



ANÁLISE HIDROLÓGICA DA APLICAÇÃO DE SISTEMAS DE DRENAGEM SUSTENTÁVEL - ESTUDO DE CASO ASSENTAMENTO 26 DE SETEMBRO

Ana Carolina Maia de Freitas ⁽¹⁾

Engenheira civil pelo Centro Universitário do Distrito Federal - UDF (2017). Participou do Programa Ciências sem Fronteiras, pelo CNPq/CAPES, de junho de 2014 a julho de 2015, na *University College Dublin* (UCD), Irlanda. Ingressou no grupo de pesquisa da UCD, *Urban Modelling Group*, em que auxiliou no mapeamento por imagens georreferenciadas da cidade de Dublin.

Fernando Fagundes Soares da Silva ⁽²⁾

Engenheiro civil pelo Centro Universitário do Distrito Federal - UDF (2017). Participou do Programa Institucional de Bolsas para Iniciação Tecnológica e Inovação (PIBITI - UDF) entre 2015 e 2016, com o tema de Análise de Patologias na Obra de Arte Especial 01 na EPTG em Brasília/DF.

Maria Elisa Leite Costa ⁽³⁾

Engenheira civil pela Universidade Federal do Alagoas – UFAL (2010). Doutoranda em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos na Universidade de Brasília-UnB. Mestre (2013) em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos na Universidade de Brasília-UnB. Atua principalmente nos seguintes temas: recursos hídricos, meio ambiente, e educação em engenharia.

Sandro Pedrotti Acosta ⁽⁴⁾

Engenheiro agrícola pela Universidade Federal de Pelotas (2002). Mestre (2004) em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental na Universidade Federal de Santa Maria – UFSM. Docente dos cursos de Engenharia Civil e Arquitetura e Urbanismo no Centro Universitário do Distrito Federal - UDF.

Carlo Renan Cáceres de Brites ⁽⁵⁾

Engenheiro Ambiental pela Universidade Federal de Mato Grosso do Sul (2004). Mestre (2008) em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos pela Universidade de Brasília. Atualmente é engenheiro da Assessoria de Meio Ambiente e Recursos Hídricos, da Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal - CAESB. Docente do curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Distrito Federal (UDF).

RESUMO

As ocupações urbanas desordenadas geram problemas relacionados à infraestrutura básica e impactos relacionados ao escoamento superficial. Assim, fez-se necessário criar planos para planejamento urbano que contemple infraestrutura adequada ao manejo de águas pluviais. Neste trabalho foi avaliado os cenários de ocupação e uso do solo e seus impactos em águas pluviais no Assentamento 26 de setembro localizado em Brasília- DF, utilizando os programas Sistema de Suporte a Decisões para Análise de Ondas de Cheia em Bacias Complexas – ABC6 e *Storm Water Management Model – SWMM*. Primeiramente, foram gerados o hidrograma e as vazões de pico entre os cenários, a partir de dados de chuva do ABC-6, em que foi observado um aumento superior a cinco vezes da condição inicial da região. Um incremento expressivo em assuntos sobre impactos urbanos que implicam em riscos a população como um todo, tanto vegetal, como animal e humana. Como forma de mitigação dessa urbanização, o sistema de manejo águas pluviais proposto foi a adoção de trincheiras de infiltração e tubos PEAD, que implicaram em um volume de percolado de 831,60 m³, com dois reservatórios de retenção que fluem ao corpo receptor.

PALAVRAS-CHAVE: Trincheiras de infiltração, *SWMM*, Modelagem hidrodinâmica.

INTRODUÇÃO

De acordo com o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatísticas (IBGE, 2010), de 1991 a 2010, houve um crescimento populacional no DF de 60,52% com um total 2.570.160 habitantes, em 2010. Para absorver todos os residentes, a ocupação irregular se torna frequente, em áreas de matas ciliares ou destinadas a uso público. Os motivos dessas apropriações são, principalmente, a deficiência no controle de terras do Distrito Federal, elevados preços imobiliários, elevação de impostos (PESSOA, 2009). Uma dessas ocupações recentes é o Assentamento 26 de Setembro localizado às margens do DF 251, no caminho da região administrativa de Brazlândia, vizinha da região administrativa do Vicente Pires e a margem noroeste da Floresta Nacional de Brasília (FLONA). A região possui uma forte tendência a urbanização e sem infraestrutura adequada: serviços de drenagem, abastecimento de água, de esgoto e coleta adequada de lixo.



Por definição, o manejo de águas pluviais é um conjunto de medidas para minimizar os riscos a que as populações estão sujeitas, diminuir os prejuízos causados por inundações e possibilitar o desenvolvimento urbano de forma harmônica, articulada e sustentável (TUCCI, 2001). Uma drenagem é caracterizada como eficiente quando o escoamento é drenado sem a produção de interferências no local ou a jusante (Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal, PDDU/DF, 2009). De acordo com a Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal (ADASA, 2008), fazem parte do sistema de drenagem: atividades, infraestrutura, instalações operacionais de transporte, de detenção ou retenção que amortecem as vazões de cheias, tratam a água e depositem de forma regular.

O modelo hidrológico de chuva-vazão proposto pelo *Soil Conservation Service* (SCS, 1972) é empírico e desenvolvido pelo Departamento Americano de Agricultura para estimar o escoamento superficial direto resultante de um evento de chuva intensa em uma bacia com área da bacia inferiores a 2600 km². É aplicada a ideia de um hidrograma unitário triangular típico de cada bacia que é resultado de uma chuva excedente, chuva em que gera escoamento superficial de 1 cm com determinada duração (TOMAZ, 2013). O coeficiente CN, também chamado de coeficiente de escoamento superficial ou número de deflúvio, possui dois parâmetros: condição de umidade e sua composição argilosa e arenosa, tipo hidrológico. Primeiramente, quanto a condição de umidade, tem-se condições I, II e II que representam, respectivamente, solos secos, solos com incidência de chuva e solo úmido. Em seguida, quanto ao tipo hidrológico do solo, tem-se (Oliveira et al, 2016), tem-se:

- Grupo A: solos arenosos profundos com baixo teor de argila e silte, inferior a 8%. Média da capacidade mínima de infiltração de 9,53 mm/h (MC. CUEN, 1998);
- Grupo B: solos arenosos menos profundos com maior teor de argila e silte total, inferior a 15%. Média da capacidade de infiltração de 5,72 mm/h (MC. CUEN, 1998);
- Grupo C: solos argilosos com teor total de argila entre 20% a 30%, não contém camadas argilosas impermeáveis. Possuem baixa capacidade de infiltração quando saturados. Média da capacidade mínima de infiltração de 2,54 mm/h (MC. CUEN, 1998);
- Grupo D: solos argilosos com teores totais de 30% a 40% com camada densificada a uns 50 cm de profundidade. Solos com elevada capacidade de escoamento e baixo potencial de infiltração. Média da capacidade mínima de infiltração de 9,53 mm/h (MC. CUEN, 1998).

