentes, integrando dados de geoprocessamento à modelagem tradicional em 1 dimensão (ABDELRAHMAN; EL MOUSTAFA; ELFAWY, 2018). Dessa maneira, é possível

simular e visualizar a extensão e profundidades das inundações em áreas urbanizadas de forma precisa (LEANDRO *et al.*, 2009).

Em um estudo realizado em AlAla'alyah, Arábia Saudita, para simular vazões superficiais com período de recorrência de 10 e 100 anos, foi demonstrado que as análises feitas pelo PCSWMM apresentam alta precisão para o uso em projetos de manejo de águas pluviais, tanto nas considerações acerca da microdrenagem quanto da macrodrenagem. Os resultados mostraram que o modelo permite uma melhor compreensão do sistema de manejo, especialmente sob condições extremas, como as simuladas, ao prover uma visualização dos caminhos tomados pelas águas pluviais e as inundações. Esse tipo de visualização permite a proposição de medidas otimizadas pelos projetistas na abordagem destes problemas (ABDELRAHMAN; EL MOUSTAFA; ELFAWY, 2018).

Em um estudo na cidade de Joinville, Santa Catarina - Brasil, foram analisados os impactos da utilização de dispositivos LID pela modelagem com o PCSWMM. Foram simulados 7 cenários utilizando trincheiras de infiltração, jardins de chuva e bacias de retenção em usos combinados descentralizados e centralizados. Os resultados demonstraram que o uso descentralizado de dispositivos LID combinados com as bacias de retenção apresentam os melhores resultados no amortecimento das vazões, sendo adequado para o uso na cidade devido à ocorrência frequente de inundações e grandes intensidades pluviométricas. Também foi apontado que a performance do sistema varia de acordo com a intensidade e o padrão das chuvas (GONCALVES *et al.*, 2018).

No Distrito Federal, alguns trabalhos estão sendo desenvolvidos também com a utilização do PCSWMM para análise de sistemas de manejo de águas pluviais. Em uma análise da drenagem urbana no Riacho Fundo, região administrativa do DF, foram simulados 3 cenários, o primeiro considerando a situação atual da drenagem à época do estudo, o segundo implantando uma bacia de retenção próxima ao exutório e o terceiro inserindo 2 pequenas bacias ao longo da área e uma intermediária próxima ao exutório. O estudo apontou diversos pontos de inundação e falhas no cenário atual e demonstrou a capacidade de atingir a vazão de pré-desenvolvimento em ambos os cenários com implantação de bacias de retenção, apesar do modelo não ter sido calibrado (SILVA; COSTA; KOIDE, 2017).

3.3.3 Calibração de modelos hidrológicos

A utilização de modelos confiáveis para a previsão de escoamentos superficiais é essencial para subsidiar a concepção e dimensionamento de sistema de manejo de águas

pluviais seguros. Visando à diminuição dos erros de análise e a utilização prática dos resultados das simulações hidrológicas, a calibração dos modelos é uma etapa importante para a avaliação da abordagem e dos atributos utilizados na sua construção.

Com o objetivo de fornecer um método estatístico confiável para analisar a discrepância entre os dados obtidos por simulação e os observados, Nash e Sutcliffe (1970) propuseram uma comparação empírica entre os resultados esperados e os ocorridos a partir do método do coeficiente de determinação.

O coeficiente de Nash-Sutcliffe (NSE) determina a magnitude relativa da variância residual entre os dados comparados em uma escala de 0 a 1, na qual 0 significa valores completamente descorrelacionados, enquanto 1 apresenta um alinhamento perfeito a uma curva com coeficiente angular também igual a 1, entre os dados plotados em cada eixo.

Para sua utilização, van Liew (2007), propôs uma faixa de confiabilidade dos valores de NSE obtidos da análise de erro. Para valores de NSE iguais a 1, o modelo é considerado perfeito; $NSE > 0,75$, o modelo é bom e adequado; $0,36 < NSE < 0,75$, o modelo é considerado satisfatório; e para $NSE < 0,36$, o modelo é considerado insatisfatório.

No entanto, McCuen et al. (2007) ressalva que o uso desse coeficiente deve ser acompanhado de outras análises como tamanho da amostra, identificação de pontos muito discrepantes, vieses temporais e de magnitude para que seja um coeficiente relevante e confiável para basear a avaliação dos modelos.

4. METODOLOGIA

Para uma melhor compreensão das etapas, a metodologia será descrita pela sucessão de três macroetapas: a Modelagem Inicial, na qual será realizada a construção do modelo a partir da caracterização fisiográfica, uso de dados espaciais e hidrológicos pré-determinados para a área do projeto e a construção do modelo; Avaliação do modelo, na qual serão utilizados dados reais de vazão e precipitação para uma nova atribuição de valores mais próximos à realidade; Por fim, as Simulações por evento e a avaliação dos resultados.

A Figura 12 ilustra a sucessão das macroetapas e suas respectivas etapas de execução.

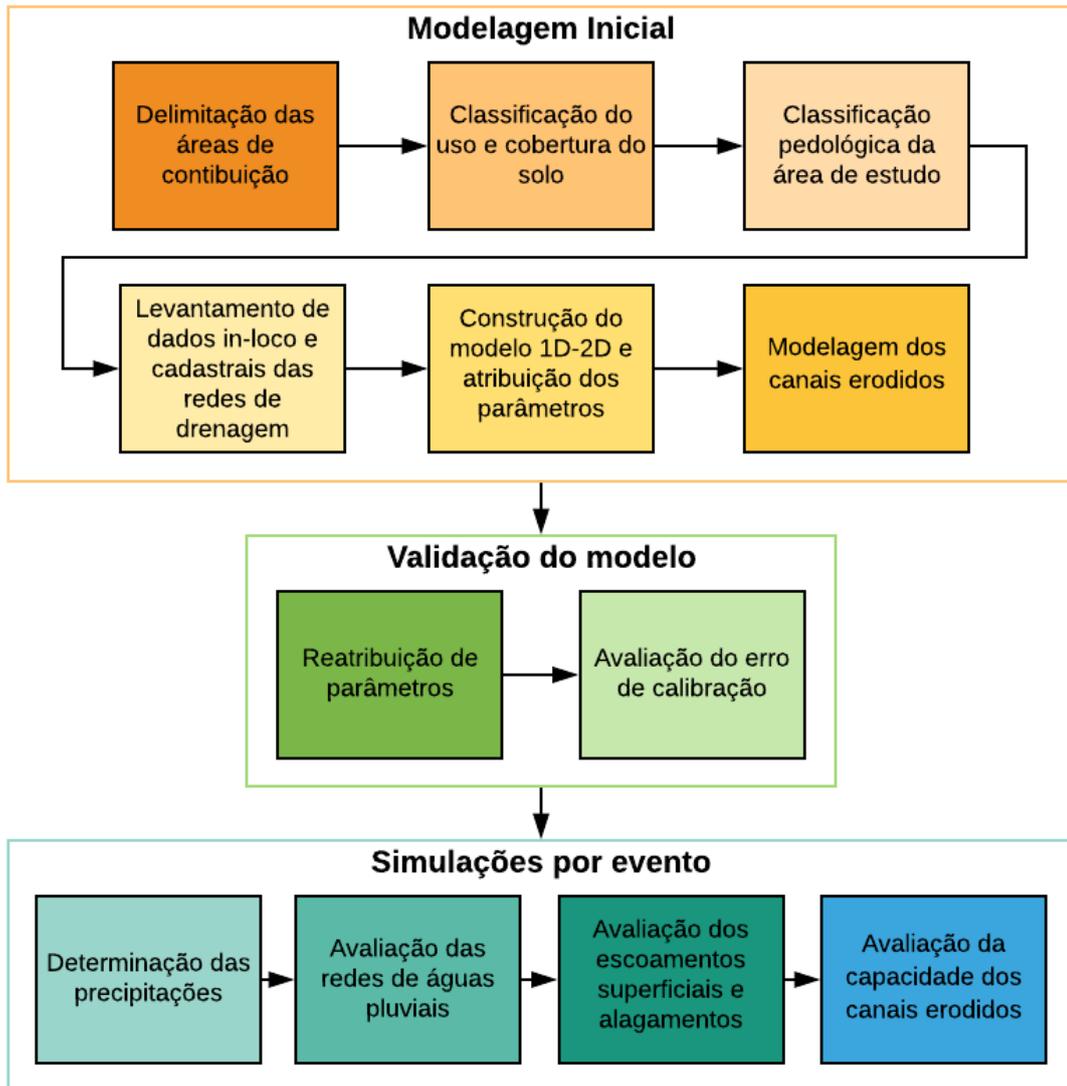


Figura 12. Fluxograma da metodologia.

4.1 Caracterização fisiográfica

A área de estudo compreende toda a área de contribuição da rede de águas pluviais, denominada Faixa 6/7, localizada na região entre o Autódromo de Brasília e a Universidade de Brasília, bairro Asa Norte, Brasília – DF. No interior da área, especificamente nas dependências da UnB, encontram-se áreas nas quais ocorreram notórios alagamentos ao longo da última década. As localidades da FT, ICC, BCE e Reitoria são alguns dos edifícios com maiores danos aos prédios e aos equipamentos e arquivos abrigados neles. As figuras abaixo ilustram alguns dos danos causados em 2011 (Perdas na UnB..., 2011) e 2019 (UnB:..., 2019) pelas fortes chuvas.



Figura 13. Danos causados pela Inundação na Unb em 2011. Fontes: UnB Agência, 2011; Correio Braziliense Holofote, 2019.



Figura 14. Inundação na Unb em 2019. Fontes: G1 DF, 2019.

Também na localidade da UnB, uma galeria de águas pluviais que deságua em local inapropriado e atravessa o campus vem causando erosões ao solo do local, devido ao encaminhamento das vazões por um canal irregular, como ilustra a Figura 15. Esse trecho recebe, além do escoamento drenado a montante, esgotos sanitários (Figura 16).



Figura 15. Voçoroca com vazão de esgoto em canal natural e bueiro com tubulação de esgoto na UnB.

A erosão ultrapassa 2 m de profundidade em alguns lugares, indicando a passagem de grandes vazões e transporte de sedimentos a jusante.

A localização das quadras, edifícios e pontos de lançamentos utilizados como referência neste estudo estão representadas na Figura 16.



Figura 16. Mapa de localização da área de estudo e pontos de referência do projeto.

Para verificar a frequência desses eventos, quantificar os escoamentos superficiais e analisar capacidade drenante das redes e dos canais erodidos, foi necessário delimitar toda a área que pode influenciar a contribuição de águas pluviais para modelá-la corretamente.

4.1.1 Delimitação das áreas de contribuição

A delimitação da bacia e das áreas de contribuição do projeto foi realizada em duas etapas. Na primeira foram delimitadas todas as áreas que, pela conformação topográfica, concentravam os escoamentos superficiais. Para essa análise, foram utilizados dados altimétricos coletados por levantamento aerofotogramétrico realizados para a TERRACAP com sobrevoo de baixa altitude, com utilização de sensores laser LiDAR, os quais foram compilados em um Modelo Digital de Terreno (MDT) com resolução de 0,5m, fornecido pelo PTARH-UnB, e posteriormente tratados no *software* PCSWMM.

A partir deste resultado, foram sobrepostas todas as redes de águas pluviais existentes em cadastro para verificar se a área delimitada contribuía inteiramente para os trechos de

rede estão sendo estudados. Como mostra a Figura 17, algumas regiões da bacia contribuem para redes paralelas aos trechos analisados, denominada Faixa 8/9, enquanto algumas áreas não pertencentes à conformação topográfica têm suas vazões coletadas pela rede da Faixa 6/7.

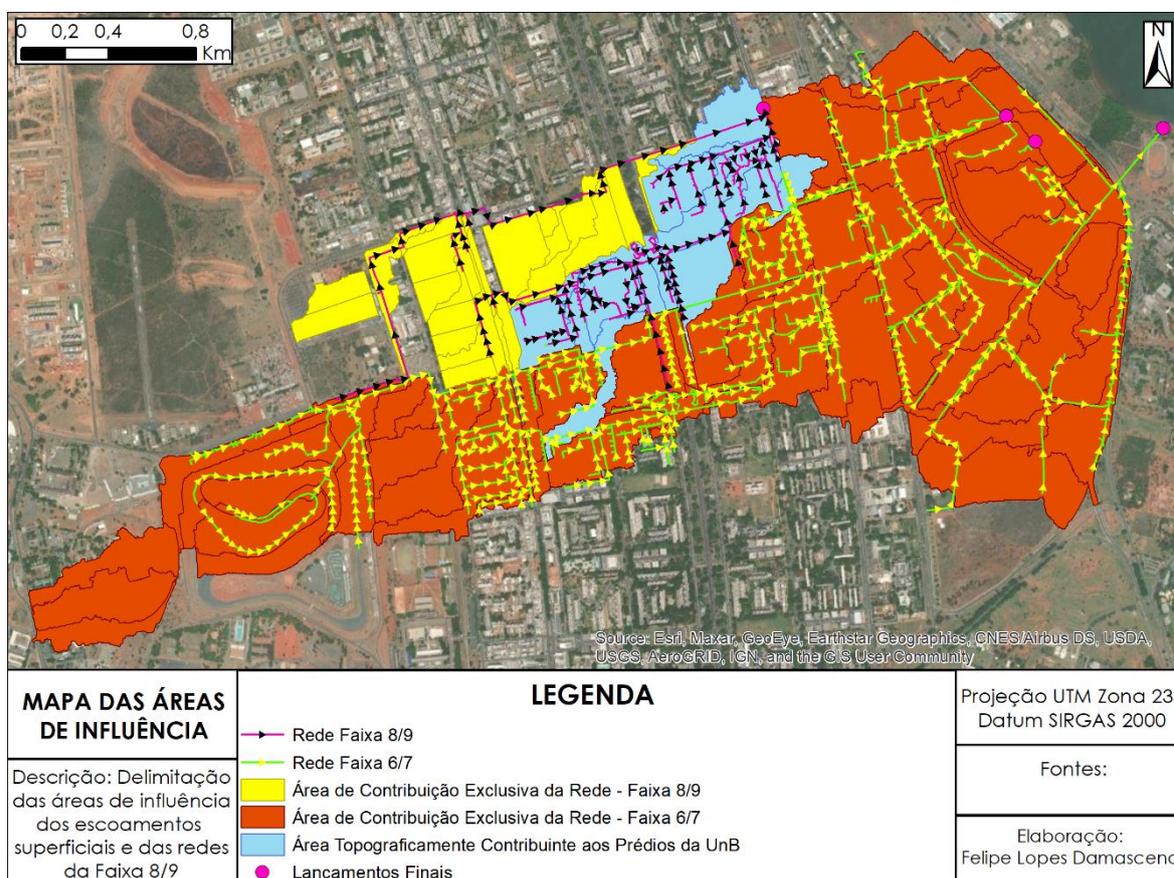


Figura 17. Mapa das áreas de influência das redes.

Considerando a influência dessas áreas na vazão que efetivamente flui superficialmente e pelas redes estudadas, foi gerada uma nova área de contribuição delimitada a partir da exclusão das regiões não contribuintes à rede estudada e a adição daquelas não consideradas anteriormente, e que pertencem a outras bacias.

Também foi considerado que somente a área diretamente contribuinte à Faixa 6/7, seja ela afluente à rede ou sua conformação topográfica, deveria ser incluída na simulação 1D-2D. Assim, a área que contribui exclusivamente para a Faixa 8/9 foi incluída pela computada somente pela simulação 1D.

Dessa maneira, foi possível associar corretamente os dados pluviométricos à sua área correspondente, da simulação 1D-2D, e calibrá-la, conforme será descrito posteriormente. A área da simulação 1D, portanto, não teve seus atributos calibrados, servindo como uma

estimativa que induz sobrecargas de vazões na Faixa 8/9 e verificar se a área em azul da Figura 18 realmente contribui para os alagamentos na UnB.

