

## Análise de critérios para a determinação da vazão de restrição ao escoamento superficial urbano

Gustavo José Rocha Peplau

Mestre em Recursos Hídricos e Saneamento pela Universidade Federal de Alagoas

Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento - Ufal: Centro de Tecnologia (CTEC) - Campus A. C. Simões

*gustavopeplau@gmail.com*

Marllus Gustavo Ferreira Passos das Neves

Professor do Centro de Tecnologia da Universidade Federal de Alagoas, Jatiúca, Maceió-AL

*marllus.neves@ctec.ufal.br*

Recebido: 01/10/13 - revisado: 26/02/14 - aceito: 09/06/14

### RESUMO

Este artigo apresenta uma proposta de definição da vazão específica de restrição em uma bacia hidrográfica urbana a partir da capacidade máxima do escoamento de seu canal de macrodrenagem, e dos condicionantes atuais de uso e ocupação do solo. Para tal meta, foram realizadas as etapas seguintes: modelagem hidrológico-hidrodinâmica, simulação para verificação da capacidade do canal, vazões de restrição e coeficientes de escoamento pela capacidade do canal, vazão e coeficiente de escoamento de pré-urbanização pelo método racional. O uso do método racional ocorreu para que fosse possível uma análise comparativa, partindo-se da premissa de que o uso da capacidade máxima de escoamento no canal fornece valores de vazão de restrição e coeficientes de escoamento plausíveis. Foi utilizado o software SWMM para simulação de cenários, definidos em função do tempo de retorno da precipitação e o nível de jusante na foz do riacho escolhido, denominado Riacho do Sapo. A bacia deste riacho possui 2,1 km<sup>2</sup>. Os resultados apresentados corroboraram com a premissa e concordaram com estudos anteriores. Assumindo, por exemplo, ser razoável que o método racional estime bem a vazão de pré-urbanização para TR=10 anos e duração de 1 h, a vazão de restrição pela capacidade máxima do canal pode atingir o dobro ou até o triplo do valor calculado simulando a vazão de pré-urbanização.

**Palavras Chave:** Drenagem urbana. Vazão de restrição. Coeficiente de escoamento

### INTRODUÇÃO

Atualmente, o manejo de águas pluviais urbanas é um conceito inserido nas discussões acadêmicas e práticas. No primeiro caso, fruto da evolução histórica da abordagem na área, antes denominada por drenagem urbana. No segundo caso, como uma busca de soluções urgentes dos problemas de alagamentos nas cidades. Este processo passou por algumas etapas, cujas denominações variam um pouco na literatura, culminando na tentativa atual de retomar a relação da sociedade urbana com as suas águas.

Neste contexto, e focando no controle da geração de escoamento superficial, este artigo propõe o uso da capacidade máxima de escoamento de canais urbanos como referência para a definição de um valor de vazão específica de restrição ( $q$ ). A capacidade máxima aqui é entendida como o maior valor de vazão que não provoque transbordamentos no canal e é determinada com o auxílio de modelagem hidrológico-hidráulica.

Avalia-se também, de forma comparativa, o uso do método racional na determinação da denominada vazão de pré-urbanização ( $q_{pre}$ ), através da definição do coeficiente de escoamento de pré-urbanização ( $C_{pre}$ ). A comparação é feita entre o valor de  $C_{pre}$  com o valor de  $C$  obtido a partir da vazão de restrição  $q$  vinda da simulação do escoamento no canal, ou

seja, o valor de  $C$  é aquele que, na área a montante do ponto de capacidade máxima, produziria, via método racional, uma vazão numericamente igual à vazão  $q$ . Naturalmente, a comparação ocorre também entre  $q$  e  $q_{pre}$ .

### Evolução ao conceito de manejo e o controle de inundações urbanas no Brasil

Como é vista a evolução do controle na drenagem urbana? Como o conceito evoluiu para o chamado manejo de águas pluviais? Uma visão interessante é a de Burns et al. (2012), que afirmam haver, no que concerne ao controle, três fases: a primeira focada na eficiência da drenagem, com sistemas capazes de conduzir o escoamento superficial às águas receptoras de forma eficiente, a segunda com foco na redução das cargas poluidoras (e potencialmente nos picos de vazão), na qual se enquadram as técnicas ditas de baixo impacto LID (*Low Impact Development*) e a WSUD (*Water Sensitive Urban Design*), e a terceira fase com foco ou baseada no gerenciamento do regime de escoamento, onde se procura atingir metas além do simples controle da poluição ou do pico de vazão, propondo-se manter a integridade do ecossistema das águas receptoras, avaliando as vazões mínimas também.

Vários autores brasileiros seguem esta descrição evolu-

tiva, mas procuram colocar também uma fase anterior à primeira de Burns et al. (2012), que é a denominada “toute à l’rue” ou “cidade pútrida” (BAPTISTA et al., 2005). A primeira fase de Burns et al. (2012), focada na eficiência, seria a segunda fase dos brasileiros, denominada também de “tout à l’égout” ou higienista (NASCIMENTO et al., 1999).