Em análise aos modelos computacionais, o SSD ABC - Sistema de Suporte a Decisões para Análise de Ondas de Cheia em Bacias Complexas, elaborado pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo em 1994, sua primeira versão, é usado para dimensionamento de vazões máximas em bacias pequenas com poucas informações que levam em conta as condições superficiais do solo, ideal para o pré-dimensionamento de pequenas bacias urbanas e rurais. Outra modelagem hidráulica mais adotada é o *Storm Water Management Model* elaborado e fornecido pela USEPA. Trata-se de um modelo dinâmico de chuva-vazão que reproduz a quantidade e qualidade do escoamento superficial de um único evento ou continuamente. O sistema funciona com unidades de sub-bacias hidrográficas com eventos de entrada, geralmente, precipitações; e saídas, escoamento superficial e carga poluidora.

Neste trabalho serão avaliados os diversos cenários de uso e ocupação do solo na região do Assentamento 26 de Setembro e sua influência no escoamento superficial, desde a sua destinação prevista a sua futura urbanização, incluindo em uma proposta de drenagem alternativa para a região.

MATERIAIS E MÉTODOS

A área escolhida para o estudo foi de aproximadamente 500.000 m² justificada para conciliar o tipo de drenagem a ser adotado, microdrenagem, e por ser a amostra com maior índice de urbanização, observada na figura 1. Primeiramente, foi feita a caracterização da área quanto a hidrografia, uso e ocupação do solo. A unidade hidrográfica em que se encontra a região é na sub-bacia do Riacho Fundo, conforme ilustrado na figura 2.

De acordo com Mapa Pedológico do Distrito Federal elaborado pela Embrapa (2006), o solo da região do Assentamento 26 de Setembro é considerado um Latossolo Vermelho, caracterizado pelo baixo teor de silte, entre 10% e 20%, e argila variando entre 15% e 80%. São classificados como solos drenantes a depender da natureza da textura, estrutura e situação topográfica, resultando em solos de alta permeabilidade de água. Considerando as informações fornecidas na revisão bibliográfica deste trabalho quanto aos tipos hidrológicos de solo do método SCS e com o mapeamento real do solo, a região enquadra-se na classificação de Solo B em



que possui um médio teor de argila e elevada porosidade dando condições de permeabilidade. Já a condição de umidade, adotou a condição II quando o solo obteve contato com chuvas reduzindo o percentual de infiltração.

Para estimar a curva número (CN) da bacia foi executado um mapa de uso e classificação do solo a partir da ferramenta *Image Classification - Iso Cluster Unsupervised Classification* do software *ArcGIS* fornecido pela ESRI. A partir da imagem, a ferramenta executa uma análise das características superficiais e as agrupam conforme há equivalência e resultam no cálculo de percentuais de área para cada superfície. Com base em GALBETTI (2015), adotará seis classes superficiais: agricultura de hortaliças, gramínea, solo exposto, vegetação arbórea, vias pavimentadas e telhados. Nesta classificação, notou-se, manualmente, através da ferramenta *Identify* do software *ArcGIS*, que as características do solo exposto se dividem em duas classes, solo exposto ou cascalho. A razão para isso está na quantificação dos pixels pelo software que agrega essas camadas como uma única.

Apesar que muitos estudos afirmarem que tal classificação está sujeita a pouca precisão, a decisão por adotá-la resume-se ao fato da área de estudo ser pequena e os impactos em relação a curva número e percentual de impermeabilidade não possuem variedades muito grande. Esta classificação pode ser vista nas tabelas 1 e 2. Para o cenário inicial, no ano de 2002, o valor de CN foi de 75 e já o percentual impermeável caracterizou-se com o valor de 16%, ilustrado na tabela 1. Para 2013, observou o valor de número de deflúvio de 75 e percentual impermeável de 24%, ilustrado na tabela 2. Ao comparar as duas classificações de 2002 e 2013, nota-se que para o CN não houve variação, baseado na quantificação no número dos pixels, visto que esses são agrupados conforme suas características, como por exemplo, cor e nível de cinza, não havendo significativa distinção entre esses atributos. Diferentemente do percentual impermeável em que houve um aumento de 8%, comparado aquele obtido em 2002 e em 2013. Para o cenário urbanizado e impermeabilizado, houve uma previsão de uso e ocupação do solo embasado no desenvolvimento de regiões que inicialmente eram de ocupação irregular e tornaram-se regiões administrativas, como o caso da Vicente Pires e do Setor Habitacional Arniqueiras. Com base em estudos e projetos de drenagem e pavimentação da TOPOCART (2013), a gleba mais impermeável foi a 1 referente a Colônia Agrícola Samambaia, com 74% de área total de 186,99 hectares. Já para o Setor Habitacional Arniqueiras, percebeu-se através dos gráficos de CN (PONCIANO, 2016), que há majoritariamente áreas impermeáveis com CN entre 88 e 98, que implicam em percentuais impermeáveis entre 80% a 90%.



Figura 1 – Fotografia aérea da área de estudo em 2016.