A hipótese inicial da Faixa 8/9 como indutora parcial dos alagamentos é justificada por dois fatos: ela compõe parte de outra rede a qual apresenta também diversos pontos de alagamento, indicando a insuficiência da sua capacidade drenante; de acordo com arquivos da NOVACAP, os trechos finais da Faixa 8/9, localizados na área azul mencionada acima, apresentam alguns pontos de inundação de PVs e BLs.

A figura abaixo ilustra a delimitação final das áreas de contribuição para a simulação 1D e 1D-2D.

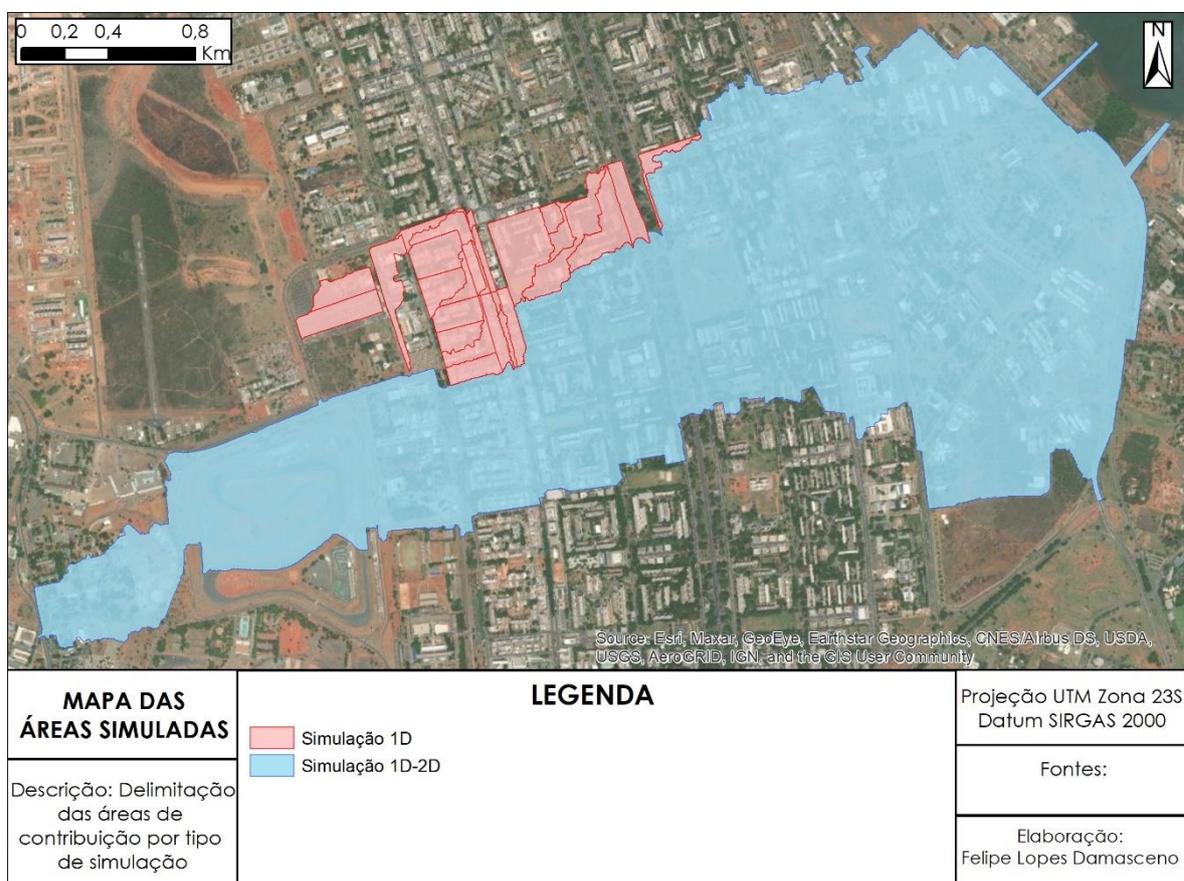


Figura 18. Mapas das áreas de contribuição por tipo de simulação.

4.1.2 Classificação de uso e cobertura do solo

Visando a atribuição dos parâmetros hidráulicos e hidrológicos corretos para as simulações do modelo, foi necessário utilizar uma classificação inicial do uso e cobertura da área e associá-la a atributos pré-determinados e descritos na literatura citada neste estudo.

Para isso, foi utilizada uma classificação disponibilizada pelo Geoportal – SEDUH, baseada nas imagens do satélite Sentinel, obtidas em 2019. As classes de segmentação, após fusão de algumas classes, foram Área Construída, Vias, Edificações, Formação Campestre, Formação Savânica, Formação Florestal, Solo Exposto, e Água.

Após o recorte das áreas simuladas dentro das áreas classificadas, obteve-se o resultado, ilustrado na Figura 19.

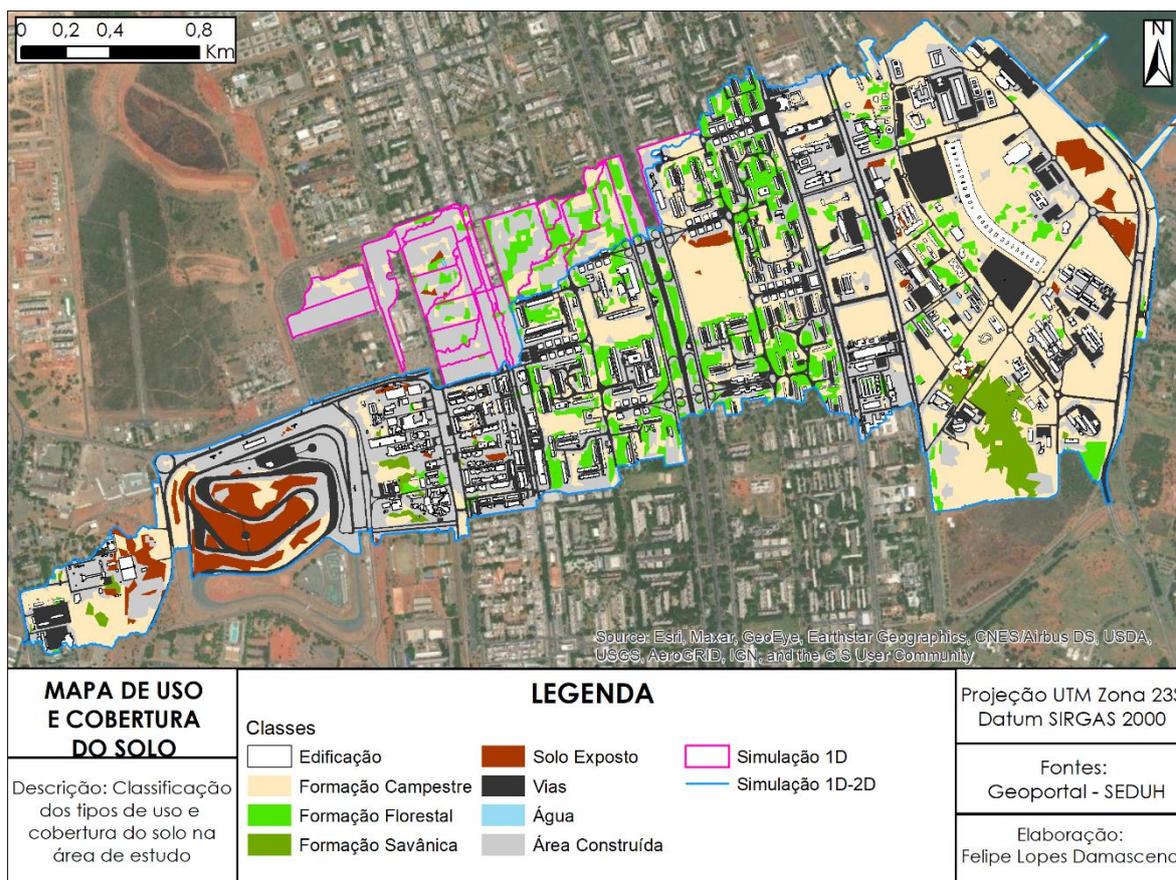


Figura 19. Mapa de uso e cobertura do solo.

4.1.3 Classificação pedológica da bacia de contribuição

Para atribuição dos parâmetros hidrológicos do solo das áreas de contribuição, foi utilizado um arquivo disponibilizado pela SEDUH na plataforma GEOPORTAL, gerado a partir de um levantamento geral dos tipos de solo do Distrito Federal realizado pela EMPBRAPA em 1978, com suas respectivas classificações em grupos hidrológicos para determinação dos valores de CN.

Foi identificado que o tipo de solo predominante da região estudada é do Tipo A, com presença majoritária de latossolo vermelho, como mostra a Figura 20.

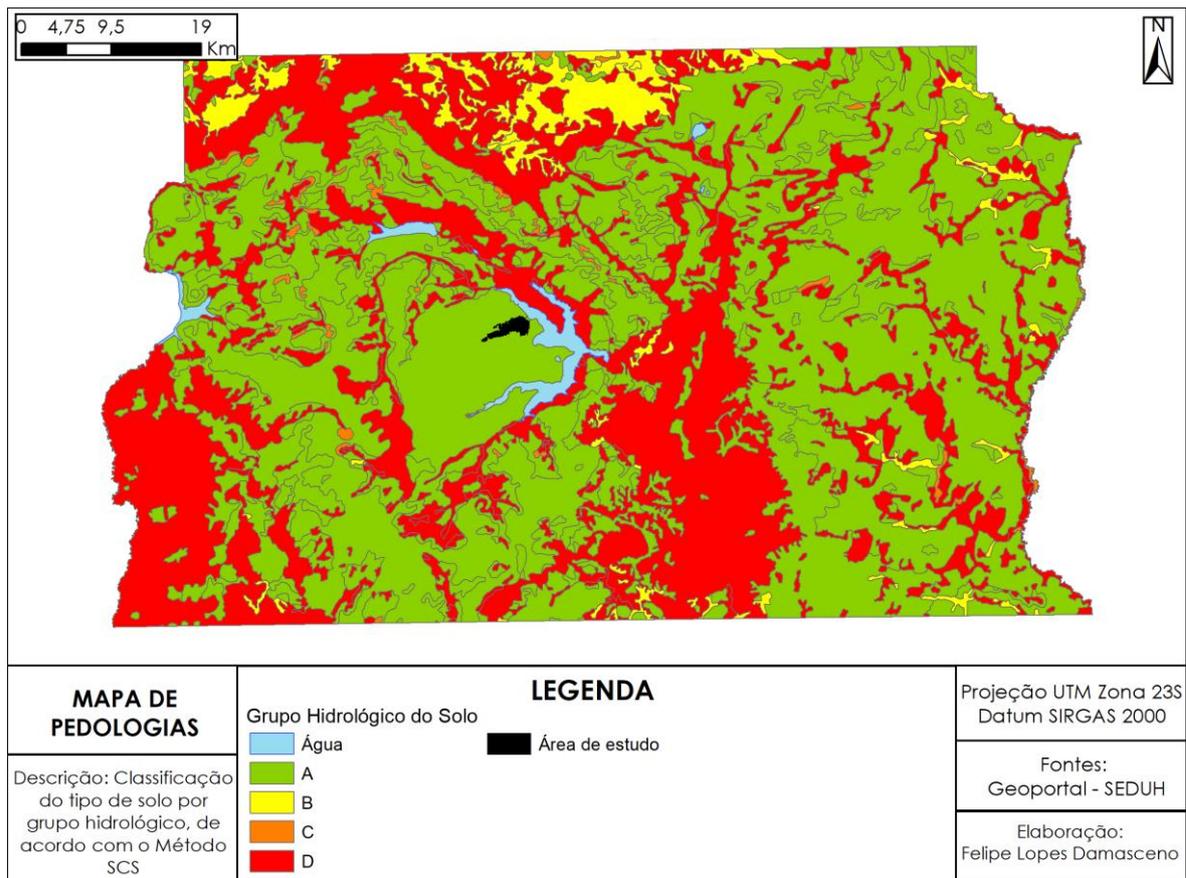


Figura 20. Mapa de pedologias.

4.2 Cadastro e levantamento das redes de drenagem

Para a modelagem das redes, foram utilizados dados fornecidos em cadastros, disponibilizados pela NOVACAP e na base de dados criada pelo Departamento de Geografia da UnB. No entanto, não foram identificadas informações sobre cotas, dimensões e trechos de coletores e galerias em diversas partes da bacia.

Assim, foram levantados em campo, com o apoio da NOVACAP, os dados sobre as condições existentes das redes, sendo medidas as profundidades, diâmetros, ligações e caminhamentos de diversas bocas de lobo, poços de visita, ramais, coletores e galerias. O resultado consolidado dos levantamentos e do cadastro estão representados na Figura 21.

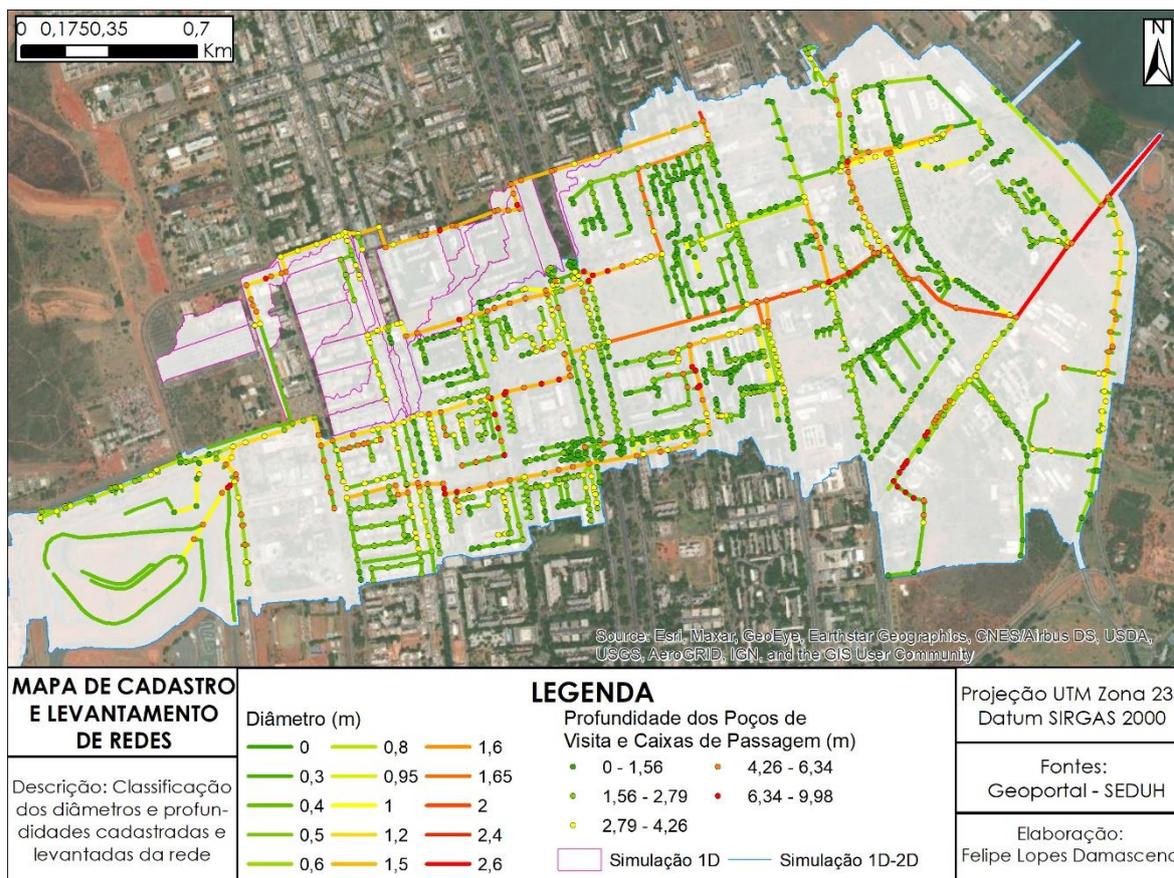


Figura 21. Mapa de cadastro e levantamento das redes.