Uma boa descrição do histórico está em Souza et al. (2012), trabalho no qual fica evidente que o Brasil ainda está, em sua maioria, na fase higienista, apesar de haver iniciativas das demais fases espalhadas pelo país. Segundo os autores “Na última década, no entanto, algumas poucas municipalidades começaram a alterar sua forma de gerir o sistema de drenagem para a utilização de estruturas de armazenamento, casos, por exemplo, de Porto Alegre, São Paulo, Curitiba e Santo André” (SOUZA et al., 2012, p. 9).

Planos diretores de drenagem urbana, planos municipais de saneamento ambiental e medidas adicionais já são aplicados em algumas cidades, mas o manejo de águas pluviais urbanas como a abordagem que reintegra o curso d’água ao convívio urbano e antecipa os impactos ou que dê preferência às medidas não estruturais, ainda parece estar, sendo otimistas, restrito a condomínios situados em regiões periféricas das grandes cidades, longe de outras partes de urbanização consolidada. Mas o desafio urgente está posto para estas últimas.

Quanto a iniciativas existentes, alguns autores mostram a adoção de medidas de controle em algumas cidades brasileiras, através de instrumentos legais. Citam, por exemplo, a legislação da cidade de Porto Alegre (Porto Alegre, 2006), onde se adota uma vazão de restrição específica ( $L \cdot s^{-1} \cdot ha^{-1}$ ), obtida com o método racional, através da estimativa de um coeficiente de escoamento representativo de uma situação de pré-ocupação ou pré-urbanização  $C_{pre}$  daquela cidade (TUCCI, 2000 : TUCCI, 2001).

## A ideia da alternativa proposta neste artigo

Neste trabalho, parte-se da premissa de que o uso da capacidade máxima de escoamento no canal fornece valores de vazão de restrição e coeficientes  $C$  plausíveis, levando-se em conta o tempo de retorno (TR) da precipitação e prováveis efeitos de jusante. A ideia do artigo em tela é a de que, apesar de toda a evolução acadêmica dos paradigmas, ainda é necessário um caminho por etapas, sendo algumas soluções urgentes necessárias. Estudar um método menos subjetivo para o caso de uma bacia urbana com o curso d’água canalizado e de ocupação já bem consolidada contribui para este processo.

Mas para isto, é necessária uma visita ao que já está em utilização no Brasil, que é a vazão de restrição como sinônimo de vazão de pré-urbanização, obtida via método racional.

## Vazão de pré-urbanização com o método racional

O uso do método racional já está bem difundido entre os pesquisadores e uma fase primordial dele é a definição do coeficiente de escoamento a ser adotado. No caso deste artigo, o interesse é na situação de pré-urbanização da área, ou seja,  $C_{pre}$ . Uma ideia já publicada em alguns trabalhos no Brasil consistiu em determinar este coeficiente em função do tipo de solo e do

TR. Assim foi feito, por exemplo, nas cidades de Porto Alegre e São Paulo, obtendo-se  $C_{pre}=0,15$  (TUCCI, 2000, TUCCI, 2001 e SÃO PAULO, 2012) e Feira de Santana – BA, com  $C_{pre}=0,21$  (LIMA; SILVA, 2012). As vazões de restrição específicas obtidas foram  $q_{pre}=20,8 L \cdot s^{-1} \cdot ha^{-1}$ ,  $25 L \cdot s^{-1} \cdot ha^{-1}$  e  $28,94 L \cdot s^{-1} \cdot ha^{-1}$ , respectivamente. As premissas ou considerações adotadas para se obter estes valores foram:

Bacias de 100 hectares;

Bacias retangulares com cobertura do solo homogênea e com o comprimento  $L=2 \cdot largura$  e escoamento na direção de  $L$ ;

Uso de uma curva IDF;

TR de 10 anos;

Duração de 1 h, dita ser representativo tempo de concentração ( $t_c$ ) em áreas do tal tamanho e velocidade média de escoamento de  $0,4 m/s$ ;

$C_{pre}$  igual à relação precipitação efetiva sobre precipitação total pelo método SCS, sendo assim função do TR;

Valor de  $C_{pre}$  como valor padrão único para toda a cidade, e intermediário entre os solos do tipo A, B e C (método SCS).

Uma consequência na cidade de Porto Alegre foi a entrada em vigor do Decreto Municipal nº 15.371 (Porto Alegre, 2006), que diz, no artigo 1º que “toda ocupação que resulte em superfície impermeável, deverá possuir vazão máxima específica de saída para a rede pública de pluviais igual a  $20,8 L \cdot s^{-1} \cdot ha^{-1}$ ”. O caso de São Paulo está expresso no manual de drenagem e manejo de águas pluviais da cidade (SÃO PAULO, 2012). Já na década de 1980, Urbonas e Glidden (1983) propuseram o valor de  $16,8 L \cdot s^{-1} \cdot ha^{-1}$  para a cidade de Denver, obtido a partir de uma simulação detalhada de reservatórios espalhados aleatoriamente em uma bacia de  $20 km^2$ .