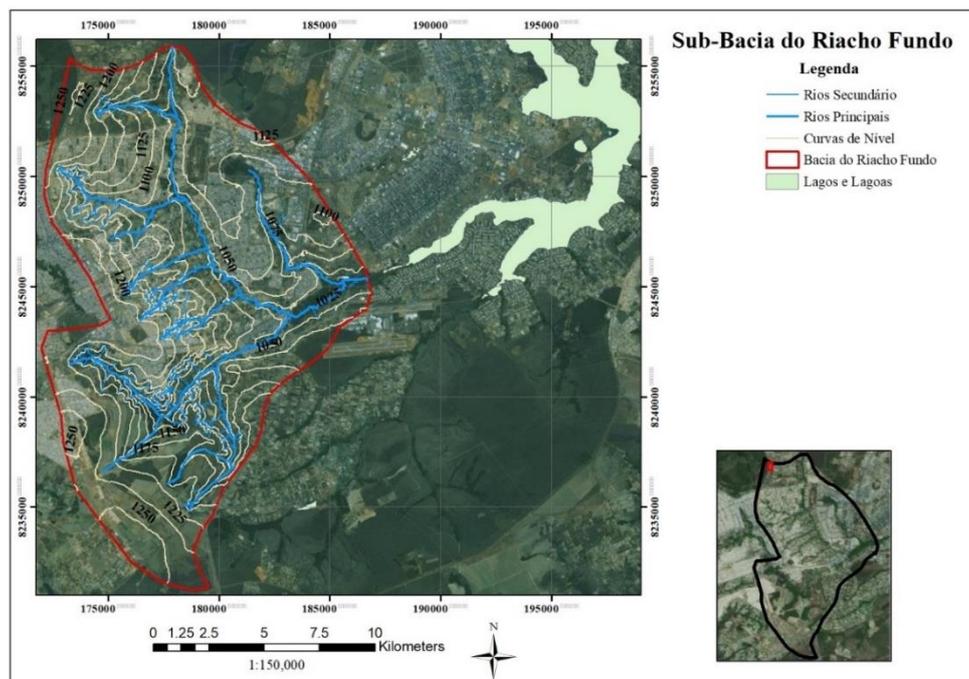


Figura 2 – Sub Bacia hidrográfica do Riacho-Fundo. (SEGETH/DF, 2016)

Assim, para a região do trabalho que é menor e representa apenas uma seção de toda a futura área, adotou-se o percentual de impermeabilidade em torno de 90% em relação a área total. Para as áreas permeáveis, a partir do percentual impermeável, calculou-se a área de vias pavimentadas e telhados. O residual da área, 10,2% foi distribuído para as outras camadas no solo, com base em sua quantidade em 2002. Usando a mesma metodologia das bacias rurais para cálculo do CN e percentual impermeável, obteve os valores demonstrados na tabela 3.

Os parâmetros para modelagem no software ABC-6 encontram-se na figura 3, com os dados de entrada e saída. Bem como, na figura 4, é possível visualizar os dados necessários para simulação no software SWMM com os dados para início da simulação e os resultados da mesma.

Tabela 1 - Curva número e percentual impermeável da unidade no ano de 2002.

	PIXELS	ÁREA	CN	CN _{BACIA}	% IMP.
Vegetação arborea	30,214.00	30,214.21 m ²	45	2.67	-
Gramínea/Campo	28,423.00	28,423.19 m ²	30	1.67	-
Agricultura - Hortaliças	72,531.00	72,531.49 m ²	72	10.24	-
Solo exposto	152,458.00	152,459.04 m ²	72	21.52	-
Cascalho	144,911.00	144,911.99 m ²	80	22.73	-
Vias pavimentadas/ /telhados	81,523.00	81,523.56 m ²	98	15.66	16%
Total	510,060.00	510,063.48 m²	-	75.00	16%

Tabela 2 - Curva número e percentual impermeável da unidade no ano de 2013.

	PIXELS	ÁREA	CN	CN _{BACIA}	% IMP.
Vegetação arborea	613,802.00	35,334.23 m ²	45	3.12	-
Gramínea/Campo	764,095.00	43,986.02 m ²	30	2.59	-
Agricultura - Hortaliças	1,977,686.00	113,847.80 m ²	72	16.07	-
Solo Exposto	1,785,871.00	102,805.75 m ²	72	14.51	-
Cascalho	1,627,096.00	93,665.68 m ²	80	14.69	-
Vias pavimentadas/ /telhados	2,091,923.00	120,423.99 m ²	98	23.14	24%
Total	8,860,473.00	510,063.48 m²	-	75.00	24%

Tabela 3 - Curva Número e percentual impermeável da unidade da bacia urbana.



	ÁREA	CN	CN _{BACIA}	% IMP. BACIA
Vegetação arborea	6,734.79 m ²	45	0.59	-
Gramínea/Campo	7,450.19 m ²	30	0.44	-
Agricultura - Hortaliças	14,703.65 m ²	72	2.08	-
Solo Exposto	15,753.91 m ²	72	2.22	-
Cascalho	12,603.13 m ²	80	1.98	-
Vias pavimentadas/ /telhados	452,817.81 m ²	98	87.00	88.8%
Total	510,063.48 m ²	-	95.00	88.8%

Pelo fato da área de estudo apresentar características semelhantes a outras áreas do Distrito Federal, onde, em pouco tempo, ocorre um alto crescimento urbanístico que implica em alteração da bacia, o período de retorno está relacionado a probabilidade de um evento acontecer em anos. Por exemplo, com período de retorno de 2 anos, a probabilidade de um evento acontecer em um ano é de 2%, simultâneo ao período de retorno de 10 anos, em que a probabilidade passa a ser 10% (PDDU/DF, 2009). Assim, a partir dessa análise, nota-se que essa recorrência está relacionada ao risco a estrutura que está mais relacionado a ocorrência da precipitação do que a probabilidade da vazão gerada, sendo assim vinculado ao risco, para esse estudo de caso, é aplicável um período de retorno de 10 anos.

Quanto aos parâmetros para modelagem no software ABC-6 encontram-se na figura 3, com os dados de entrada e saída. Bem como, na figura 4, é possível visualizar os dados necessários para simulação no software SWMM com os dados para início da simulação e os resultados da mesma.