4.3 Construção do modelo 1D-2D e atribuição dos parâmetros hidráulicos e hidrológicos do terreno

Para a configuração do modelo 1D-2D, é necessário atribuir as características do terreno em relação às interfaces de cálculo hidrológico (*subcatchments*) e propagação de escoamento superficial (*2D nodes, cells, junctions, conduits, outfalls*) de acordo com suas respectivas classes de cobertura.

Para a construção da malha de nós, condutos e células, foram consideradas células com tamanho máximo padrão de 10m em formato hexagonal, sendo assim definida a resolução do modelo a este valor. Devido ao tamanho da área da simulação 1D-2D, 630 ha, e a restrição recomendada pelo PCSWMM de 80000 *2D nodes*, esta resolução foi a menor possível para o modelo.

Os *subcatchments* foram discretizados a partir da geração dos *2D Cells*, para que sua distribuição representasse de forma quase exata a classificação de uso e cobertura do solo, seguindo toda a variação espacial identificada. Cada *subcatchment* possuiu um *2D Cell*, o

qual trabalha como exutório dos escoamentos superficiais. Assim, as interações hidrológicas podem ser simuladas em tempo real ao não sofrerem distorções das passagens dos escoamentos de um *subcatchment* a outro.

Para os *subcatchments* a Tabela 3 indica os valores utilizados na atribuição inicial dos parâmetros hidrológicos, baseados em ROSSMAN (2010).

Tabela 3. Valores padrão associados aos *subcatchments*.

| Classe de Cobertura | CN | N de Manning para fração permeável | N de Manning para fração impermeável |
|---------------------|----|------------------------------------|--------------------------------------|
| Área Construída | 89 | 0,015 | 0,012 |
| Água | 0 | 0,015 | 0,012 |
| Formação Campestre | 49 | 0,24 | 0,012 |
| Formação Savânica | 45 | 0,35 | 0,012 |
| Formação Florestal | 25 | 0,4 | 0,012 |
| Solo Exposto | 72 | 0,03 | 0,012 |

Foram atribuídos também valores iniciais dos percentuais impermeáveis relativos à área dos *subcatchments* iguais a 0, para que pudessem ser calibrados.

Complementar à análise do terreno, foram estabelecidos os parâmetros hidráulicos das redes, obtidos dos cadastros e levantamentos em campo. Os dados foram inseridos nas interfaces da simulação 1D (*junctions, conduits, outfalls*).

Os atributos *junctions* e *conduits* informados ao modelo foram os diâmetros, geometria das seções dos condutos, cotas de fundo e de superfície dos PVs e bocas de lobo (BL), de acordo com os dados apresentados na Figura 21. A rugosidade de todos os condutos das redes foi considerada igual a 0,015, conforme indicado no Termo de Referência da NOVACAP (2019) para redes de concreto.

A modelagem das bocas de lobo foi feita utilizando *junctions* com 0,75 cm de profundidade, medida padrão utilizada pela NOVACAP, e localização indicada na base de dados fornecida pelo Departamento de Geografia da UnB. As BLs foram conectadas aos 2D

nodes por orifícios de fundo com coeficiente de descarga igual a 0,62 e gerados automaticamente pelo modelo. Os ramais conectando as BLs aos PVs também foram modelados utilizando os diâmetros fornecidos na base de dados e o coeficiente de rugosidade 0,015.

As sarjetas e meios-fios foram modeladas utilizando uma *Edge Layer*, na qual é informada ao modelo a delimitação das vias, na localização dos meios-fios, por meio de um *shapefile*. Com essa informação, o modelo divide todos os componentes de propagação dos escoamentos superficiais pertencentes aos *2D Cells* que estiverem sobrepostos à *Edge Layer*. Assim, a diferença de altura entre as ruas e calçadas, ou canteiros, pode ser captada pelos *junctions* e *conduits*, bem como a variação dos atributos hidrológicos das superfícies próximas.

Para os *outfalls*, foram utilizados dois tipos: Tipo *Free* para os lançamentos finais de rede, como os pontos de lançamento da Faixa 6/7; e Tipo Normal, para o ponto de lançamento da Faixa 8/9. O Tipo *Free* considera que a descarga no final do conduto é livre, não impondo nenhuma altura pré-determinada à lâmina no ponto de descarga. O Tipo Normal considera que a altura da lâmina no ponto de descarga é igual à altura normal do conduto livre em regime permanente.

A escolha desse tipo para o final da Faixa 8/9 se deve à continuação da rede além do ponto modelado. Assim, limita-se a vazão escoada pelo último trecho e faz com que a água nos trechos a montante comporte-se como em uma rede não interrompida. A situação dos trechos a jusante deste ponto não foi considerada e pode interferir no resultado dos condutos a montante. No entanto, não é interesse deste estudo simular as regiões a jusante da Faixa 8/9, tornando uma suposição razoável a não interferência destas nos condutos modelados.

4.4 Modelagem dos canais erodidos

Conforme apresentado na Figura 15, os canais erodidos na UnB possuem geometria irregular ao longo do seu comprimento, sendo predominantemente compostos por canais de terra. Visando a avaliação da sua capacidade de transporte das vazões de projeto e do risco que eles apresentam às áreas próximas, foi feita uma representação 1D no modelo.

Para capturar as diferenças das áreas das seções transversais ao longo dos canais, foram construídos transectos de 10m de comprimento espaçados em 5m dos próximos e capturados os perfis altimétricos, como mostra a figura abaixo.

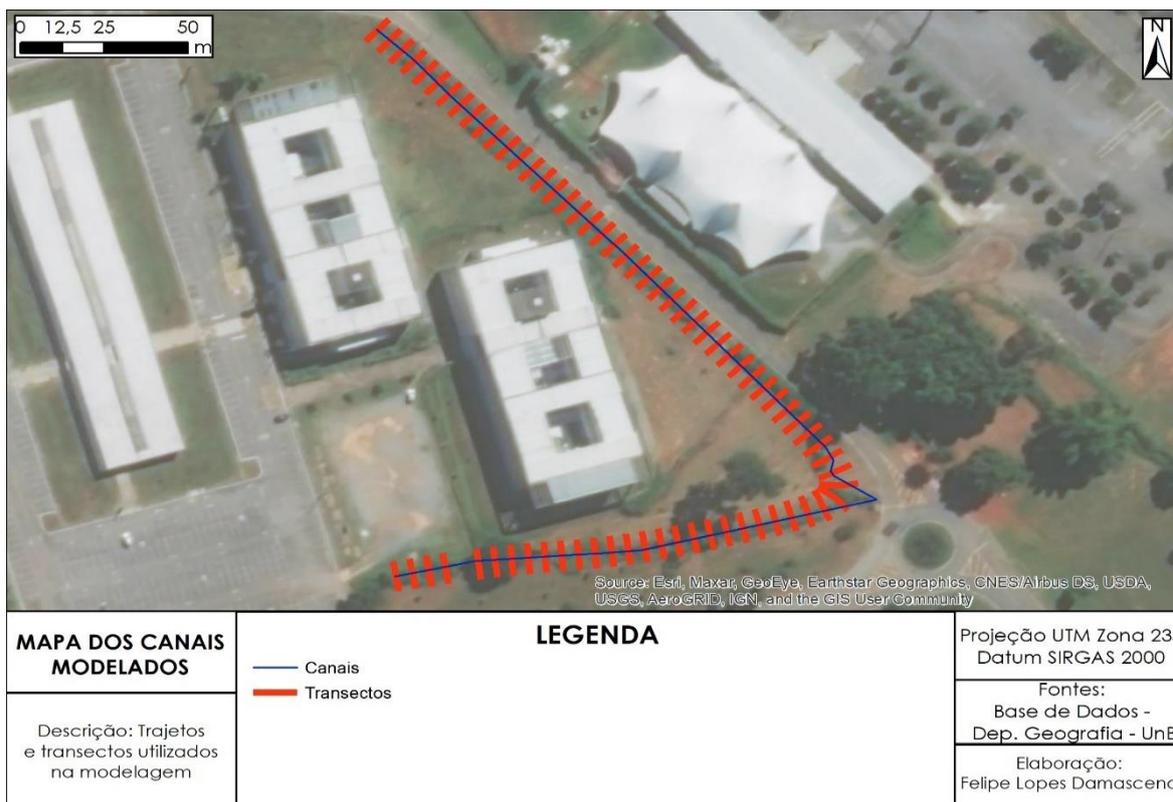


Figura 22. Mapas do trajeto dos canais e transectos utilizados para a modelagem.

Cada seção dos transectos foi associada a um conduto do tipo irregular, todos com N de Manning igual a 0,03, correspondente ao coeficiente para superfícies de solo exposto, conforme os valores tabelados.

4.5 Avaliação do modelo

Para avaliar o modelo, foi realizada uma calibração utilizando dados pluviométricos e medições das vazões no ponto de lançamento da galeria final da rede estudada, localizado no Centro Olímpico da UnB. Os dados utilizados foram obtidos por COSTA (2013). Os dados foram medidos no dia 19 de janeiro de 2013 por pluviômetros localizados na estação pluviométrica da CAESB, na superquadra 106 N, e no bloco SG-12 da UnB. A Figura 23 ilustra lâmina precipitada e a vazão observada ao longo do tempo em que ocorreu o evento.

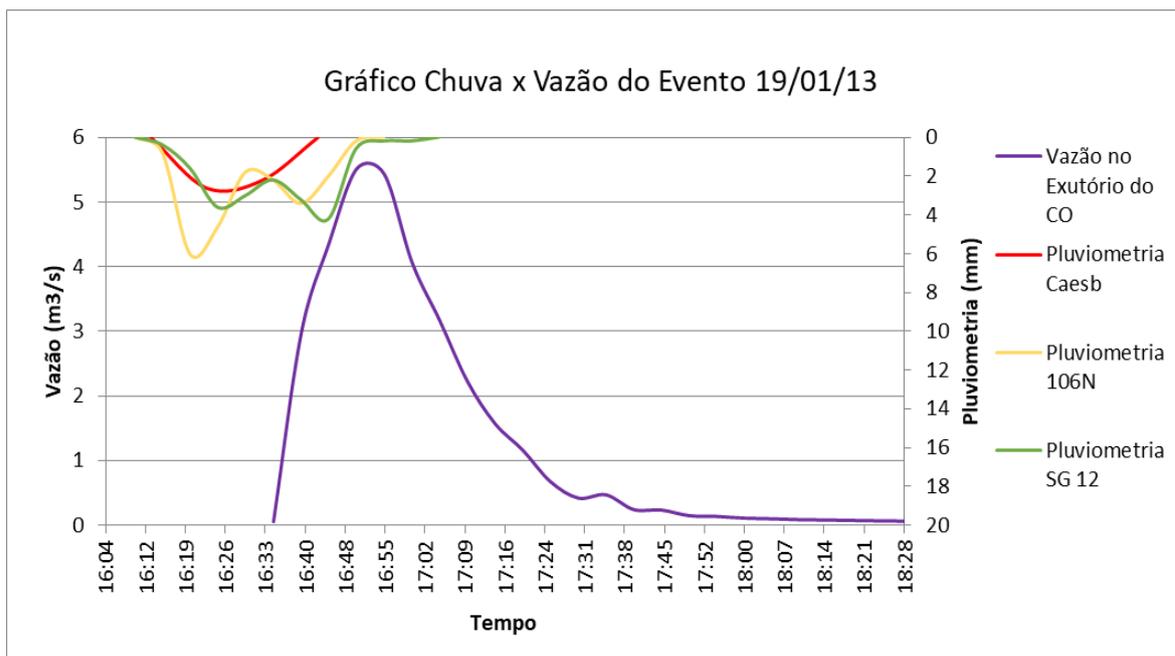


Figura 23. Gráfico Chuva x Vazão da precipitação ocorrida em 19/01/2013.

A atribuição dos dados pluviométricos às células do modelo SWMM foi feita delimitando as regiões de influência por faixas de mesma precipitação para representar de forma mais aproximada a distribuição espacial das pluviometrias observadas no momento da medição, e assim, aproximar a configuração do modelo à realidade. A regiões pluviométricas associadas às células hidrológicas está representada na Figura 24.

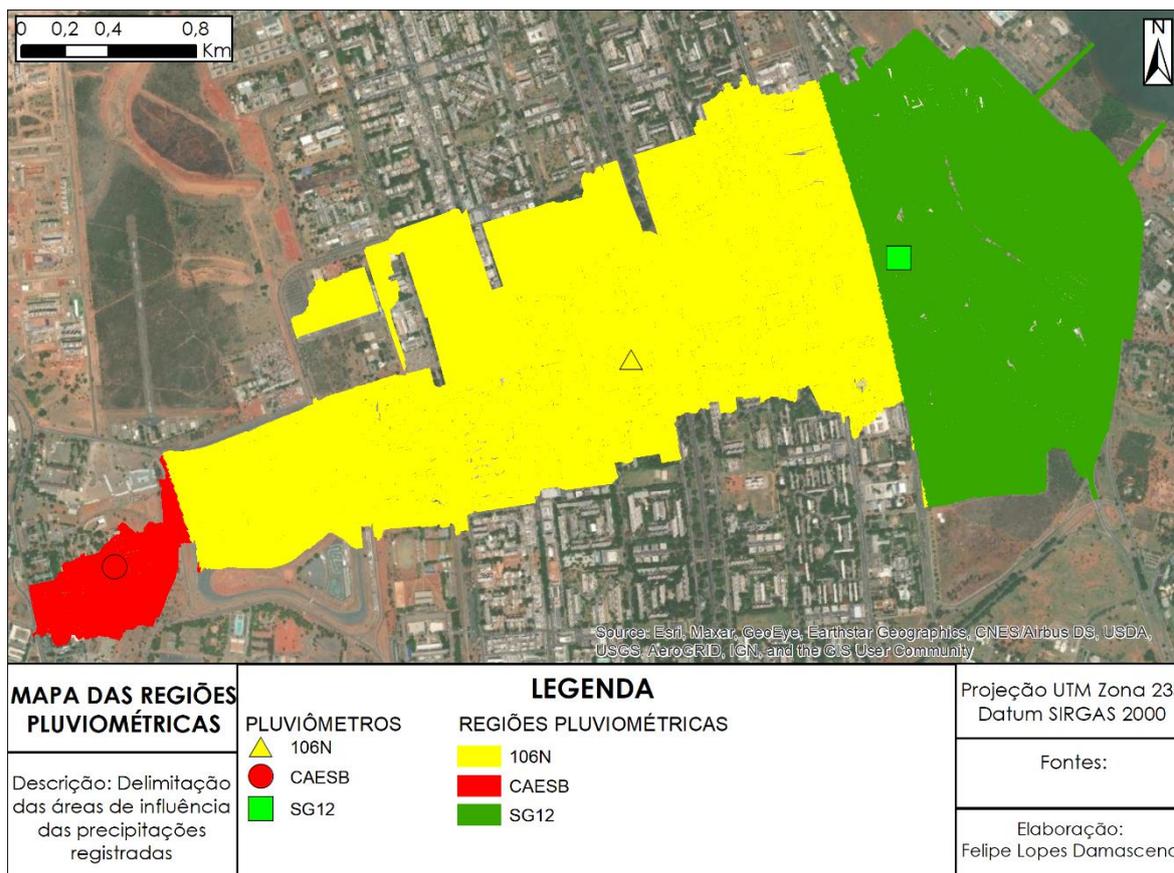


Figura 24. Mapa das regiões pluviométricas atribuídas ao modelo.

Após a simulação com os atributos pré-estabelecidos, foram necessárias alterações nos valores fornecidos aos *subcatchments* para que os resultados das vazões no ponto de lançamento da Faixa 6/7 no CO se aproximassem aos dados observados na Figura 23.