Estudos mais recentes para a cidade de Porto Alegre fazem observações a respeito desta metodologia. Tassi e Villanueva (2004) avaliaram o efeito da colocação de microrreservatórios (MR) de retenção em lotes padrão na macrodrenagem de uma bacia de  $9,8 km^2$ . Foram simulados lotes-padrão distribuídos em toda a bacia, dimensionados para liberarem múltiplos da vazão de pré-urbanização ( $q_{pre}$ ,  $2q_{pre}$ ,  $3q_{pre}$  e  $5q_{pre}$ ) e uma análise conjunta da eficiência do controle do escoamento e dos custos globais de implantação (MR e rede de condutos) foi realizada, comparando também duas combinações de TRs: combinação I (TR=5 anos para microdrenagem e MR e TR=10 anos para macrodrenagem) e combinação II (TR=10 anos para tudo). Os autores recomendam a combinação TR=5 anos para o dimensionamento de MR e da microdrenagem e TR=10 anos para a macrodrenagem. Concluíram também que os MR podem ser dimensionados para controlar  $2 \cdot q_{pre}$ , sem perder muita eficiência quando comparada com  $q_{pre}$ .

Forgiariniet al. (2012) realizaram simulações hidrológicas com o método SCS em três microbacias de Porto Alegre para três cenários de controle: Lei (respeitando o decreto da cidade), pós-controle (dispositivos de controle inseridos em lotes consolidados) e pré-controle (dispositivos de controle inseridos em lotes novos). Os autores concluíram que os volumes

de controle calculados pela legislação sempre foram superiores aqueles calculados para o pós-controle e para o pré-controle. Eles creditam este resultado às bases do método de criação de  $q_{pre}$ , listadas anteriormente; para eles adotar 1 h para o  $t_c$  resulta em uma vazão máxima muito restritiva para os lotes menores, pois  $t_c$  maior para as áreas menores fazem surgir menores vazões máximas e, assim, maiores volumes de controle.

## MATERIAIS E MÉTODOS

### Materiais

Para o desenvolvimento do estudo, foram necessários:

Dados de caracterização física: base cartográfica da área urbana da cidade de Maceió, de propriedade da Prefeitura Municipal, na escala de 1:2.000, elaborada em 1998/99, nível automático, mira graduada e tripé de alumínio, visualizações de 22 de novembro de 2010 do software Google Earth versão 6.2.2.6613, mapa de classificação pedológica dos solos de Maceió realizado em 2005 pela Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (Embrapa), máquinas fotográficas, aparelho de GPS, *notebooks*, outros materiais de apoio para visitas a campo, instalações de equipamentos e aquisição dos dados para o estudo;

Dados hidrológicos: curva IDF de Maceió, níveis do canal (sensor de pressão instalado durante a execução do estudo), dados de chuva de um pluviômetro de balança, instalado durante a execução do estudo e vazões obtidas com o uso de um molinete.

Foram utilizados vários programas como: SWMM 5.0.022, SPRING 5.2 e Google Earth 6.2.2.6613..

### Métodos

As fases de execução (Figura 1), explicadas adiante, foram: (1) modelagem hidrológico-hidrodinâmica; (2) simulação para verificação da capacidade do canal; (3) vazões limite como vazão de restrição e cálculo de coeficientes C equivalentes; e (4) vazão de pré-urbanização como vazão de restrição e coeficiente C: comparação método racional x capacidade do canal.

### Modelagem Hidrológico-Hidrodinâmica

Este passo do trabalho englobou desde as visitas à bacia até a calibração do modelo SWMM (GIRONÁS et al., 2010), sendo estas as atividades: levantamentos topográficos, discretização da bacia, caracterização da pedologia, do uso e ocupação do solo, parametrização das sub-bacias, parametrização do canal, medição de velocidade com molinete (regime permanente), instalação do pluviômetro de balança e de sensor de pressão, coleta de dados registrados, verificação de escoamento em tempo seco (condições iniciais) e a calibração do modelo.

Os levantamentos topográficos serviram para a discretização do canal, determinando-se seções transversais, comprimentos e declividades dos trechos. A divisão em sub-bacias baseou-se na base cartográfica e em visitas para identificar pontos de descargas no canal (exutórios das sub-bacias) por não haver

cadastro de microdrenagem disponível no município. Quanto à pedologia e o uso e ocupação do solo, utilizou-se mapa feito pela Embrapa (Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária), seguido da categorização hidrológica dos solos da bacia com base na classificação proposta por Sartori (2004). O mapeamento do uso do solo atual foi realizado com o software Google Earth, com a imagem disponível (22/11/2010) e visitas a campo verificaram algumas incertezas.