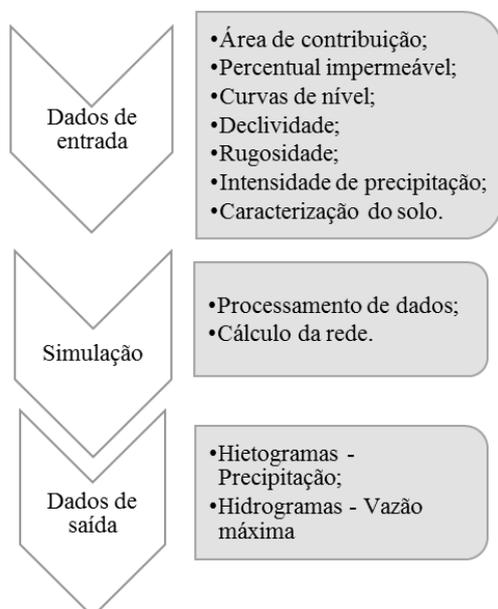


Figura 3 - Parâmetros de simulação – ABC-6.

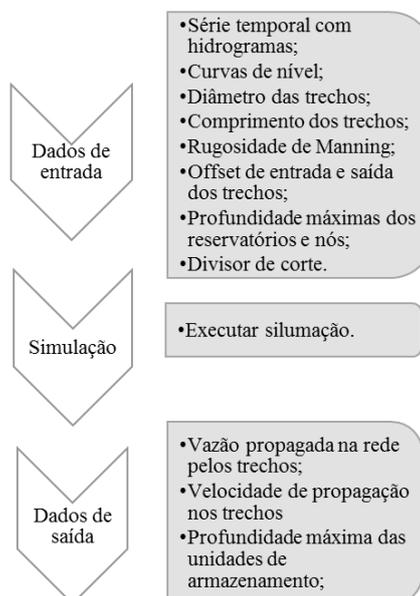


Figura 4 - Parâmetros de simulação – SWMM.

Em análise da evolução da região, 3 (três) cenários foram trabalhados neste estudo:

- Cenário inicial - Modelagem com as atividades propostas inicialmente de produção agrícola de hortaliças, a ser usado o software ABC – 6, pré urbanização.
- Cenário urbanizado – Modelagem com a urbanização da região implantada com impermeabilidade do solo em 90%, usando o ABC – 6 para geração de escoamentos;
- A partir dessa geração de escoamento do cenário urbanizado (item b), implanta-se o traçado da rede de drenagem para modelagem no software SWMM com dados retirados do ABC-6.



Assim, a partir dessas definições de cenário em conjunto com os dados calculados no ABC-6, as condições de infraestrutura urbana poderão ser propostas e pré-analisada.

O plano para rede de drenagem pós-urbanizada foi proposto com medidas alternativas aplicando trincheiras de infiltração em conjunto com dois reservatórios de retenção. Considerou-se que para efeito de uma drenagem eficiente das pistas de rolamento, para este trabalho, que o abaulamento das mesmas será em direção à trincheira. A escolha é justificada pela possibilidade de amortecimento das vazões pelo maior potencial de infiltração e saturação dos solos granulares que implica na redução o escoamento efetivo que vai à rede.

De acordo com o PDDU (2009), a trincheira de infiltração deve possuir largura entre 0,8 e 1 metro e a sua altura tem de ser maior que a largura. Suas camadas foram proposta ao lado da pista de rolamento das quadras e apresentam as seguintes seções, com base no PDDU (2009): 1) Camada de brita, adotado uma camada brita nº 3; 2) Camada do solo escavado, de tipo hidrológico B, também material granular, e 3) Tubo PEAD (Polietileno de Alta Densidade) corrugado e perfurado com o objetivo de captar a vazão não saturada pelo solo e absorção da vazão excedida sobre o berço da fundação, ou seja, exerce papel de tubo extravasor.

Outro ponto a ressaltar com o uso das trincheiras é a capacidade de tratamento primário das águas pluviais com peneiramento pelos solos granulares, uma vez que os resíduos grossos ficarão envoltos nas partículas da brita ou não percolarão. Bem como, por esse tipo de solo apresentar um número de vazios considerável, a água infiltrada preencherá temporariamente os vazios desses grãos recebendo função de reservatório.

A variável principal a ser encontrada no dimensionamento desses dispositivos é sua altura de máxima, $d_{m\acute{a}x}$, que é calculada a partir da equação 1, em que f é a taxa de infiltração final da trincheira que baseada no tipo de solo encontrado na região, tipo hidrológico B pelo método SCS, adotou-se a capacidade mínima de 5,72 mm/h (MC. CUEN, 1998), atendendo o pior caso de dimensionamento; T_s é o tempo de máximo de retenção pelas trincheiras que adotará 24 horas de permanência; e η representa a porosidade do solo, que é considerado de 40% baseado em solos estabilizados granulometricamente (TOMAZ, 2013). Já o volume interceptado é calculado pelo produto da porosidade do solo, η , considerado de 40%, da altura adotada pela trincheira equacionada na equação 1, e da área transversal da trincheira, que é o produto dos comprimentos da trincheira pela largura, representado na equação 2.

$$d_{m\acute{a}x} = f \times \left(\frac{T_s}{\eta} \right) \quad \text{equação (1)}$$

$$V_{\text{interceptado}} = d_t \times A_t \times \eta \quad \text{equação (2)}$$

O reservatório de retenção foi dimensionado conforme a Resolução nº 09 (2011) elaborada pela ADASA, em que o volume do reservatório em quantidade para amortecimento das vazões é dado pela equação 3, em que V é o volume do reservatório em m^3 , A_i é a área impermeabilizada e A_c é a área de contribuição, ambas em hectares. Juntamente com a vazão de saída, também em acordo com essa resolução, essa dada em l/s, descrita na equação 4.

$$V = (4,705 \times A_i) A_c \quad \text{equação (3)}$$

$$Q_{\text{saída}} = 24,4 \text{ [l/s]} \times A_c \quad \text{equação (4)}$$

RESULTADOS E DISCUSSÕES

A partir dos hidrogramas gerados pelo software ABC-6, nota-se que as vazões pré desenvolvimento representam um pouco mais que 20% em comparação com as vazões de um cenário urbanizado, cenário inicial com 16% de impermeabilidade com uma vazão de pico de 1.331 l/s e no cenário urbanizado com 88,8% de impermeabilidade uma vazão de 6.446 l/s. Assim, a partir dos parâmetros de modelagem adotados para a região, cobertura do solo e vegetal, observou-se que o regime hidráulico foi alterado principalmente o aspecto de geração de vazão de escoamento, uma vez que este foi ampliado quase cinco vezes, ilustrado na figura 5.