4.6 Simulações por evento

Para as simulações por evento, foram atribuídas precipitações homogêneas ao longo de toda a área do projeto. Os dados pluviométricos foram obtidos da curva I-D-F recomendada no Manual de Drenagem (ADASA, 2018), indicada na Equação 2, conforme é requerido pelo Termo de Referência (NOVACAP, 2018) para a verificação da capacidade de escoamento das redes existentes e sua adequação às exigências da NOVACAP. A Figura 20 apresenta as precipitações que foram associadas ao modelo para a simulação de 2, 10 e 25 anos com duração de 24h, organizado pelo método dos blocos alternados.

$$i = \frac{1574,7 \times T^{0,207}}{(\tau d + 11)^{0,884}} \quad (\text{Equação 2})$$

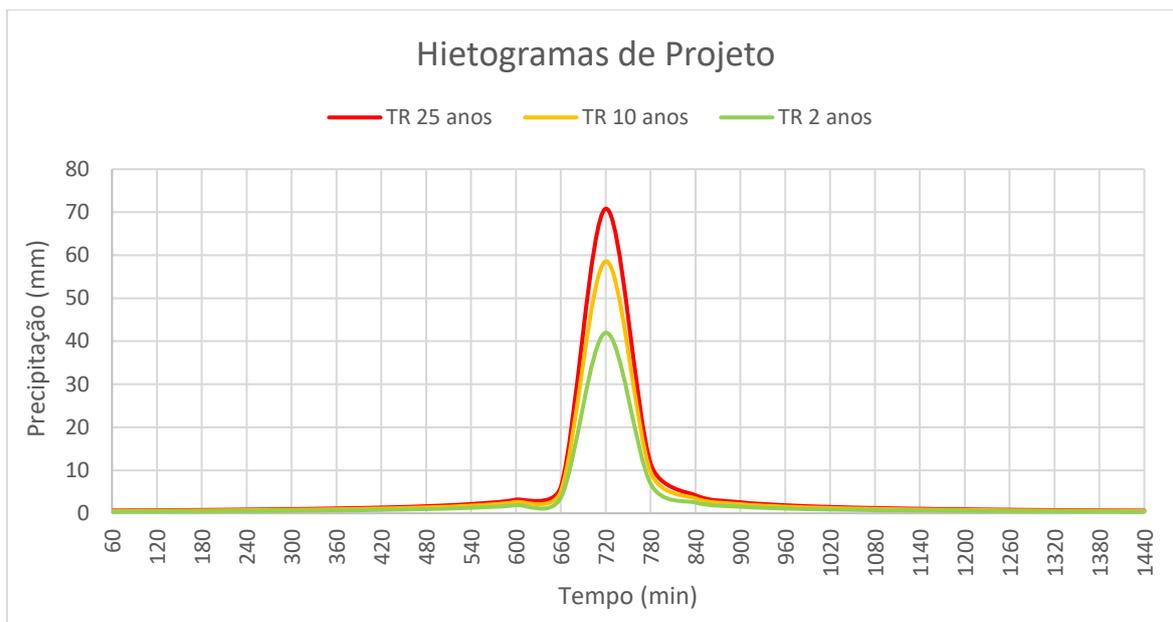


Figura 25. Hietogramas de 2, 10 e 25 anos e 24 horas de duração.

O hietograma com tempo de retorno de 2 anos tem o objetivo de avaliar a ocorrência de alagamentos em eventos relativamente frequentes e fornecer dados sobre a vazão nas redes com a finalidade de controle do *first flush*. A simulação com tempo de retorno de 10 anos objetiva avaliar a capacidade de transporte das redes de acordo com os critérios de apresentação de projetos da NOVACAP e avaliar a ocorrência de alagamentos seguindo os mesmos critérios. Por fim, o hietograma com tempo de retorno de 25 anos, foram utilizados para avaliar as vazões de segurança das medidas compensatórias, em especial o dimensionamento dos vertedores a serem implantados como dispositivos de segurança e de encaminhamento de vazões, assim como o dimensionamento da rede de saída das bacias de detenção, as quais devem suportar tais vazões.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados serão analisados em 4 partes: Análise das redes e estruturas inundadas nas simulações; análise da capacidade de transporte dos canais erodidos na UnB; análise das profundidades das lâminas superficiais e alagamentos; e análise dos fluxos preferenciais dos escoamentos superficiais.

5.1 Calibração do modelo

Após a alteração dos valores dos atributos hidrológicos e hidráulicos do terreno e das redes, obtiveram-se os resultados abaixo.

Para os condutos das redes, o coeficiente de rugosidade de Manning foi calibrado com valor resultante em 0,012.

A Figura 26, Figura 27 e Figura 28 representam a distribuição espacial dos valores calibrados de CN, impermeabilidade e N de Manning para a fração permeável atribuídos ao modelo.

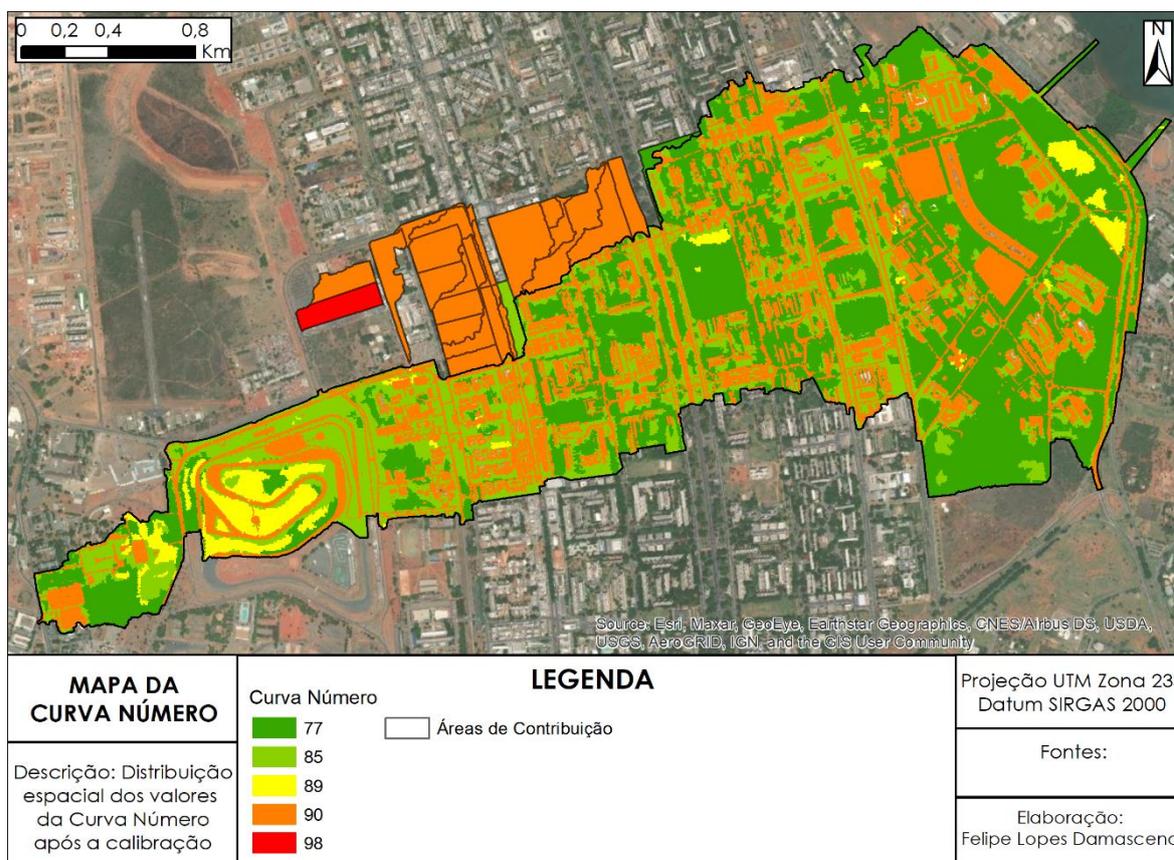


Figura 26. Mapa dos valores calibrados da Curva Número.

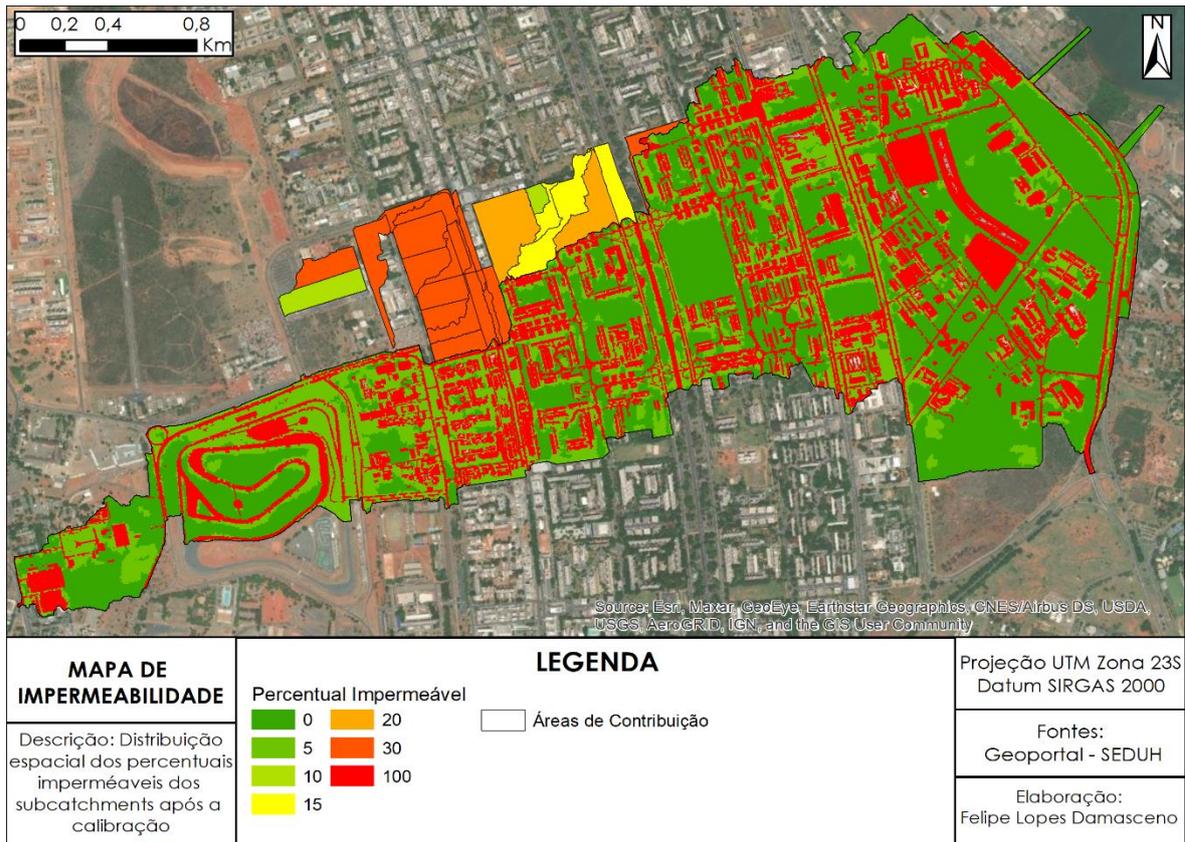


Figura 27. Mapa dos percentuais impermeáveis calibrados.

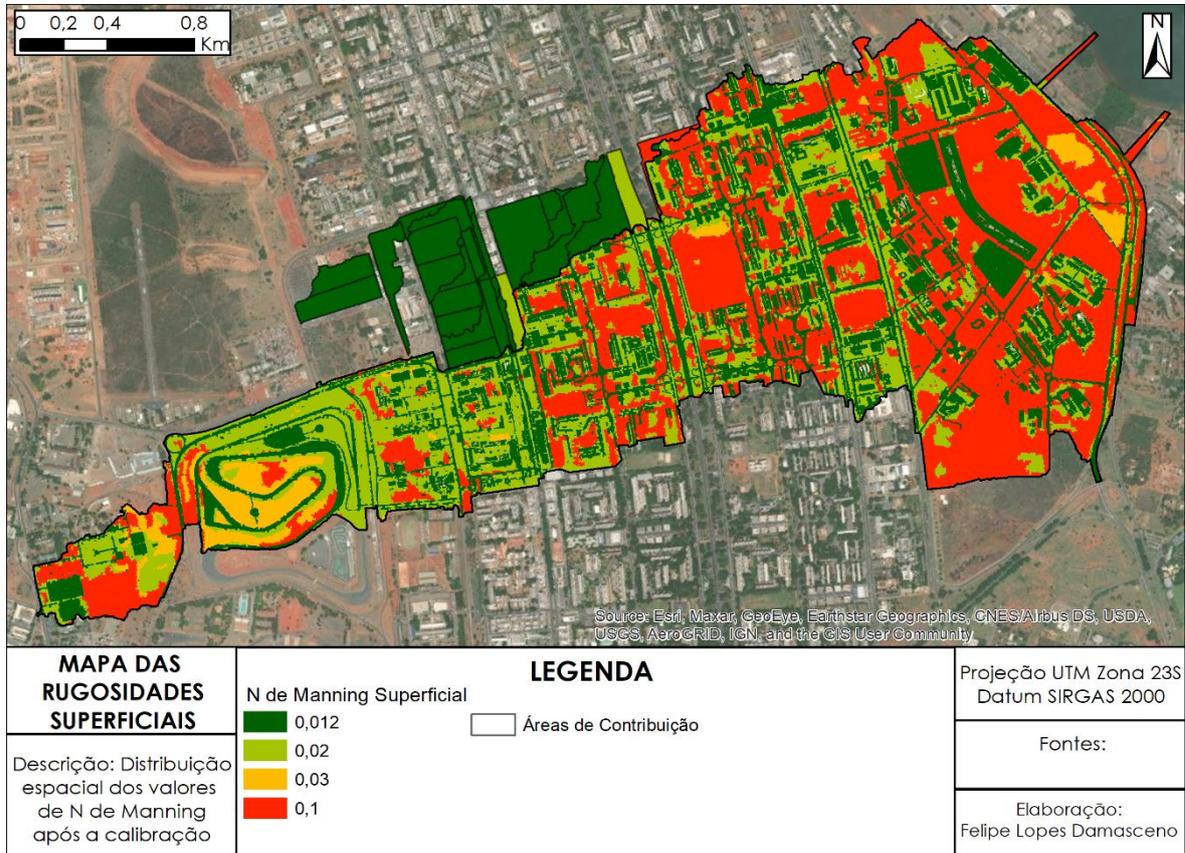


Figura 28. Mapa dos valores de N de Manning superficiais calibrados.

Os valores apresentados nas imagens acima geraram os seguintes resultados de vazões no ponto de lançamento final da Faixa 6/7 após a simulação, ilustrados na Figura 29. Na imagem também é possível comparar visualmente a aproximação dos resultados.