Quanto à parametrização das sub-bacias, o modelo SWMM requer vários parâmetros: área (ha), largura (m), declividade média (%), infiltração, fração de área impermeável (%), coeficiente de rugosidade de Manning, para superfícies impermeáveis e para superfícies permeáveis, capacidade de armazenamento em depressões para superfícies impermeáveis (mm), capacidade de armazenamento em depressões para superfícies permeáveis (mm), fração de área impermeável não conectada (%).

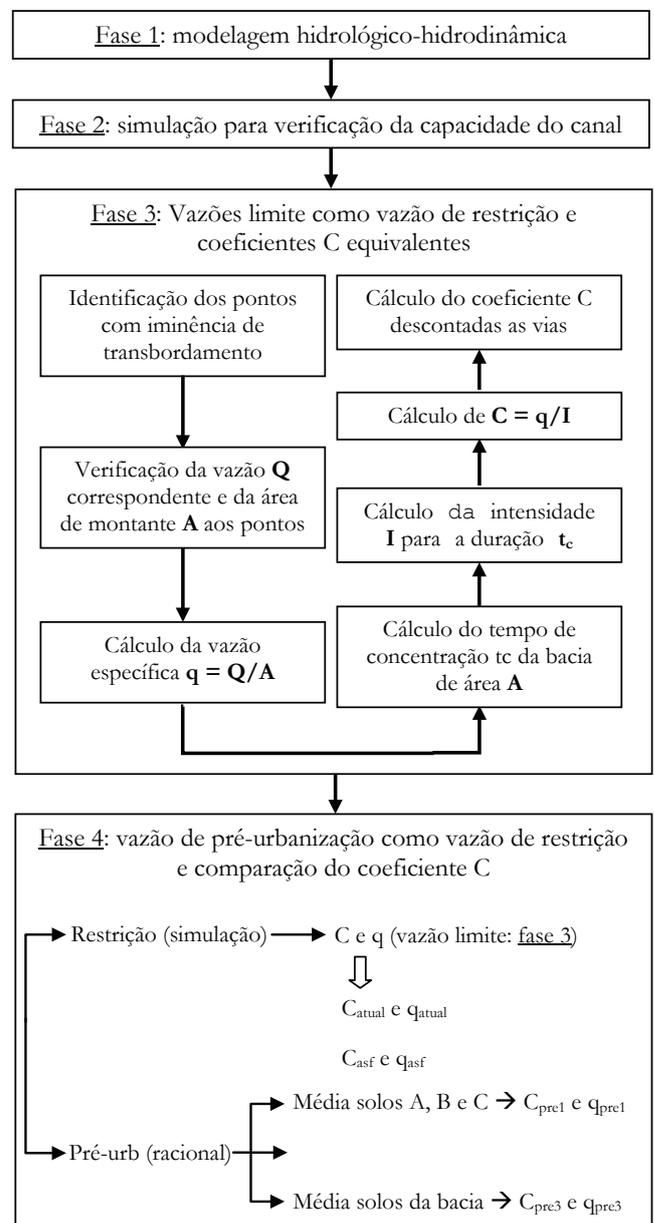


Figura 1 - Passos metodológicos

Foi utilizado o método SCS para infiltração, cujo parâmetro de CN de cada sub-bacia foi obtido através da sobreposição do mapa de uso e ocupação do solo com o mapa dos grupos hidrológicos do solo. Para cada sub-bacia, o CN foi obtido pela ponderação das áreas computadas com seus respectivos valores particulares. O mapa de uso do solo e ocupação também foi utilizado para quantificar as áreas impermeáveis de cada uma das sub-bacias. O SWMM modela bacias como se elas fossem superfícies retangulares com declividade uniforme e uma largura característica (W). Não há uma metodologia única para determinar o parâmetro W; vários pesquisadores utilizam diferentes metodologias (TEMPRANO et al. 2006, GARCIA; PAIVA, 2006). Testes com algumas dessas metodologias mostraram grande variação entre os valores, sendo adotado o valor da largura do retângulo equivalente para a definição da largura inicial das sub-bacias e depois realizada a calibração de W, semelhante a Garcia e Paiva (2006).

A rugosidade do canal foi inicialmente determinada através de visita de campo e auxílio da literatura. Adotou-se um valor do coeficiente de rugosidade de Manning básico, incrementando quando necessário, conforme o chamado método da incrementação ou de Cowan (MATOS et al., 2011).

Para obter as declividades médias (S) de cada sub-bacia, foi utilizado o software Spring 5.2 com pontos da base cartográfica como amostras para a produção do modelo digital do terreno de toda bacia. A obtenção dos parâmetros de rugosidade para as áreas impermeáveis e permeáveis de todas sub-bacias foi feita através da ponderação dos coeficientes de rugosidade para cada tipologia da superfície e da ocupação.