Outro parâmetro a analisar é o período de concentração, que na bacia urbana, 163 minutos, é o dobro do encontrado na bacia pré-urbanizada, 78 minutos. A razão para alteração desses parâmetros está na cobertura do solo que se tornou impermeável que implica em maior propagação da vazão pelo escoamento e menor capacidade de enchente da área que implica em menor permanência. Ou seja, conforme embasado no modelo



hidrológico SCS, a transformação precipitação em escoamento se torna acelerada pois há pouco para se infiltrar.

O sistema foi dividido em subáreas com a tentativa de idealizar um planejamento urbanístico para a região, as subáreas ficaram divididas da seguinte forma:

- A1: 25,977% da área com 132.497,71 m², e vazão de 1,67 m³/s;
- A2: 18,103% da área com 92.334,39 m², e vazão de 1,17 m³/s;
- A3: 13,676% da área com 69.758,58 m², e vazão de 0,88 m³/s;
- A4: 17,140% da área com 87.427,08 m², e vazão de 1,10 m³/s;
- A5: 25,104% da área com 128.045,82 m², e vazão de 1,62 m³/s.

A partir da equação 1, viu-se que a altura a ser adotada da trincheira é de 40 cm, excluindo as dimensões do tubo. Em que os primeiros 15 cm é de brita nº3, seguido de uma camada de solo do grupo B de 25 cm, e abaixo o tubo extravasor em PEAD. O volume interceptado total é calculado em acordo com a tabela 4, conforme indicado na equação 2, resultando em 831,60 m³.

Os tubos em PEAD foram dimensionados hidráulicamente a partir da fórmula de Manning, equação 5, em que Q é a vazão para a subárea em m³/s, η é a rugosidade do tubo, que para o PEAD considerou-se 0,010; e S é referente a declividade do tubo que pelo terreno não ter uma declividade considerável, adotou-se 0,5%.

$$D(\text{mm}) = 1,55 \times \left(\frac{Q \times \eta}{S^{1/2}} \right)^{3/8} \quad \text{equação (5)}$$

Tabela 4 - Comprimento de cada trincheira e volume interceptado.

Trincheiras	Comprimento	A _{transversal}	Volume armazenado
Trinch.1	480 m	792.00 m ²	126.72 m ³
Trinch.2	490 m	808.50 m ²	129.36 m ³
Trinch.3	505 m	833.25 m ²	133.32 m ³
Trinch.4	525 m	866.25 m ²	138.60 m ³
Trinch.5	570 m	940.50 m ²	150.48 m ³
Trinch.6	580 m	957.00 m ²	153.12 m ³
			831.60 m ³

Assim, para padronização das trincheiras e facilidade durante a execução, a tubulação sob essas resultou em um diâmetro comercial de 900mm adotando a maior vazão das subáreas apresentadas, 1,67 m³/s, para todas as trincheiras. O desenho em corte da trincheira é apresentado na figura 6, juntamente com o escopo da rede de drenagem a ser implantada.

A vazão de saída do reservatório de retenção corresponde a 1.244,55 l/s, referente à área de 51 hectares, no entanto, esta foi dividida para os dois reservatórios igualmente, logo, a vazão de saída de cada um deve ser de no máximo 622,275 l/s. A razão para isso é o amortecimento de vazões que implicam em não deterioração da rede existente ou movimentação dos sedimentos no corpo receptor. Essa vazão de saída pode ser diretamente lançada no corpo receptor uma vez que a trincheira de infiltração além da capacidade de armazenamento de água, também possui potencial de tratamento devido ao preenchimento dos resíduos entre as duas camadas de material granular.

Para a área de estudo, o percentual impermeabilizado é 88,8% e a área de contribuição é de 51 hectares, resultando em uma área impermeabilizada de 45.30 hectares, resultando em um volume total de 21.310,66 m³ e foi optado fazer dois reservatórios com um volume útil de 10.800 m³ pela facilidade de execução quando não necessita de grande profundidade. Assim, as dimensões finais do reservatório são de 60 m x 60 m x 3 m.

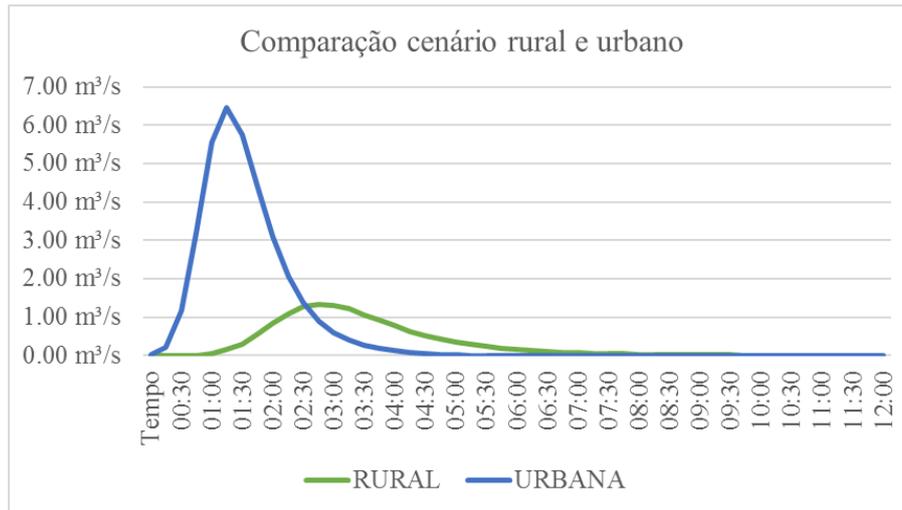


Figura 5 - Comparação cenário rural e urbano.