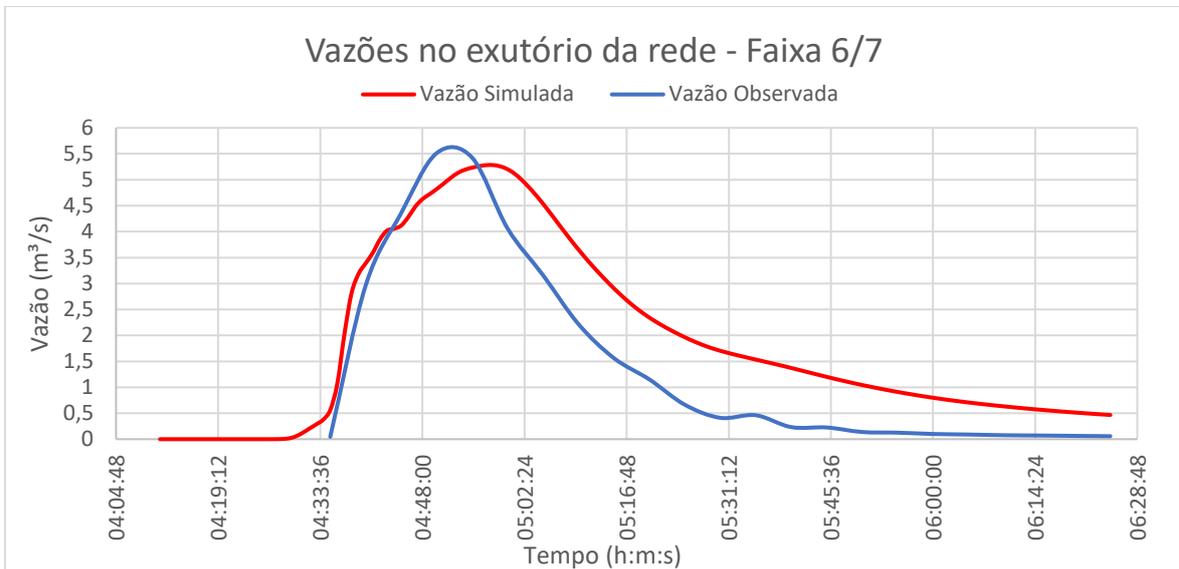


Figura 29. Gráfico comparativo entre as vazões simuladas e observadas no exutório da Faixa 6/7.

Os resultados das funções de erro entre os dados simulados e os dados observados são descritas na figura abaixo.

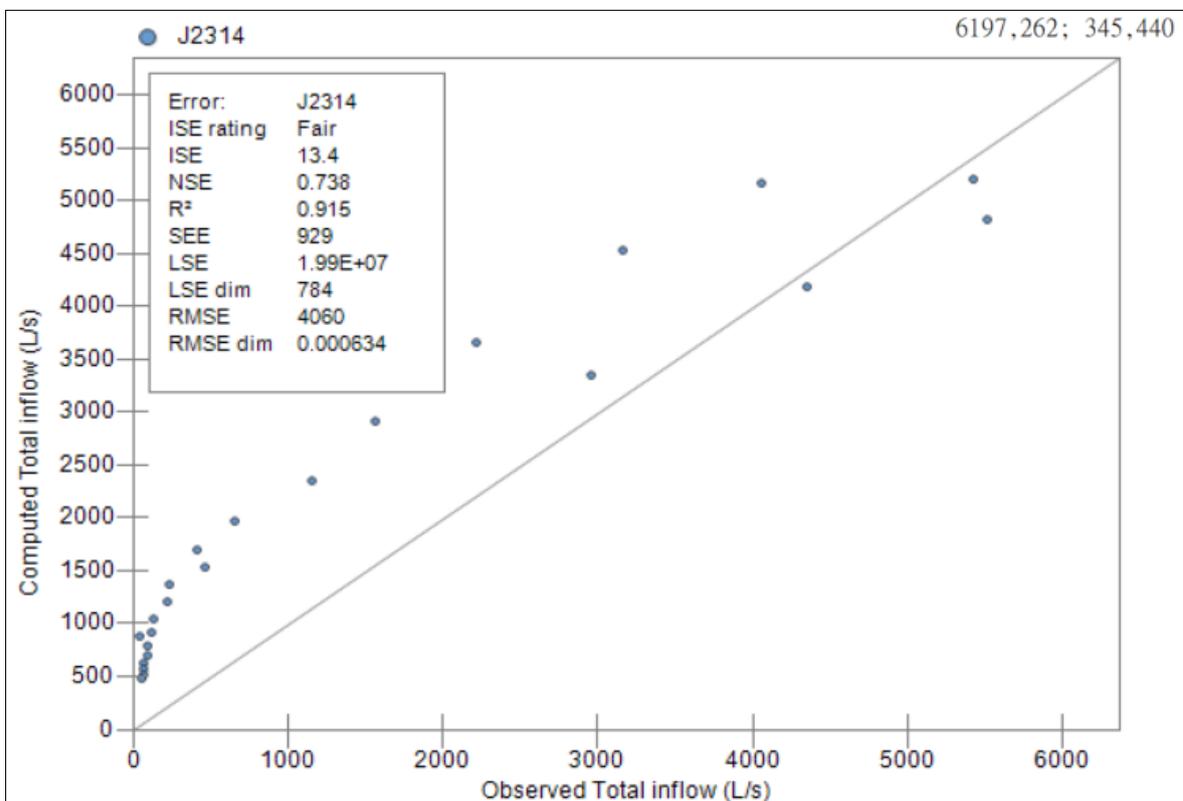


Figura 30. Gráfico e funções de erro entre as vazões simuladas e observadas.

Utilizou-se o coeficiente de Nash-Sutcliffe (NSE) como índice de desempenho de erro do modelo, resultante em 0,738. Segundo van Liew et al. (2007), valores de NSE entre 0,36 e 0,75 são considerados satisfatórios, e valores entre 1 e 0,75 são considerados bons e adequados.

Devido às similaridades entre os picos de vazão, as semelhanças na tendência das curvas e a proximidade da classificação do NSE a 0,75, a equivalência dos resultados foi considerada suficiente para avaliar o modelo e realizar as simulações por hietogramas de projeto.

5.2 Conduitos e estruturas das redes

As simulações mostraram que as redes da Faixa 6/7 e 8/9 ultrapassaram as lâminas máximas permitidas pela NOVACAP, de 82%, a partir da simulação de 2 anos de tempo de retorno, aumentando o risco de pressurização e a quantidade de conduitos supitados conforme a os diferentes tempos de retorno entre as simulações de 10 e 25 anos. O valor definido pela NOVACAP estabelece um parâmetro de segurança a partir da curva da capacidade de transporte dos conduitos circulares, no qual 100% da capacidade de transporte das vazões é atingida com a lâmina d'água em 82% do diâmetro da tubulação. Isso indica que parte das redes já apresenta remanso em precipitações mais frequentes, elevando o risco de alagamentos superficiais por vazões supitadas em PVs.

No entanto, na simulação de 2 anos, somente 11 PVs apresentaram alagamentos em sua superfície, como mostra a Figura 32, sendo todos em trechos iniciais de seus respectivos ramos. A ocorrência de um pequeno retorno de fluxo por essas estruturas indica que a profundidade dos ramos principais das redes previne o refluxo para a superfície e que os alagamentos durante estes eventos, apontados no item 5.3, podem ser minimizados por um melhor direcionamento de fluxo, com desvio por barreiras físicas, canais ou intervenções localizadas para melhorias da capacidade de transporte das redes.

A simulação de 10 anos, entretanto, apresenta uma falha abrangente das redes em quase toda a região simulada, com diversos pontos de refluxo que contribuem para as lâminas superficiais acumuladas a jusante dos seus pontos de ocorrência. Destaca-se aqui a influência da área de contribuição topográfica em azul da Figura 17 para os alagamentos do ICC, a qual deveria ter suas contribuições absorvidas pela Faixa 8/9 e que não acontece. Assim, observa-se que a área de contribuição associada a uma rede independente da que está

sendo objeto primário deste estudo, intensifica os escoamentos superficiais e os alagamentos ocorridos principalmente na UnB, como será retratado no item 5.4.

Assim, o solucionamento completo dos alagamentos na região da UnB passa por uma análise global das redes as quais a Faixa 8/9 faz parte, conjuntamente com a Faixa 6/7, para os tempos de retorno utilizados.

Os resultados da simulação de 25 anos seguem a tendência observada com 10 anos, aumentando a quantidade de trechos e PVs com refluxo e dos volumes e vazões transportados superficialmente.

As Figuras 30, 31 e 32 apresentam os resultados obtidos para as 3 simulações.

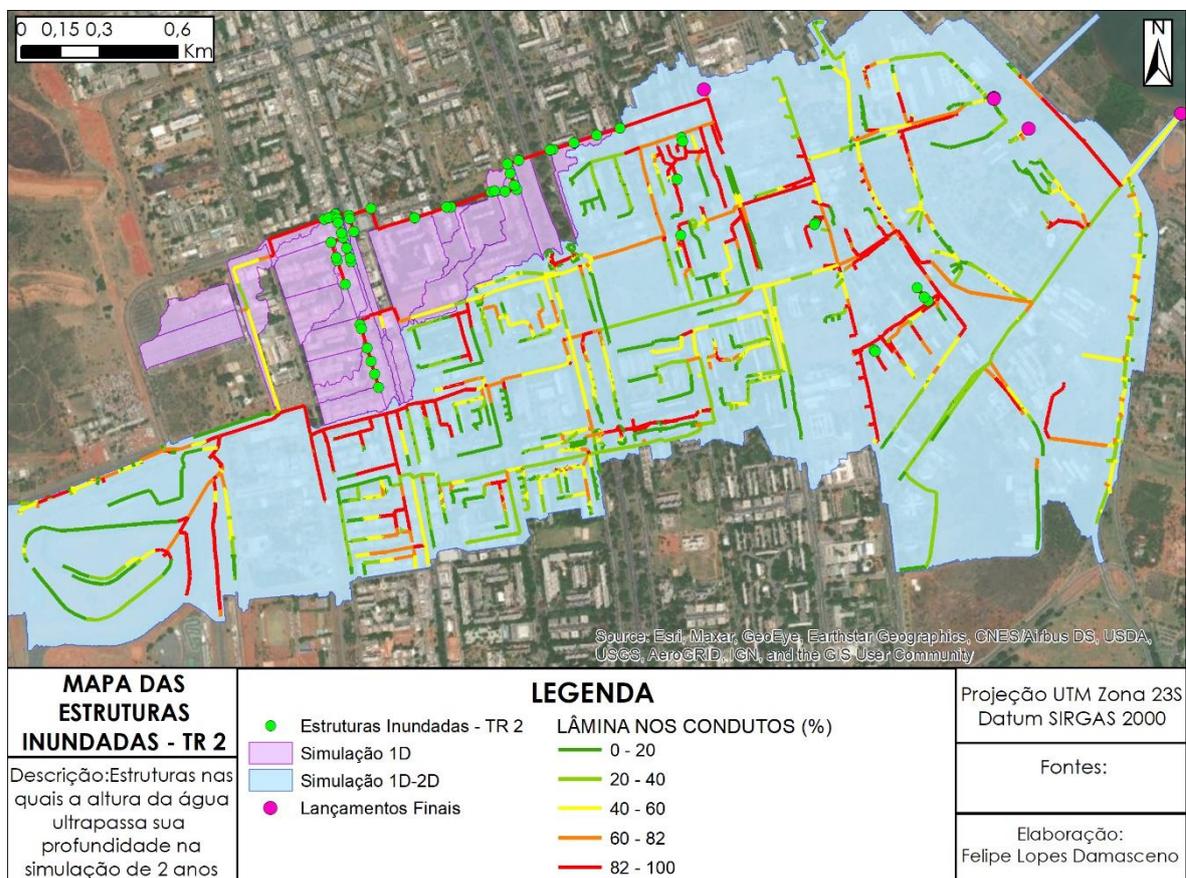


Figura 31. Lâminas máximas atingidas nos condutos e estruturas inundadas na simulação de 2 anos.

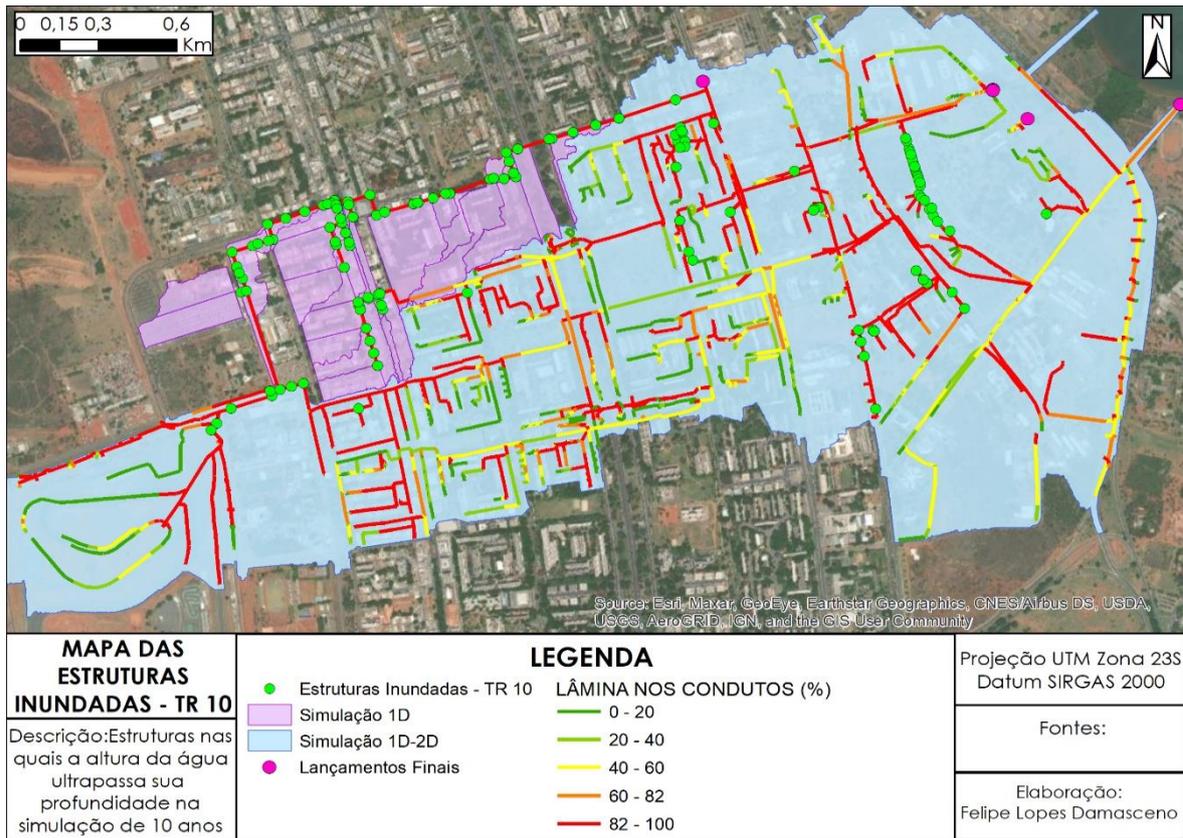


Figura 32. Lâminas máximas atingidas nos condutos e estruturas inundadas na simulação de 10 anos.