Foram instalados um pluviômetro de balança com resolução de 0,25 mm de chuva e um sensor de pressão no canal verificando o nível a cada 10 min. Também foram realizadas medições de profundidade ao longo do canal e levantados os locais de contribuição em tempo seco. Em seguida foram inseridas vazões de aporte no modelo para representar esse fluxo antes da ocorrência de um evento (tempo seco), como condições iniciais para a simulação dos cenários.

A calibração do modelo foi realizada em dois estágios: o primeiro em regime permanente e o segundo com a simulação hidrológico-hidrodinâmica dos eventos selecionados. A etapa em regime permanente foi realizada utilizando vazões obtidas a partir do emprego do molinete e as profundidades observadas no mesmo instante. Neste estágio a vazão verificada foi introduzida a montante do ponto de coleta e observada a profundidade gerada pelo modelo para comparação com a mensurada em campo. O parâmetro calibrado foi o coeficiente de rugosidade do canal (n de Manning).

No segundo estágio, foram utilizados dados do pluviômetro de balança e do sensor de pressão. Devido à carência de dados de vazão durante eventos, a calibração se deu para as profundidades com os ajustes dos parâmetros por tentativa e erro. Este ajuste foi realizado individualmente para cada evento e por último foram adotadas as médias dos parâmetros calibrados. A qualidade do ajuste da calibração foi avaliada através do coeficiente de determinação ( $R^2$ ), erros percentuais nas profundidades máximas e pelo coeficiente de eficiência de Nash e Sutcliffe. No modelo, optou-se pelo uso das equações

completas de Saint Venant, possibilitando a simulação dos efeitos de jusante e de escoamento sob pressão.

### Simulação para verificação da capacidade do canal

Nesta etapa foram definidos os cenários de simulação com chuvas de projeto e condições de contorno de jusante. Em seguida foram realizadas simulações dos cenários, análises das condições de escoamento da bacia e a verificação de vazões no limiar do transbordamento do canal. A definição dos cenários levou em conta a ocupação atual, TRs da precipitação e diferentes níveis da água de jusante na foz (NA de jusante), sendo eles: baixo, médio e alto. A Tabela 1 indica a combinação desses critérios.

Tabela 1 - Cenários de simulação

		TR (anos)		
		10	25	50
NA de jusante	Baixo	CA10B	CA25B	CA50B
	Médio	CA10M	CA25M	CA50M
	Alto	CA10A	CA25A	CA50A

Foi adotada a premissa de que, na situação ideal, o controle deve garantir que não haja transbordamento em nenhum trecho do canal. Foi considerada como capacidade máxima a vazão que ocorre no segundo anterior ao transbordamento (nos pontos do riacho onde isto ocorreu) e foram denominadas de vazões limite. As precipitações de projeto foram obtidas através da curva IDF, com distribuição temporal realizada pelo método dos blocos alternados. Adotou-se a duração da chuva igual ao  $t_c$  da bacia.

Quanto às condições de contorno de jusante, a condição de NA de jusante baixo foi inserida no SWMM como uma descarga livre e as outras duas condições (médio e alto) com o nível no meio da seção transversal e na maior profundidade na mesma seção do exutório da bacia do Sapo, respectivamente. As condições iniciais do canal se basearam no levantamento de campo dos níveis em tempo seco, sendo colocadas no modelo de tal forma que houvesse escoamento permanente durante um longo período de tempo, garantindo uma estabilização de níveis e vazões na ordem de grandeza encontrada em campo, “esperando” os hidrogramas.

### Vazões de restrição e coeficientes de escoamento pela capacidade do canal

Com a área a montante de onde as vazões limite ocorreram, pode-se calcular a vazão específica  $q$ . Calcularam-se também coeficientes C que, na área citada, produziriam uma vazão máxima igual, numericamente, às vazões limite (capacidade máxima), conforme fase 3 da Figura 1, realizada para cada TR.

Conforme penúltima caixa do processo de volta no fluxograma da fase 3 (Figura 1), para o cálculo do C, foi ne-

cessário determinar a intensidade, que por sua vez é função do TR e da duração. A duração foi igualada ao  $t_c$  da bacia de montante, usando método do SCS Lag fórmula  $t_c = 3,42 \cdot L^{0,8} \cdot (1000 / CN - 9)^{0,7} \cdot S^{-0,5}$ , onde L é o comprimento do talvegue (km), CN o Número da curva do SCS e S a declividade do talvegue.