O diâmetro do orifício de saída do reservatório para obedecer a legislação, a vazão de pré desenvolvimento de 622,275 l/s, é calculado pela equação 6, em que Q_{pd} é a vazão de pré-desenvolvimento e h_c é a altura do orifício em relação à tampa do reservatório que para este estudo considerou-se 2,5 metros, resultando em 375 mm para o orifício de saída.

$$D (m) = \frac{0.69 \times \sqrt{Q_{pd}}}{\sqrt{h_c}}$$

equação (6)

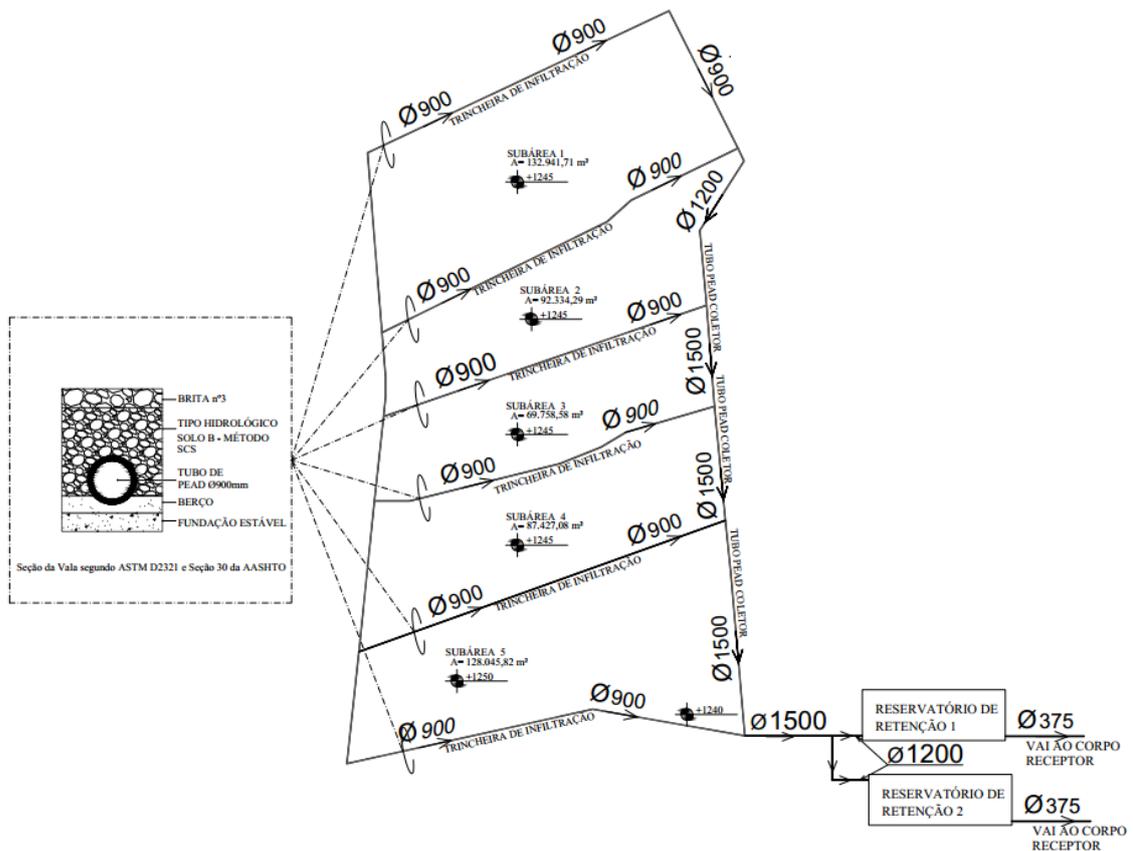


Figura 6 - Escopo da rede de drenagem proposta.



Para a simulação adotou-se que toda a percolação nas trincheiras é encaminhada para o tubo abaixo, visto que, em termos de execução, a diferença de altura é de 0,15 metros, aproximadamente, em um percentual de volume total de 3,90%.

Outro ponto a ressaltar, o modelo de propagação do fluxo adotado para esta simulação foi a de onda dinâmica para precisão. Bem como, houve a necessidade do uso de nós de cabeceira onde por eles a vazão retirada do software ABC-6 entra como uma série temporal com duração de 6 horas, aproximadamente. Outro ponto está que nestes nós não haverá profundidade máxima a ser armazenada pois estas serão percorridas pela trincheira. Ressalta-se também que a cada entrada da tubulação PEAD das trincheiras no tubo receptor é necessária a inserção de um nó devido a mudança de direção bem como o incremento de vazão na rede. Com essas premissas, o objetivo da simulação é averiguação do comportamento da bacia e se a estrutura dimensionada é suportada.

O primeiro resultado significativo para a simulação foi a correta propagação do fluxo, em cada trecho do estudo, a vazão comportou conforme esperado, com uma diferença de 4%, sendo não significativo que é justificado pelo acúmulo de volume nos trechos. A vazão máxima calculada pelo software ABC-6 foi de 6.446 l/s enquanto que a vazão máxima durante a simulação foi de 6.186,57 l/s, ambas no tempo entre 1 hora e 30 minutos. Quanto a distribuição de vazões nos trechos onde foi aplicada as trincheiras que para esta simulação considerou-se que toda a água foi encaminhada ao tubo sob a trincheira, e resultou em variações de vazões devido aos comprimentos dos trechos, que implica diretamente nas áreas de contribuições.

No gráfico 1, representou o momento em que há a divisão do fluxo total entre os dois reservatórios. A ferramenta do SWMM usada para dar esse sentido foi o Divisor de Fluxo do tipo corte, em que a partir de determinado valor de vazão, no estudo de caso em 3.073,90 l/s, a contribuição é dividida para o outro reservatório. Observa-se que, pelo o modelo de propagação do fluxo ser pela onda dinâmica observou-se que a divisão foi exatamente pela metade implicando em uma distribuição igualitária entre os dois reservatórios. Assim, primeiramente, enche-se primeiro reservatório, representado pelo trecho 14, e em seguida a vazão residual é distribuída para o trecho do segundo reservatório, representado pelo trecho 15.

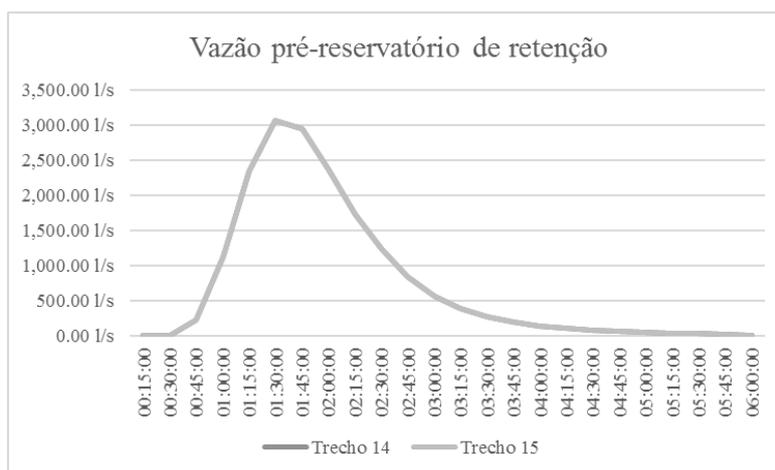


Gráfico 1 - Vazão anterior ao reservatório de retenção e como é distribuída.