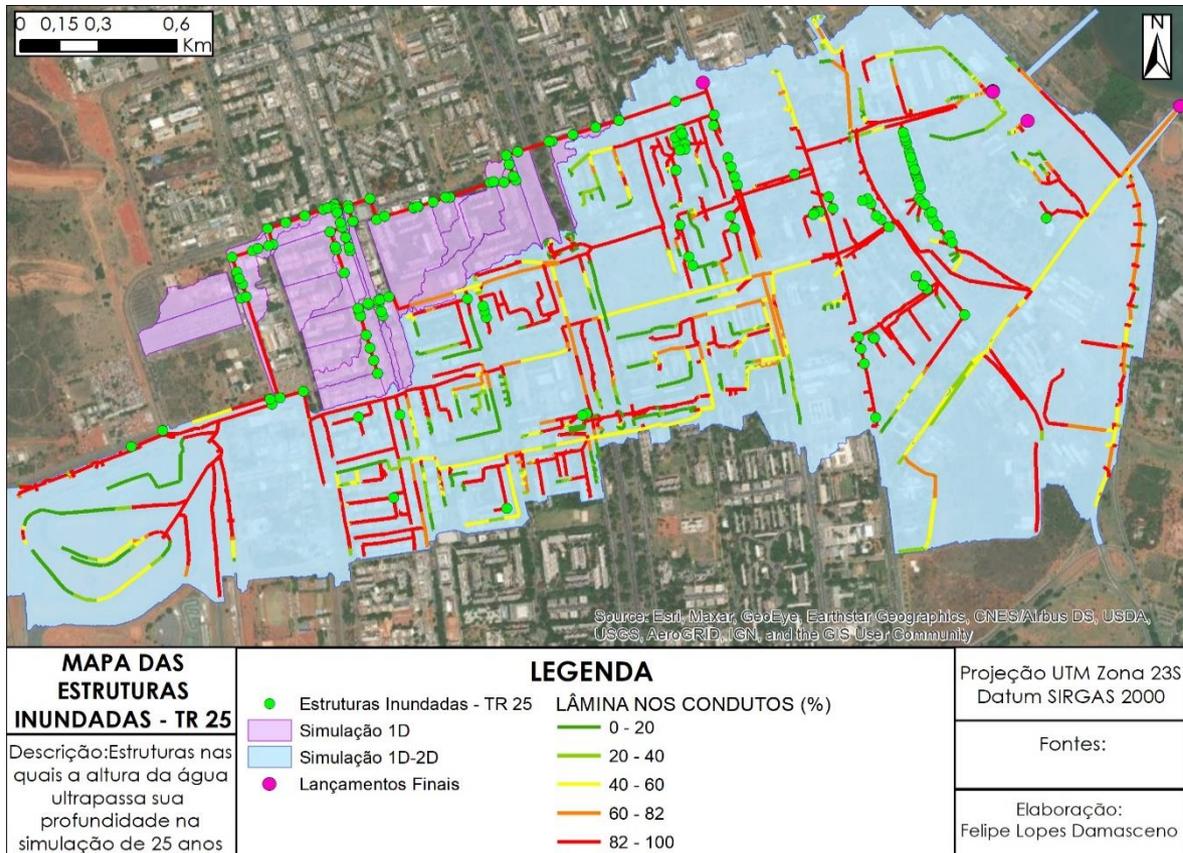


Figura 33. Lâminas máximas atingidas nos condutos e estruturas inundadas na simulação de 25 anos.

Utilizando o mesmo ponto de controle da calibração, os resultados das vazões no lançamento final do CO, ponto final da Faixa 6/7, confirmam a tendência de crescimento e intensificação dos volumes e vazões do modelo nos diferentes tempos de retorno simulados. A Figura 34 apresenta estes resultados.

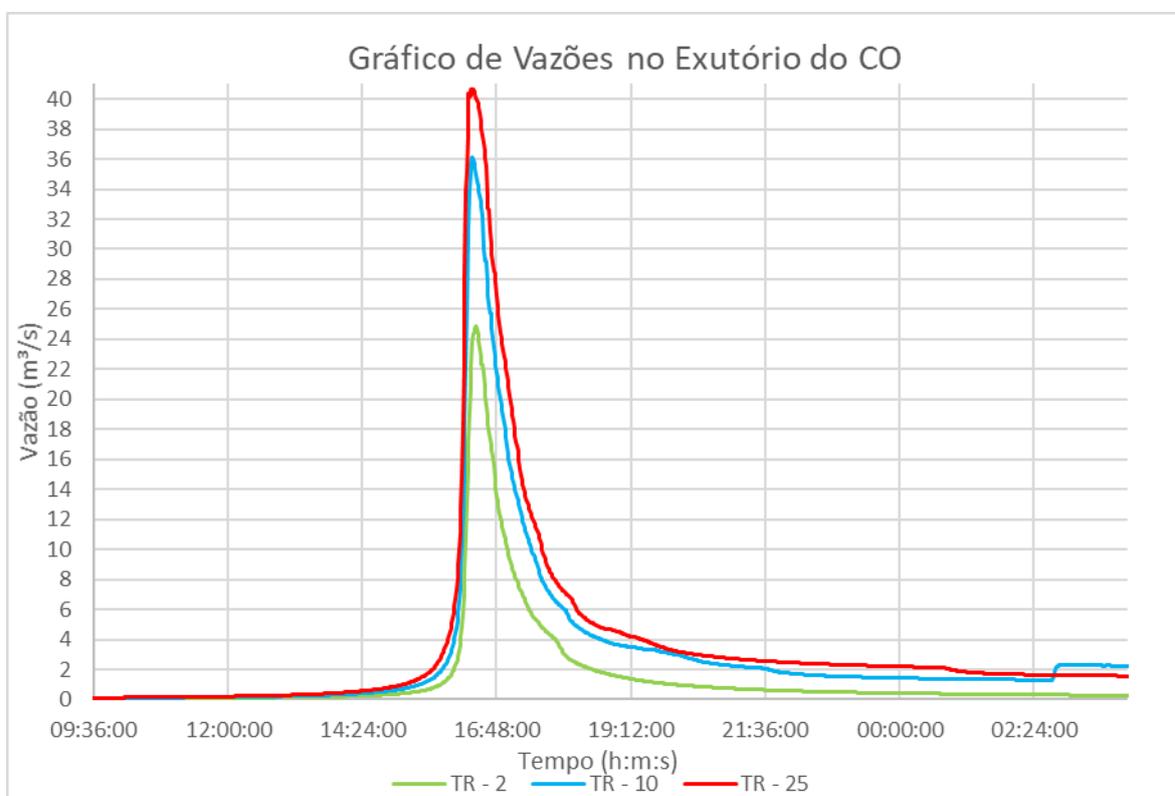


Figura 34. Gráfico das vazões simuladas no exutório do CO para 2, 10 e 25 anos.

5.3 Canais erodidos

Visando a avaliação da capacidade de transporte dos canais erodidos existentes, foi estudada a ocorrência de lâminas d'água superiores à altura de suas bordas, de forma que fosse avaliada a manutenção dos escoamentos sem a necessidade de implantação de tubulações.

Não foram detectadas inundações em nenhum dos pontos de controle dos canais nas 3 simulações, apesar do risco de transbordamento nos últimos trechos dos canais na simulação de 25 anos. Assim, há a possibilidade de se manter o escoamento a céu aberto, desde que sejam mantidas as áreas das seções transversais, com exceção dos últimos trechos por seu risco iminente.

A Figura 35 e a Figura 36 apresentam os resultados das lâminas atingidas e a ausência de pontos inundados durante as simulações de 2 e 25 anos.

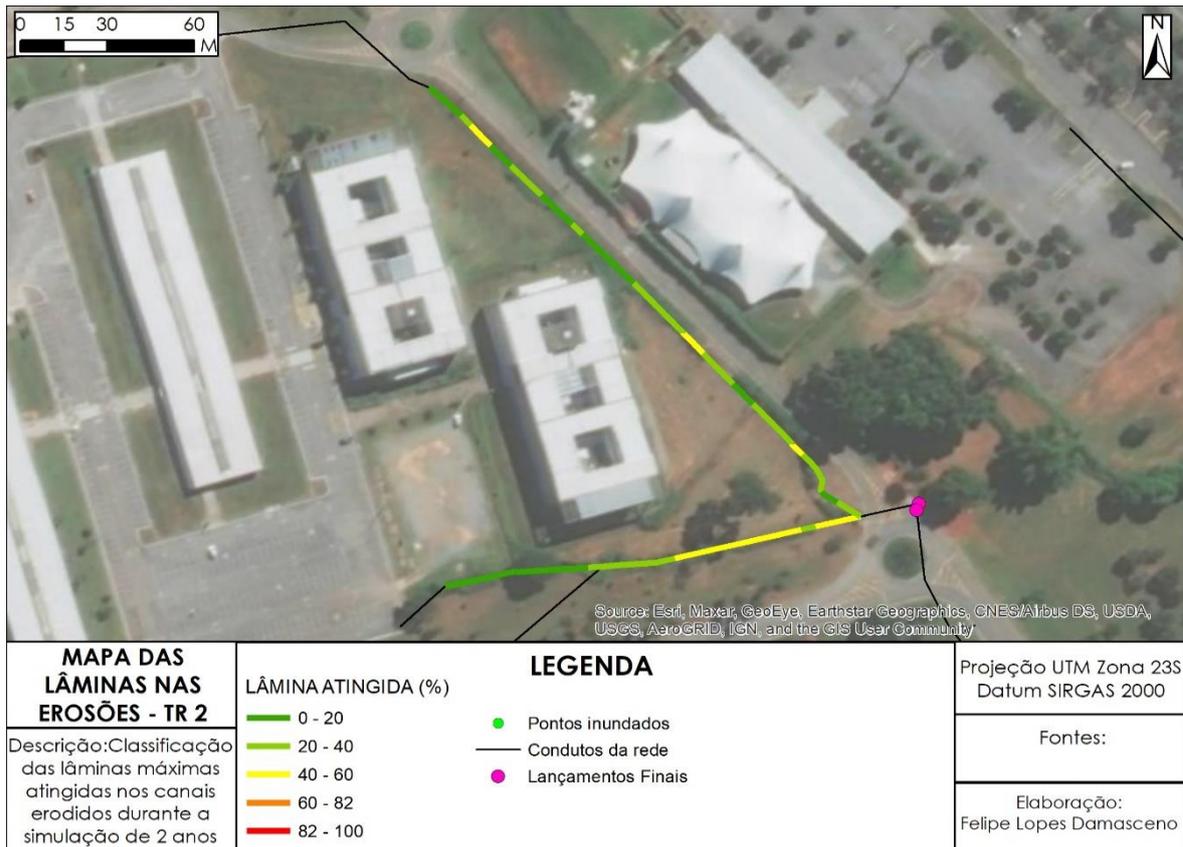


Figura 35. Lâminas atingidas nos canais erodidos durante a simulação de 2 anos.

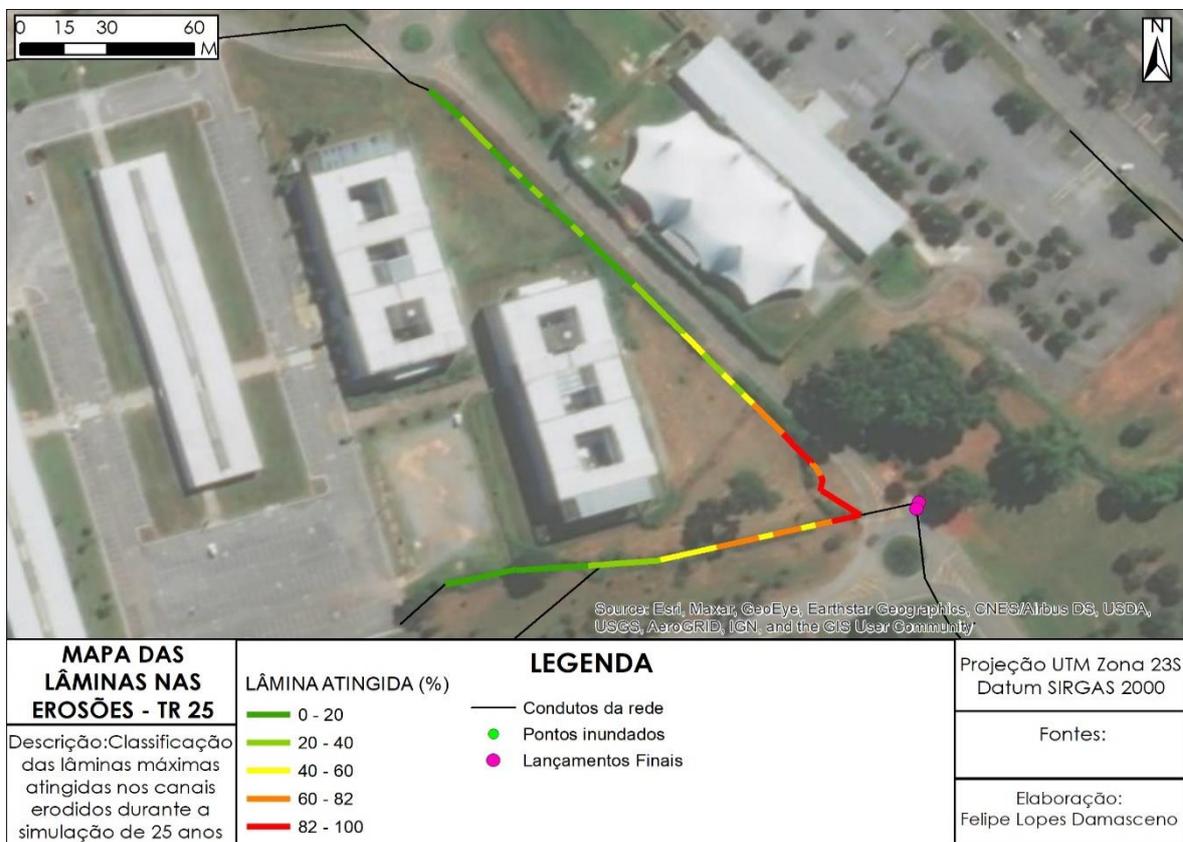


Figura 36. Lâminas atingidas nos canais erodidos durante a simulação de 25 anos.

5.4 Profundidade das lâminas superficiais e alagamentos

Os resultados das lâminas resultantes das 3 simulações apresentaram pontos de alagamento ao longo de toda a área estudada, aumentando os volumes à medida em que a frequência das precipitações diminui.

Pode-se observar que as principais áreas alagadas e representativas se encontram no interior do autódromo e no edifício ICC na UnB, reportando acúmulos superiores a 0,75m desde a simulação de 2 anos e ultrapassando 1,25m com 25 anos.

O modelo também reportou alagamentos no interior de edifícios cuja geometria continha espaços abertos em seu interior, a exemplo da FT. Essas lâminas podem ser desconsideradas, no entanto, pela falta de conectividade entre os *nodes* e *junctions* da porção 2D externos e internos, causando acúmulos sem vias de saída dos prédios.

Devem ser ressalvadas também as lâminas acumuladas nas laterais dos edifícios, como o ICC, como indicativos reais das profundidades atingidas. Durante a construção do modelo, foi considerado que os edifícios funcionam como obstruções ao fluxo superficial e desconsiderado o fluxo em direção ao interior do edifício. Ou seja, os valores resultantes das simulações não ocorreriam em uma situação real, pois a água escoaria ao interior dos edifícios e subsolos. Assim, a ocorrência de eventos como aqueles representados nas Figuras 14 e 15, são alimentados pelas lâminas acumuladas na lateral do ICC, tendo os resultados das simulações como quantificações bem estimadas dos volumes que adentram os edifícios.

A significância dos resultados de lâminas é, então, em relação aos volumes transportados ao interior dos edifícios e seus subsolos, ou os atravessando, e não tanto em relação às lâminas que seriam encontradas em situações reais na ocorrência das precipitações utilizadas.

Contudo, em relação aos pontos de alagamento sem a presença de edifícios próximos pode ser considerada como representações razoáveis devido à calibração do modelo e a alta resolução do modelo digital do terreno, a qual retrata com boa precisão as características topográficas do terreno.

Os resultados obtidos também podem ser indicativos dos fluxos preferenciais dos escoamentos superficiais, discutidos no Item 5.4. A Figura 37, Figura 38 e Figura 39 apresentam os resultados obtidos das lâminas máximas atingidas nas simulações de 2, 10 e 25 anos.