Como se vê no fluxograma da fase 3, da Figura 1, há um segundo cálculo de C, derivado do primeiro. O primeiro é um valor representativo de toda a bacia a montante de um ponto que transbordou nas simulações, ou seja, o coeficiente médio de escoamento de toda área que contribui para a geração de uma determinada vazão limite observada. O segundo C parte do princípio que, devido à ocupação heterogênea que toda bacia urbana apresenta, a composição do coeficiente de escoamento é dada por uma média ponderada que leva em conta a proporção do coeficiente dos diferentes usos na área analisada.

Com isso, o coeficiente C modificado leva em conta que o escoamento gerado pelas vias de circulação da cidade não sofrerão restrição, considerando o escoamento gerado como uma contribuição fixa na composição da vazão de aporte para o ponto de transbordamento. Assim sendo, o valor alto de C das vias de circulação terá que ser compensado pelas áreas loteadas da cidade. Em outras palavras, o C modificado leva em conta que as vias de circulação das cidades não modificarão seus escoamentos em curto espaço de tempo.

Para obter o valor do coeficiente C modificado foi necessário saber como são as vias na bacia para compor a ponderação da área a montante. Atualmente, há ruas asfaltadas, em paralelepípedo e com solo compactado; o coeficiente nas áreas loteadas para esta condição foi denominado aqui de  $C_{\text{atual}}$  (usado na fase 4, conforme Figura 1). Foi considerado também a possibilidade de, em breve, as ruas estarem todas asfaltadas e sem nenhuma restrição à geração de escoamento; o coeficiente para esta condição foi denominado aqui de  $C_{\text{asf}}$  (também usado na fase 4).

Importa frisar que a simulação pode identificar vários pontos de transbordamento; então, em cada um deles, é possível determinar área da bacia de montante e assim calcular a vazão específica q. Como o objetivo é evitar que transbordamentos ocorram, o menor valor deve ser utilizado para fim de restrição. O detalhamento da fase 4 da metodologia, onde foram calculados valores  $q_{\text{pre}}$  e  $C_{\text{pre}}$  para a cidade de Maceió-AL.

### Vazão e coeficiente de escoamento de pré-urbanização pelo método racional

Para a aplicação do método racional à cidade de Maceió, e assim alcançar um ou mais valores de  $C_{\text{pre}}$  e  $q_{\text{pre}}$ , foi realizado inicialmente um estudo sem restrições de solo (usadas todas as classificações de solos do método do método SCS de precipitação efetiva) e para vários valores de área de drenagem (não restringindo ao valor de 100 ha). Foi utilizada a curva IDF de Maceió (Pfasterter, 1982), cujas intensidades foram calculadas em função do TR e do  $t_c$ , este sendo por sua vez função do tamanho das áreas.

O objetivo foi obter valores de  $q_{\text{pre}}$  para Maceió em função do tipo de solo e da área de drenagem, seguindo os se-

guintes passos: (a) escolher valores de CN representativos de uma condição geral de pré-urbanização a partir da tabela do método SCS; (b) adotar alguns valores de área de drenagem e estudar valores de  $t_c$  típicos de pré-urbanização a partir do cálculo da velocidade de escoamento na superfície e de um comprimento característico; (c) calcular valores de  $C_{\text{pre}}$  em função das variáveis dos passos anteriores e de alguns TRs; (d) calcular valores de  $q_{\text{pre}}$  para as áreas resultantes da análise do passo (b).

Para se determinar a duração da precipitação (passo b), utilizou-se a mesma simplificação de Tucci (2001), lotes retangulares com cobertura do solo homogênea, com o comprimento  $L = 2 \cdot \text{largura}$  e escoamento na direção de L. O  $t_c$  de cada área foi adotado igual ao tempo de viagem, isto é,  $t_c = L/v$ , onde v é a velocidade do escoamento na superfície dada por  $v = kS^{0,5}$ , onde o valor de k depende da cobertura do solo e S é a declividade em %. Nesta fase foi adotado um valor bastante conservador ( $k = 0,08$ ).

Realizaram-se então simulações e foi construído um gráfico declividade (%) como abscissa e duração (ou  $t_c$  em min) como ordenadas, gerando uma família de curvas, uma para cada valor de área (A em ha e  $m^2$ ). A partir destas simulações, julgou-se interessante para os passos b e c utilizar:

$A = 1.000 \text{ m}^2$  no método racional como tamanho de área padrão para orientações a respeito de áreas menores ou iguais a este valor (e duração de 15 min);

$A = 10.000 \text{ m}^2$  (1 ha) no método racional para o mesmo fim em áreas maiores que  $1.000 \text{ m}^2$  e menores ou iguais a este valor (e duração de 30 min);

$A = 10.000 \text{ m}^2$  (1 ha) e duração de 1 h, utilizado por Tucci (2001).