No gráfico 2, ilustra os trechos finais, pós reservatórios, A vazão de saída atende a normatização da ADASA, visto que a soma das vazões dos trechos é de 1.066,82 l/s, sendo no trecho 16 (primeiro reservatório) de 533,41 l/s e no trecho 17 (segundo reservatório) também de 533,41 l/s. Assim, nota-se que a diferença entre a calculada pela normatização da ADASA, 1.244,55 l/s, e a simulada diferem quase 16,66 % que é justificado pelo emprego dos diâmetros comerciais que devem ser menores que o calculado.

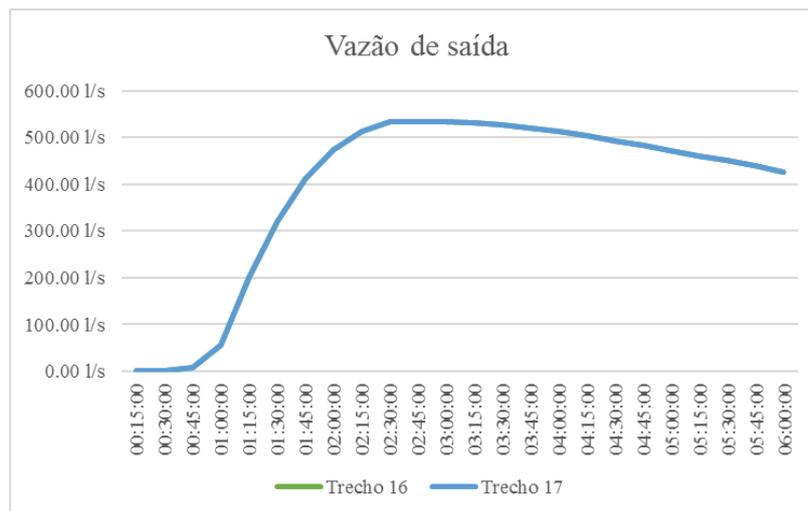


Gráfico 2 - Vazão de saída para o exutório/corpo receptor.

Ressalta-se que pela propagação do fluxo ser do tipo de onda dinâmica, mais preciso, observou-se que as vazões de entrada e saída dos reservatórios e a profundidade dos reservatórios comportaram igualmente e ilustra um resultado positivo pois dessa forma a vazão total é distribuída igualmente conforme idealizado.

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Ao analisar uma mesma bacia com suas propriedades físicas alteradas, sendo a principal a cobertura do solo e seu uso, foi observado que a vazão gerada por esses diferentes cenários possui uma diferença notável, a vazão pré urbanizada, 1.331 l/s, representa 20,65% da vazão pós urbanizados, 6.446 l/s. A cobertura do solo mais impermeabilizada tende a gerar um escoamento efetivo bem maior do que a de cobertura campestre/agrícola e isso implica em sistemas de drenagem mais planejados e que cumpram os seus objetivos de retirada de água a montante e conduzir a jusante. No entanto, é possível notar que a alteração física pode ser a principal mudança, mas que pode haver mudanças nos outros parâmetros do ciclo hidrológico, como infiltração, evapotranspiração, armazenamento subterrâneo, precipitação, saturação do solo, e que devem ser analisados todos e simultaneamente. A razão para isso é que, em um longo período de análise, a alteração desses parâmetros pode ser compensada entre si e não implica em alteração no escoamento final gerado. Assim, para os próximos estudos podem ser analisados a aplicação de alteração dos parâmetros do ciclo hidrológico simultaneamente.

Quanto ao empenho da metodologia de sistema de drenagem, observa-se que os sistemas estruturais de infraestrutura urbana aplicados planejam sistemas que tendem acumular o escoamento temporariamente, como os reservatórios de retenção, e/ou forçar o curso natural do ciclo hidrológico, como as trincheiras de infiltração. Assim, a adoção de trincheiras de infiltração, com um volume total de 831,60 m³ para as seis trincheiras, com altura de retenção de 40 cm, induz uma redução do volume de água ingressante nos reservatórios de retenção, representada por 3,90% do volume total dos reservatórios, 21.310,66 m³, mesmo em escalas menores. Bem como, a adoção do PEAD, implica em uma estrutura recicláveis, hermético quando diminui as perdas, facilidade de execução, melhor maleabilidade e durabilidade. No entanto, as trincheiras necessitam de manutenções como reposição das camadas de solo devido ao seu processo de tratamento, por granulometria. Em função desse tratamento, é necessário averiguar o potencial de tratamento da água que sai dessas trincheiras para o potencial de tratamento dos materiais granulares.

A simulação da rede projetada deu diretrizes quanto ao dimensionamento da futura rede de drenagem e comprovou sua adequabilidade a área como um todo. A vazões foram propagadas adequadamente entre os diversos trechos e resultou diferenças de aproximadamente 4% quando uma vazão simulada máxima de 6.186,57 l/s, que é justificado pelo acúmulo de volume nos tubos, ou seja, além de condutores, estes armazenam, por mais que pouco, mas há um percentual, de 4%, aproximadamente. Notou-se também que ao usar a propagação do fluxo do tipo onda dinâmica implica em simulações mais coerentes comparadas a de



onda cinemática pois estas são mais precisas e consideram a capacidade de acúmulo de volume pelos trechos. Bem como, ao adotar essa metodologia, os reservatórios são capazes de comportar igualmente.