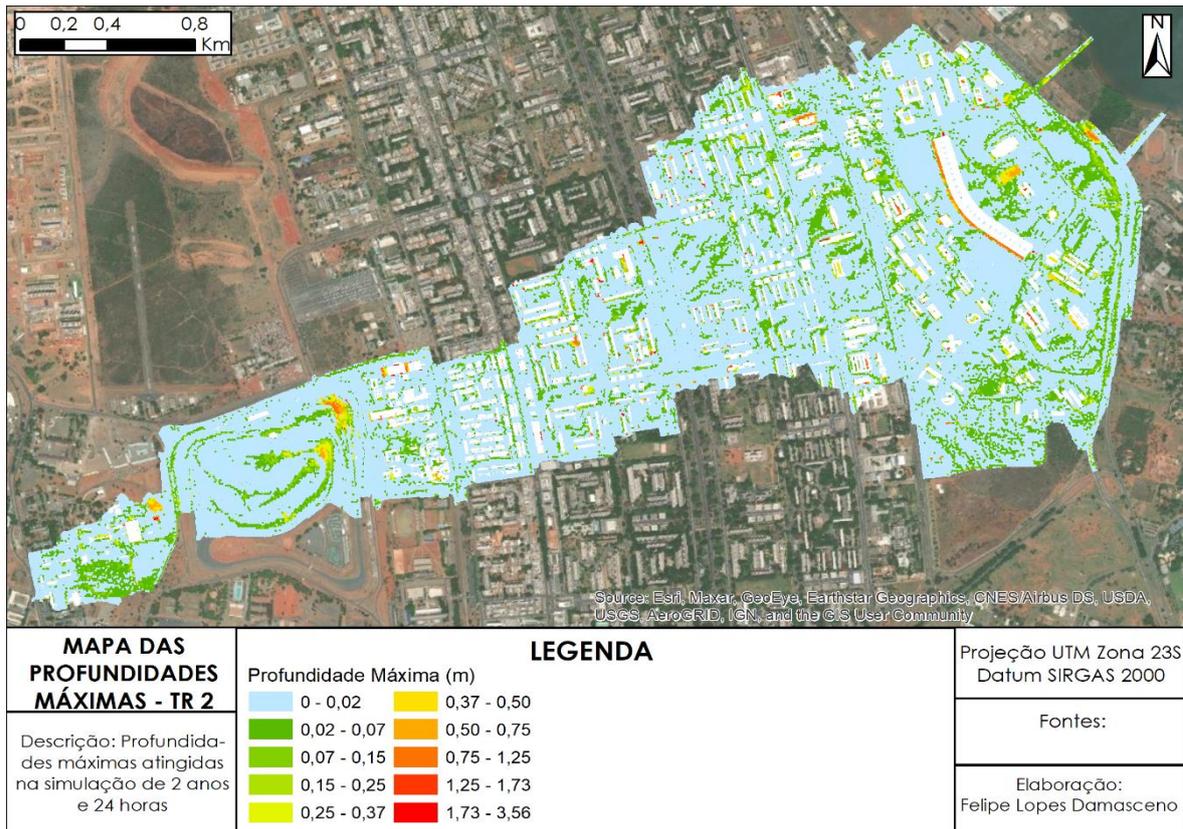


Figura 37. Mapa das profundidades máximas atingidas na simulação de 2 anos.

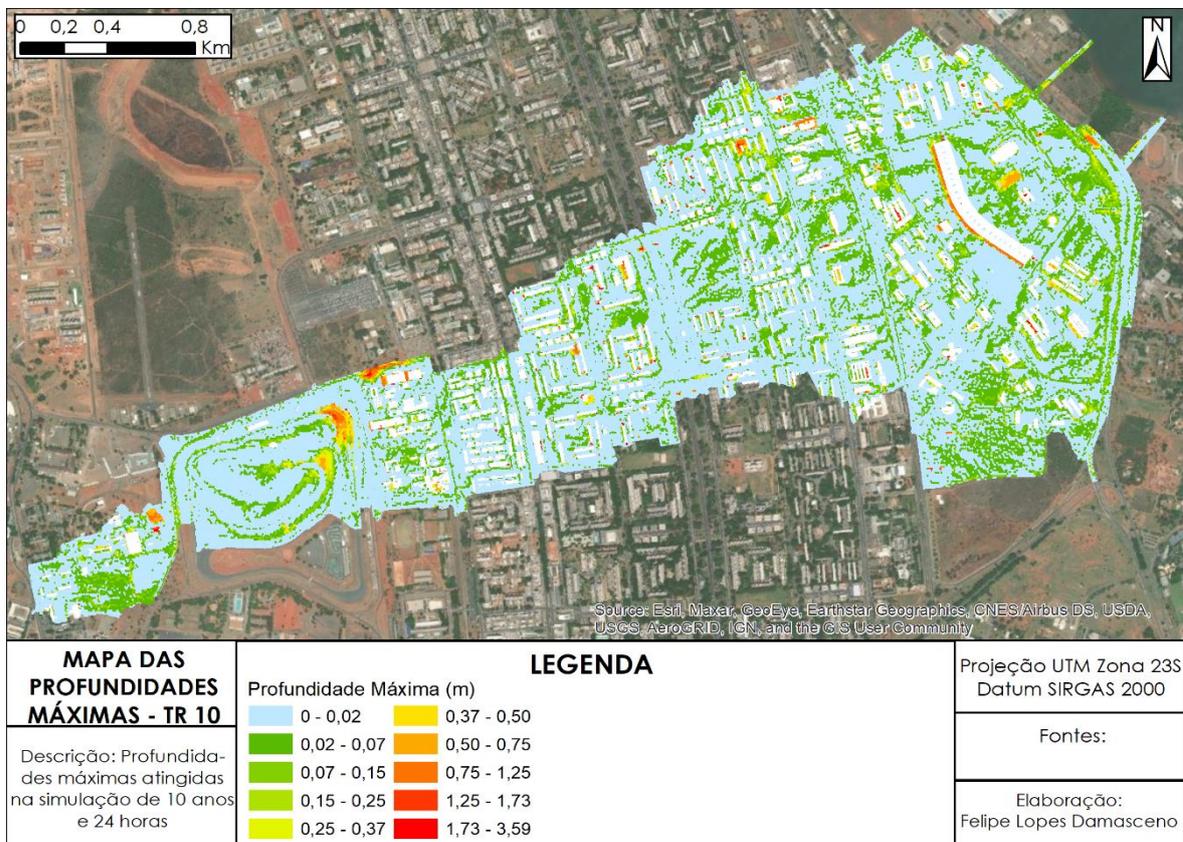


Figura 38. Mapa das profundidades máximas atingidas na simulação de 10 anos.

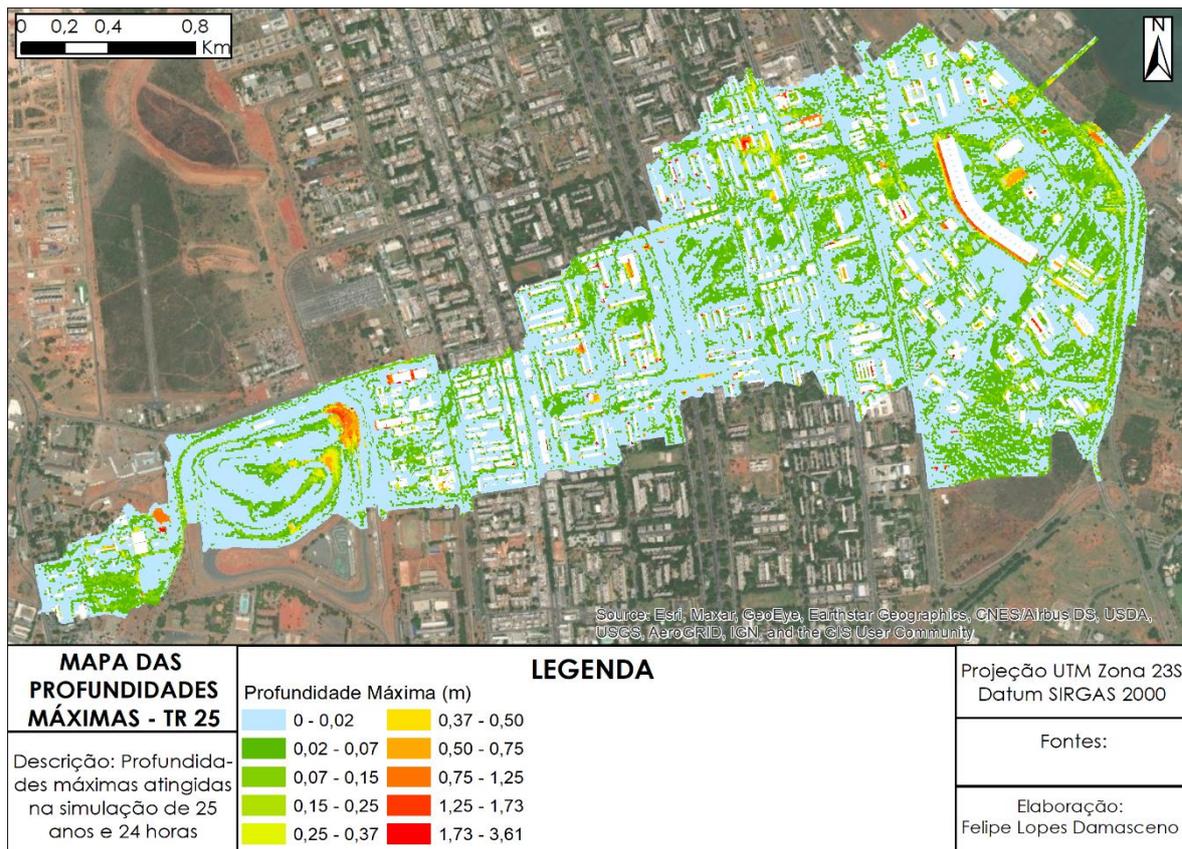


Figura 39. Mapa das profundidades máximas atingidas na simulação de 25 anos.

5.5 Fluxos preferenciais dos escoamentos superficiais na UnB

Conforme dito no Item 5.3, as profundidades máximas nas células 2D podem ser indicativos dos fluxos preferenciais para investigação da origem das afluições aos locais alagados. Associando estes dados aos vetores de velocidade e à progressão temporal das profundidades ao longo da área da UnB, pôde-se caracterizar o trajeto dos fluxos em direção à FT e ao ICC.

A Figura 40 apresenta ilustrativamente os fluxos observados nas simulações em direção à UnB.

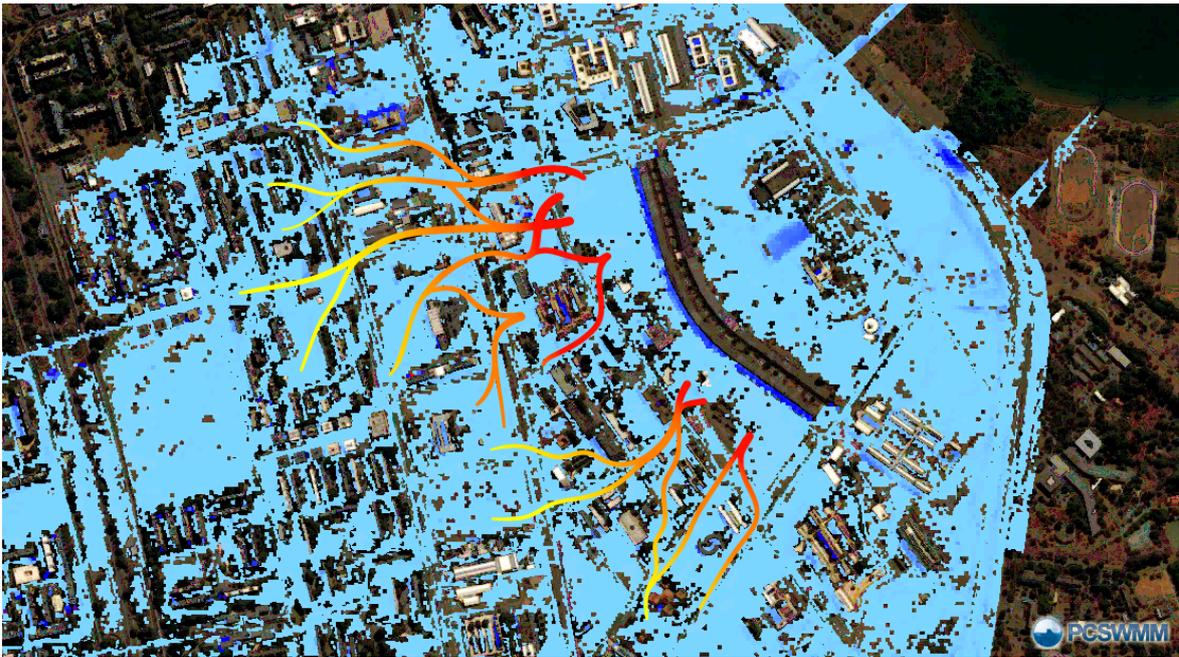


Figura 40. Caracterização ilustrativa dos fluxos preferenciais em direção à UnB. Trecho retirado e editado da gravação das simulações realizada no PCSWMM.

Pode ser observado que nessa região, há grandes vetores de fluxos, em todas as simulações, em direção a estes edifícios, tendo contribuições oriundas principalmente das quadras SQN 408, 407 e 406, superando as barreiras físicas dos meios-fios em direção aos estacionamentos da FT e ICC, além de constituir uma confluência de fluxos em direção aos prédios recém construídos ao lado da FT, ULEG e a nova sede do Departamento de Engenharia Florestal da UnB.

Bem como mencionado no Item 5.3, o trajeto dos fluxos é influenciado também pelas obstruções impostas pelos edifícios, não representando aqueles que os atravessam, como é o caso dos fluxos em direção à FT. No entanto, quantitativamente, aqueles que causaram os maiores acúmulos superficiais registrados foram transportados pelas vias, estacionamentos e áreas verdes e os desvios feitos ao redor dos edifícios. Então, pode-se considerar baixa influência das obstruções a montante da UnB na quantificação das lâminas obtidas.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A construção do modelo baseada num estudo pedológico não específico do local de estudo e em atributos hidráulicos e hidrológicos pré-determinados de infiltração e rugosidade ao longo do terreno não mostrou resultados satisfatórios inicialmente. Isso indica que a variabilidade espacial das características do terreno para esse tipo de modelo semi-distribuído, associado ao uso de dados pedológicos secundários, não é suficientemente representativo das condições reais das interações hidrológicas do local, sendo imprescindível a calibração com dados reais de precipitação e vazão em um ponto de controle. Neste estudo, o ponto de lançamento final da Faixa 6/7, localizado no exutório do CO, permitiu a calibração e verificação do modelo.

Além de um estudo pedológico mais específico, é possível observar que pelas características da cobertura do solo da área de estudo, o grau de impermeabilidade não foi bem representado pelos valores iniciais da curva número descritos pela literatura, tendo sido bastante superiores aos tabelados. Isso indica a necessidade de uma adequação dos valores estabelecidos para locais com características urbanas mais aproximadas às encontradas no local.

Os valores das rugosidades superficiais calibrados também podem indicar uma correlação com o grau de impermeabilidade encontrado, tendo como causa a compactação do solo. Há também a influência do erro de classificação da cobertura, principalmente das formações florestais nas áreas mais urbanizadas. Nesses locais, as imagens capturam uma intensa formação vegetal apenas pelas copas das árvores no local, e que não representam necessariamente a densidade da vegetação abaixo delas, sendo muitas vezes uma cobertura gramínea.

A investigação dos trechos de rede *in-loco* na região da UnB e proximidades foi essencial para análise real das redes nessa área. Foi possível identificar trechos não contemplados nos cadastros e bases de dados, assim como medir as profundidades das estruturas e os diâmetros dos condutos com precisão, reduzindo as inconsistências entre os dados disponíveis e a situação atual. Contudo, o modelo é dependente destas mesmas bases no restante da área de estudo, tendo sido ajustadas artificialmente as profundidades de alguns PVs e caixas de passagem para que a manutenção dos fluxos descendentes. Assim, para uma futura análise mais detalhada da situação da rede em sua totalidade, devem ser obtidos os dados em campo para todas as estruturas e condutos.

A adição da área de contribuição da Faixa 8/9, dentro da região de contribuição topográfica em direção à UnB, na simulação 1D-2D confirmou a hipótese de falha nessa rede e consequente afluência aos alagamentos no ICC. No entanto, não foram considerados os efeitos de jusante causados por falhas que podem ocorrer a partir do ponto final simulado, nem calibrada a área de simulação 1D, contribuinte a essa Faixa. Para uma quantificação com maior confiabilidade dos fluxos provindos dessa região, é necessária uma simulação global de toda as redes e áreas de contribuição correspondentes à Faixa 8/9 e seus trechos confluentes, devidamente calibrada.