Áreas maiores para os cálculos foram evitadas por fugirem bastante do contexto. Importa lembrar que Tucci (2001) adotou uma área de 100 ha por causa das limitações do método racional. Tassi e Villanueva (2004) adotaram lotes de  $300 \text{ m}^2$  e  $600 \text{ m}^2$ . Barbassa e Campos (2010) estudaram lotes com a mesma ordem de grandeza no interior de São Paulo. Graciosa et al. (2008) simularam em São Carlos-SP uma trincheira de infiltração para um lote de  $250 \text{ m}^2$ .

Os resultados gerados por este processo serviram para constatar que há grandes diferenças entre usar valores médios ou intermediários de todos os solos e separar por grupos de solos, de forma que o planejamento do controle em uma cidade se for feito por métodos semelhantes a este, deve levar em conta, na determinação de  $C_{\text{pre}}$  e  $q_{\text{pre}}$ , a variabilidade dos solos.

O restante do processo ocorreu como representado no fluxograma da fase 4 da Figura 1. **Erro! Fonte de referência não encontrada.** Como já dito, Tucci (2001) utilizou um valor intermediário entre três tipos de solo, sendo esta afirmação, neste trabalho, interpretada como o valor médio entre eles. Para Maceió, isto gerou os valores de  $C_{\text{pre1}}$  e  $q_{\text{pre1}}$ . Uma alternativa a esta foi tomar a média de todos os solos (A, B, C e D), e não somente de três, gerando os valores de  $C_{\text{pre2}}$  e  $q_{\text{pre2}}$ . Outra forma foi tomar a média ponderada dos tipos de solo encontrados na bacia do riacho do Sapo, gerando os valores de  $C_{\text{pre3}}$  e  $q_{\text{pre3}}$ .

Importante lembrar que os valores ainda dependem da duração da precipitação (que tem relação com as áreas, conforme descrito anteriormente) e do TR. Os resultados do que foi

mostrado neste tópico e da análise comparativa proposta estão após uma descrição da área de estudo.

### Área de estudo

A bacia escolhida foi a do Riacho do Sapo, devido a seu alto grau de urbanização e suas características físicas, bem como a facilidade de definição de seus contornos e acesso. Este riacho é o penúltimo afluente da margem esquerda do Riacho Reginaldo, o mais representativo da cidade de Maceió (Figura 2).

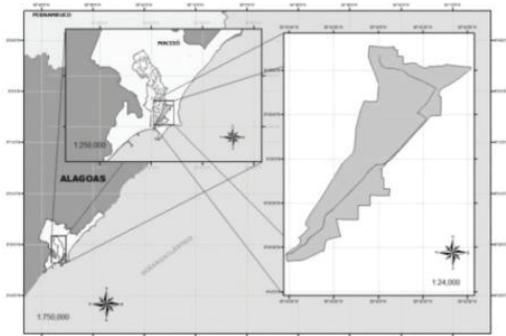


Figura 2 - Localização da bacia em estudo

Com uma área de aproximadamente 2,1 km<sup>2</sup>, a bacia do riacho do Sapo abrange quatro bairros e apresenta um desnível de cerca de 60 metros entre a cabeceira e o exutório. Com aproximadamente 4,4 km de extensão, o riacho é todo canalizado e desemboca no Riacho Reginaldo próximo ao mar. Possui uso do solo bem diversificado, com uma cabeceira de ocupação densa (Grota do Cigano), uma zona comercial bastante consolidada com um dos maiores *shoppings centers* da cidade, supermercados, concessionárias, templos e mais residências distribuídas ao longo da bacia.

Do levantamento topográfico surgiram cinquenta e três trechos e a bacia foi dividida em dezoito sub-bacias. O  $t_c$  da bacia do riacho do Sapo foi estimado em 85 minutos (com arredondamento) por Vidal (2012). Dentro da cidade de Maceió, pode-se dizer que não é ainda uma bacia de problemas frequentes, apesar de haver alguns alagamentos pontuais por causa de deficiências na microdrenagem, causando alguns transtornos ao trânsito. No entanto, já há alguns pontos no canal onde já houve extravasamentos, e como na bacia há uma das principais avenidas da cidade, a expansão imobiliária tende a aumentar a impermeabilização.

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

### Modelagem hidrológico-hidrodinâmica

Para representar os processos que ocorrem na bacia, foram empregadas no modelo SWMM:01 pluviômetro; 18 sub-bacias; 61 nós; 60 condutose 01 nó-exutório. Na Figura 3 está a discretização da bacia adotada nas simulações e as localizações do pluviômetro de bascula e do sensor de pressão instalados para o estudo.