O SWMM ilustrou o comportamento dos dois reservatórios de retenção de 10.800m³/cada que age como divisor de fluxos entre o reservatório 1 e 2 que ambos resultam em uma vazão de saída coerente a norma da ADASA, 1.244,55 l/s, no entanto na vazão simulada de saída implicaram em um total de 1.066,82 l/s.. É necessário adequar o emprego das trincheiras de infiltração no software que contabilize as entradas por infiltração em trechos, como bacias que contam como percentual de infiltração da trincheira.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. BELAVILACQUA, N. Materiais de tubulações utilizadas em sistemas de coleta e transporte de esgotos sanitários. Estudo de caso da área Norte de São Paulo. 2006. 225 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica e Sanitária) – Escola Politécnica- Universidade de São Paulo. São Paulo/SP. 2006.
2. CALZAVARA, S.F.; FERNANDES, O.V.Q. Uso e Ocupação do Solo e Número De Curva (CN) na Bacia Hidrográfica do Córrego Matilde Cuê, Marechal Cândido Rondon (PR). Revista do Programa de Pós-Graduação em Geografia. Maringá, v. 7, n. 1, p. 185 – 209, 2015.
3. COLLODEL, P.O. Aplicação do modelo hidrológico SWMM na avaliação de diferentes níveis de detalhamento da bacia hidrográfica submetida ao processo de transformação chuva-vazão. 2009. 225 f. Dissertação (Mestrado em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia - Universidade de São Paulo. São Carlos/SP. 2009.
4. CENSO DEMOGRÁFICO 2010. Características da população e dos Domicílios: Resultados do Universo. Rio de Janeiro: IBGE, 2011.
5. CORSINI, R. (2011). Tubulação PEAD. 2º Ed. Rec. e Amplo. São Paulo: Pini. Disponível em: <<http://infraestruturaurbana17.pini.com.br/solucoes-tecnicas/2/tubulacao-pead-leveza-e-facilidade-de-transporte-sao-caracteristicas-212986-1.aspx>>. Acesso em 8 de novembro de 2017.
6. COUTINHO, F.M.B.; MELLO, I.L.; SANTA MARIA, L.C. (2003) Polietileno: Principais Tipos, Propriedades e Aplicações. Polímeros: Ciência e Tecnologia. Maringá, v. 13, n. 1, p. 1 – 13, 2003.
7. DISTRITO FEDERAL. Resolução nº 09 de 08 de abril de 2011, estabelece os procedimentos gerais para requerimento e obtenção de outorga de lançamento de águas pluviais em corpos hídricos de domínio do Distrito Federal e naqueles delegados pela União e Estados. Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal. Governo do Distrito Federal (ADASA). Brasília, DF, 9p.
8. DISTRITO FEDERAL, Secretaria de Estado de Gestão do Território e Habitação (SEGETH/DF). GeoPortal – Infraestrutura de Dados Espaciais. Brasília, 2016.
9. DISTRITO FEDERAL, Secretaria de Estado de Obras. Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal – Manual Técnico de Drenagem Urbana 2 e 3. Brasília, Concremat Engenharia, 2009.
10. EMBRAPA – EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA (2004). Mapa Pedológico Digital – SIG Atualizado do Distrito Federal Escala 1: 100.000 e uma Síntese do Texto Explicativo. Documentos 120. Planaltina-DF: Embrapa Cerrados
11. GALBETTI, M. V. Comparação dos modelos hidrológicos presentes no SSD ABC6 aplicados a uma bacia urbana. 2015. 133f. Dissertação em Ciências: Engenharia Hidráulica e Saneamento - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos. 2015.
12. GEBREHIWOT, S. G., J. SEIBERT, A. I. GÄRDENÄS, P.-E. MELLANDER, AND K. BISHOP (2013), Hydrological change detection using modeling: Half a century of runoff from four rivers in the Blue Nile Basin, Water Resource. Res., 49, 3842–3851.
13. MACHADO, J.A.; MELO, O.A.; TERRA, R.P. Salubridade Ambiental Em Área De Ocupação Espontânea Na Microrregião De Gargaú, São Francisco De Itabapoana, Rio De Janeiro. Centro Federal de Educação Tecnológica de Campos – CEFET. Caxambu, MG, 2007.
14. MCCUEN, R. H. Hydrologic Analysis and Design. 2. ed., Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1998.
15. MC. CUEN, R. H. A guide to hydrologic analysis using SCS methods. Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1982.
16. OLIVEIRA, C.P.M.; PORTO, R. L. L. e ZAHED FILHO, K. Análise de Bacias Complexas Versão 1.34. Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (2016).



17. PESSOA, M. N. A. Ocupação Irregular de Terras e Criação de Centros de Desenvolvimento Econômico em Ceilândia – DF. Monografia de Prática e Pesquisa de Campo II. Universidade de Brasília. Instituto de Ciências Humanas. Departamento de Geografia, 2009.
18. POLETO, C. (2014). Bacias Hidrográficas e recursos hídricos. Rio de Janeiro, RJ: Interciência, 1ª Edição. Vol. único, 272 p.
19. PONCIANO, J. L. C. Monografia: Águas Pluviais: Análise de Problemas em Novos Loteamentos, Estudo de Caso do Setor Habitacional Arniqueira - DF. Universidade de Brasília. Brasília, 2016.
20. PORTO, M.F.A. Aspectos qualitativos do escoamento superficial em áreas urbanas. In: TUCCI, C.E.M.; PORTO, R.L.L. e BARROS, M.T. Drenagem Urbana. UFRGS Ed. da Universidade/ABRH, Porto Alegre, 1995, p. (387-428) 1995.
21. ROSSMAN, L. A., Storm Water Management Model. Version 5.0. National Risk Management Research Laboratory, United States Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio. 2010.
22. SILVA, P.O da. Análise de técnicas compensatórias de drenagem urbana para atenuação de inundações em uma sub-bacia do rio Jiquiá no Recife. 2011. 139 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco. Recife. 2011.
23. TOMAZ, PLINIO. Curso de Manejo de Águas Pluviais – Capítulo 17- Infiltração e condutividade K. 2013, São Paulo, Editora Navegar, 1800 páginas.
24. TOMAZ, PLINIO. Curso de Manejo de Águas Pluviais – Capítulo 38 – Método do SCS. 2013, São Paulo, Editora Navegar, 1800 páginas.
25. TUCCI, C.E.M. (2005). Gestão de Águas Pluviais Urbanas. Ministério das Cidades – Global Water Partnership – World Bank – UNESCO. Instituto de Pesquisas Hidráulicas/ UFRGS. Vol. 1, 270 p.