Os resultados obtidos na simulação com TR de 2 anos demonstraram falhas no sistema de drenagem maiores do que o esperado. Apesar de trechos importantes das redes não atenderem às exigências acerca da capacidade máxima permitida, a simulação apontou que a maior parte dos fluxos e lâminas acumuladas superficialmente são geradas pela localização inadequada dos pontos de captação e a superação em altura de lâmina das barreiras físicas, como os meios-fios. No entanto, este resultado não pode ser considerado representativo pela presença de múltiplas bocas de lobos em vários pontos indicados nas bases de dados, subestimando a capacidade de captação nessas localidades. Também pode-se ressaltar que a resolução do modelo, pelo tamanho dos 2D *Cells* e a resolução do MDT, não é suficientemente precisa em representar as variações do relevo na delimitação das vias.

Por conta das precipitações de alta frequência nesses eventos, que apresentam intensidades relativamente baixas na região, indicam uma maior facilidade do seu manejo, sendo possível reduzir os alagamentos e interceptar os fluxos antes de se acumularem utilizando intervenções de pequeno porte para infiltrar, armazenar ou deslocar os principais de vetores de fluxo para locais em que a rede estiver sem sobrecarga. Também é possível realizar intervenções nas redes de forma localizada em trechos próximos aos pontos com maiores profundidade de alagamento, reduzindo a necessidade de uma intervenção abrangente das redes para 2 anos de tempo de retorno.

No entanto, toda intervenção deve ter seu dimensionamento simulado para a confirmação de que a adição dos volumes e vazões atualmente não captados não seja comprometida pela sobrecarga dos trechos a jusante, induzindo a ineficácia das intervenções propostas.

Os resultados da simulação com TR de 10 anos indicam uma falha abrangente da capacidade de transporte das redes, com muitos pontos de refluxo ao longo da área e a

intensificação dos pontos de alagamento, sendo minimizados de forma geral, somente pela profundidade dos condutos. Assim, os PVs passam a funcionar também como unidades de armazenamento das vazões de sobrecarga, retornando aos condutos nos períodos após seu preenchimento total.

A progressão dos resultados em comparação com a simulação com TR de 2 anos não apresentou mudança na tendência esperada de aumento no número de trechos comprometidos, pontos de refluxo e profundidades nas áreas alagadas. Contudo, devido às intensas precipitações, a utilização de dispositivos localizados LID, com exceção às bacias de retenção, não seria justificada devido à perda de eficácia no amortecimento dessas vazões. Devem ser estudadas medidas estruturais, como canalizações dos principais vetores de fluxo, implantação de desvios e outras barreiras físicas, e bacias de retenção ou extensos planos de retenção/infiltração distribuídos ao longo da bacia para o amortecimento das vazões e alívio da capacidade de transporte. Devido à grande quantidade de condutos comprometidos, essas medidas podem apresentar melhores relações custo-efetividade e custo-benefício comparadas à troca dos condutos por dimensões maiores.

Na simulação com TR de 25 anos, a tendência confirmada com 10 anos foi mantida, com o aumento de todos os atributos observados. Todavia, o objetivo deste evento foi constituir um parâmetro de segurança das medidas estruturais, pois as redes de maneira geral não atendem aos critérios exigidos para este tempo de retorno. Portanto, de forma a evitar prejuízos ao patrimônio da UnB, é razoável constituir estruturas de segurança baseado nestas precipitações. Como foram mantidos os vetores de fluxo nas 3 simulações, estas medidas poderiam ser as mesmas utilizadas nos eventos com TR de 2 e 10 anos, projetadas, no entanto, para os eventos de 25 anos. Assim, desde que solucionadas as falhas nos eventos anteriores, é possível estabelecer um nível satisfatório de proteção aos edifícios da universidade.

A análise das erosões na universidade demonstrou que as áreas das seções transversais erodidas pelos lançamentos inadequados das águas pluviais são suficientes para o transporte das vazões sem inundações dos leitos e das áreas próximas, como as vias adjacentes. No entanto, de forma a prevenir o aumento das erosões e otimizar a passagem da água em seu interior, é importante que seja estudado o retaludamento com revegetação das suas bordas, assim como a impermeabilização da sua base para diminuir a rugosidade de fundo e prevenir erosões.

Complementarmente ao retaludamento, é recomendável estudar a implantação de uma bacia de detenção estendida para controle de qualidade dos efluentes, com base nas vazões relatadas na simulação de 2 anos, seguido por um emissário até o Lago Paranoá. Dessa forma, pode ser feita a redução da carga de sedimentos e poluentes em suspensão e acomodar as vazões até seu futuro ponto de lançamento, assegurando a utilização segura da área onde hoje está sendo feito a descarga.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABDELRAHMAN, Y. T.; EL MOUSTAFA, A. M.; ELFAWY, M. Simulating flood urban drainage networks through 1D/2D model analysis. **Journal of Water Management Modeling**, v. 2018, p. 1–7, 2018.

ADASA. **Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais Urbanas do Distrito Federal**. Brasília: 2018.

DISTRITO FEDERAL. **Resolução nº 9, de 8 de abril de 2011**. Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento do Distrito Federal, Brasília-DF: 2011.

ASCE. **Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems**. New York (Manuals and Reports of Engineering Practice No. 77), 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10844**: Instalações prediais de água pluviais. Rio de Janeiro. 1989. 13 p.

ANTONIO, T. Estragos mobilizam autoridades. **UnB Agência**. 11 abril 2011. Disponível em: <<https://unbagencia.wordpress.com/2011/04/11/estragos-mobilizam-autoridades/>>. Acesso em 01 nov. 2019.

ANTUNES, Jéssica. Vicente Pires: lagoas de detenção dão vazão à água da chuva. **Agência Brasília**, Brasília, 25 outubro 2019. Disponível em: <<https://agenciabrasilia.df.gov.br/2019/10/25/vicente-pires-lagoas-de-detencao-dao-vazao-a-agua-da-chuva/>>. Acesso em: 31 out. 2019.

BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. **Técnicas compensatórias em drenagem urbana**. 2 ed. Porto Alegre: ABRH, 2011.

BRASIL. **LEI Nº 11.445, DE 5 DE JANEIRO DE 2007**. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2007-2010/2007/Lei/L11445compilado.htm>. Acesso em: 10/09/2019.

CHAMPS, J. R. B. Inundações urbanas em Belo Horizonte. Ocorrências, controle e medidas de proteção. **Aqua-LAC**, v. 4, n. 2, p. 1–6, 2012.

CITY OF SIDNEY. **Explainer: What is a raingarden?** Disponível em: <<https://news.cityofsydney.nsw.gov.au/articles/explainer-what-is-a-raingarden>>. Acesso em: 6 nov. 2019.

COLLISCHONN, Walter; DORNELLES, Fernando. **Hidrologia para Engenharia e Ciências Ambientais**. Porto Alegre: ABRH, 2013.

CORREIO BRAZILIENSE, 2011. **Perdas na UnB podem chegar a R\$ 20 milhões**. Disponível em: <https://www.correiobraziliense.com.br/app/noticia/cidades/2011/04/14/interna_cidadesdf,247782/perdas-na-unb-podem-chegar-a-r-20-milhoes.shtml> Acesso em 8 de setembro de 2019.

CORREIO BRAZILIENSE, 2019. **Chuvas provocam alagamentos em Vicente Pires e em Ceilândia**. Disponível em: <https://www.correiobraziliense.com.br/app/noticia/cidades/2019/01/26/interna_cidadesdf,733212/chuvas-provocam-alagamentos-em-vicente-pires-e-em-ceilandia.shtml> Acesso em 8 de setembro de 2019.

COSTA, M.E.L. **Monitoramento e modelagem das águas da drenagem urbana na bacia do lago Paranoá**. Dissertação de Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, Publicação PTARH.DM-148/2013, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 179p, 2013.

DISTRITO FEDERAL. **Plano Diretor de Drenagem Urbana**. Secretaria de Estado de Obras, Brasília-DF: Concremat Engenharia, 2009.

FILIZOLA, H. F.; FILHO, G. S. A.; CANIL, K.; SOUZA, M. D.; GOMES, M. A. F. Controle dos processos erosivos lineares (ravinas e voçorocas) em áreas de solos arenosos. **Circular Técnica da Embrapa**, v. 22, p. 7, 2011.

FORTUNATO, A.; OLIVERI, E.; MAZZOLA, M. R. Selection of the optimal design rainfall return period of urban drainage systems. **Procedia Engineering**, v. 89, p. 742–749, 2014. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.proeng.2014.11.502>>.

FOX, D. M.; BRYAN, R. B.; PRICE, A. G. The influence of slope angle on final infiltration rate for interrill, conditions. **Geoderma**, v. 80, n. 1–2, p. 181–194, 1997.

GONCALVES, M. L. R. *et al.* Modeling the effects of introducing low impact development in a tropical city: A case study from Joinville, Brazil. **Sustainability (Switzerland)**, v. 10, n. 3, 2018.

GOULART, Guilherme. Atenção! Vídeo de alagamento na UnB não é de 21 de abril de 2019. **Correio Brasileiro Holofote**. 22 abril 2019. Disponível em: <<https://www.correiobraziliense.com.br/app/noticia/holofote/2019/04/22/interna-holofote,750831/atencao-video-de-alagamento-na-unb-nao-e-de-21-de-abril-de-2019.shtml>>. Acesso em 01 nov. 2019.

GOVERNMENT OF THE HONG KONG SPECIAL ADMINISTRATIVE REGION. Drainage Services Department. **Stormwater Drainage Manual. Planning, Design and Management**. 5 ed. Hong Kong: 2018, 192p.

GRIBBIN, J. E. **Introduction to Hydraulics and Hydrology with Applications for Stormwater Management**. 3 ed. 2006. Clifton Park, NY: Thomson Delmar Learning, 2007.

G1, 2019. **UnB: Após alagamento, aulas são retomadas na tarde desta segunda feira**. Disponível em: <<https://g1.globo.com/df/distrito-federal/noticia/2019/04/22/unb-apos-alagamento-aulas-sao-retomadas-na-tarde-desta-segunda-feira.ghtml>> Acesso em: 1 de setembro de 2019.

LEANDRO, J.; CHEN, A. S.; SAVIC, D.; DJORDJEVIC, S. Comparison of 1D/1D and 1D/2D coupled (sewer/surface) hydraulic models for urban flood simulation. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 135, n. 6, p. 495–504, 2009.

LESTARI, E.; PURNA IRAWAN, A. Implementation of bioretention system for environmental-based urban drainage planning. **IOP Conference Series: Materials Science and Engineering**, v. 508, p. 12020, 2019.

MARQUES, Marília. UnB suspende parte das aulas após temporal causar prejuízos no DF. **G1 DF**. Disponível em: <<https://g1.globo.com/df/distrito-federal/noticia/2019/04/22/unb-suspende-parte-das-aulas-apos-temporal-causar-prejuizos-no-df.ghtml>>. Acesso em 01 nov. 2019.

MCCUEN, R. H.; KNIGHT, Z.; CUTTER, A. G. **Evaluation of the Nash–Sutcliffe Efficiency Index**. *Journal of Hydrologic Engineering*, 11(6), 597–602, 2006.

MELO, T. dos A. T. **Jardim De Chuva : Sistema De Biorretenção Como Técnica Compensatória No Manejo de Águas Pluviais Urbanas**. Dissertação de Mestrado (Pós-Graduação em Engenharia Civil). Centro de Tecnologias e Geociências, Universidade Federal do Pernambuco, Recife, 2011.

MINNESOTA POLLUTION CONTROL AGENCY. **BMP for stormwater filtration.**

Disponível em:

<https://stormwater.pca.state.mn.us/index.php?title=BMPs_for_stormwater_filtration>.

Acesso em: 6 nov. 2019.

Nash, J. E.; Sutcliffe, J. V. **River flow forecasting through conceptual models part I — A discussion of principles.** Journal of Hydrology, 10(3), 282–290, 1970.

NOVACAP. **Termo de Referência e Especificações para Elaboração de Projetos de Sistema de Drenagem Pluvial no Distrito Federal.** 2019, 25p.

PORTO ALEGRE. Departamento de Esgotos Pluviais. **Plano Diretor de Drenagem Urbana – Manual de Drenagem Urbana.** 2005, 159p.

PUBLIC SPACE. **“Water Square” in Benthemplein.** Disponível em:

<<https://www.publicspace.org/works/-/project/h034-water-square-in-benthemplein>>.

Acesso em: 17 de setembro de 2019.

ROSSMAN, Lewis A. **SWMM 5.0 – Manual do usuário.** Tradução do Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento da UFPB. PROCEL, 2010. 280 p.

ROSSMAN, Lewis A; HUBER, Wayne C. **Storm Water Management Model Reference Manual Volume I – Hydrology (Revised).** Cincinnati, OH: U.S. Environmental Protection Agency, 2016.

SÃO PAULO. Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. **Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais - Aspectos Tecnológicos: Fundamentos.** Volume 2. 2012, 220p.

SILVA, C. C.; COSTA, M. E. L.; KOIDE, S. Análise Da Drenagem Urbana No Riacho Fundo-DF-Brasil. **XXII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, n. November, p. 0–8, 2017.

SLOMP, Robert. **Flood Risk and Water Management in the Netherlands – A 2012 update.** The Netherlands: 2012, 101p.

SUDS WALES. **SuDS Techniques – Source Control.** Disponível em:

<<https://www.sudswales.com/types/source-control/infiltration-trenches/>>. Acesso em: 6

nov. 2019.

SUSTENTARQUI. **Grande telhado verde é destaque em uma casa de São Paulo.** Disponível em: < <https://sustentarqui.com.br/grande-telhado-verde-casa-plana-sp/>>. Acesso em: 6 nov. 2019.

TARMAC. **TOPMIX PERMEABLE. The ultimate permeable concrete system.** Disponível em: < <http://tarmac.com/solutions/readymix/topmix-permeable/>>. Acesso em: 6 nov. 2019.

TEIXEIRA, N. C; GUIMARÃES, C. D. C. Métodos de contenção e estabilização de processos erosivos avançados e voçorocas no Brasil. **Revista Saberes**, v. 10, p. 1–14, 2012.

TUCCI, C. E. M. **Gestão da drenagem urbana.** 2012. Brasília: CEPAL. Escritório no Brasil/ IPEA. 50 p.

TUCCI, C. E. M; COLLISCHON, Walter. **Drenagem urbana e controle de erosão.** In: VI Simpósio Nacional de Controle de Erosão, 6., 1998, Presidente Prudente. Anais... Presidente Prudente: VI SINACE, 1998.

UNCUBE MAGAZINE. **Flood Tactics – Water Square in Rotterdam by De Urbanisten.** Disponível em: <<http://www.uncubemagazine.com/blog/13323459>>. Acesso em: 17 de setembro de 2019.

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA. **Relatório da comissão constituída pela resolução da Reitoria Nº 0054/2011 para avaliar as causas da inundação do ICC Norte da UnB decorrente da chuva forte do dia 10/04/2011 e sugerir diretrizes de prevenção de novas ocorrências.** 2011. 19 p.

U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (EPA). **Case Studies Analyzing the Economic Benefits of Low Impact Development and Green Infrastructure Programs.** p. 97, 2013.

U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (EPA). **Benefits of Low Impact Development: How LID Can Protect Your Community’s Resources.** p. 2–3, 2012.

VAN LIEW, M. W.; VEITH, T. L.; BOSCH, D. D.; ARNOLD, J. G. **Suitability of SWAT for the Conservation effects assessment project: A comparison on USDA-ARS watersheds.** Journal of Hydrologic Engineering, Lincoln, v. 12, n. 2, p. 173-189, 2007.