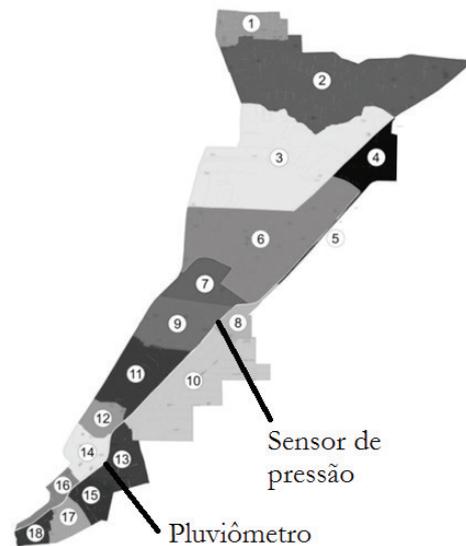


Figura 3 - Discretização (sub-bacias) e localização de equipamentos

Os instrumentos trabalharam em conjunto no período compreendido entre os dias 06 de julho de 2012 e 24 de outubro de 2012. A ressalva é que, no ano de 2012, os eventos foram raros de pequena magnitude na cidade de Maceió.

No primeiro estágio da calibração do modelo a intenção foi obter valores de coeficiente de rugosidade de Manning do canal que reproduzisse a linha d'água das vazões verificadas nas campanhas de campo. Na Tabela 2 estão os valores observados e calculados nos dois pontos com medição. Foram adotados, nas seções, valores diferentes do coeficiente de rugosidade para o fundo e paredes do canal.

Como os resultados da simulação foram satisfatórios, os valores iniciais no modelo foram mantidos para o segundo estágio da calibração. No segundo estágio, foram utilizados três eventos registrados. Na Tabela 3 está a avaliação da calibração dos mesmos.

Não foi possível o uso de equipamentos para medição de vazão, e a calibração com níveis pode conter incertezas na definição de hidrogramas. Como se sabe, a relação vazão x profundidade não é biunívoca, mas pode se aproximar desta, e assim também diminuir as incertezas, se a declividade de fundo do canal for maior que 0,1% (e sem efeito de jusante), a rugosidade baixa e a variação  $\Delta Q/\Delta t$  baixa (CUNGE et al., 1980). O trecho do canal com o sensor não tem efeito de jusante, a declividade tem valor baixo (0,03%) e variação  $\Delta Q/\Delta t$  tem torno de 0,02 m<sup>3</sup>.s<sup>-2</sup> (subida do hidrograma de TR=50 anos). Considerando ainda que em regime permanente a calibração teve bons resultados, esperam-se incertezas pequenas.

Tabela 2 - Níveis nas seções em regime permanente (m)

Nível (m)	Próxima à foz		Sensor de pressão	
	Observado	Calculado	Observado	Calculado
	0,48	0,49	0,59	0,56

Tabela 3 - Avaliação da calibração

Eventos (datas)	Etapa	13/07	26/07	27/08
R <sup>2</sup>	Antes da calibração	0,90	0,94	0,90
	Após a calibração	0,86	0,92	0,79
	Média dos parâmetros	0,99	0,92	0,96
Erro no pico	Antes da calibração	1,4%	-1,7%	14,0%
	Após a calibração	0,0%	0,0%	0,0%
	Média dos parâmetros	7,1%	5,2%	-4,5%
Coef. de Nash e Sutcliffe	Antes da calibração	0,89	0,71	0,87
	Após a calibração	0,86	0,64	0,76
	Média dos parâmetros	0,93	0,44	0,90

Na Figura 4 estão os resultados da simulação (evento do dia 13/07/2012) sem calibração, com a calibração deste evento e da simulação com a média dos parâmetros calibrados dos três eventos (13/07/2013, 26/07/2013 e 27/08/2).

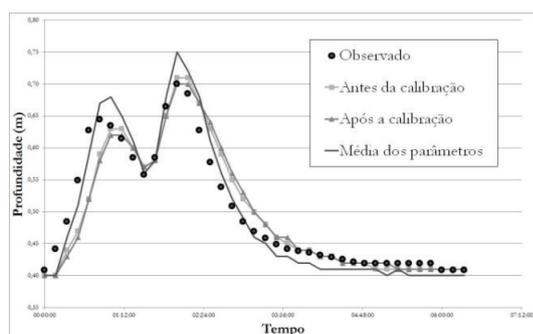


Figura 4 - Calibração: evento do dia 13/07/2013

### Simulação para verificação da capacidade do canal

Foram simulados os cenários e a partir das simulações, verificou-se que o nível da água de jusante não interferiu significativamente na propagação das vazões no canal, de forma que, por exemplo, para uma precipitação com TR=10 anos, os resultados foram semelhantes para os cenários CA10B, CA10M e CA10A. O mesmo ocorreu para TRs de 25 e 50 anos.

Na Tabela 4 estão os valores das vazões limite nos pontos estudados e os tempos de concentração das bacias a montante dos mesmos pontos.

Tabela 4 - Vazões limite(m<sup>3</sup>/s) e tempos de concentração

Ponto	t <sub>c</sub> (min)	vazão (TR=10 anos)	vazão (TR=25 anos)	vazão (TR=50 anos)
1	13,0	6,15	5,94	5,50
2	23,5	6,81	7,21	7,01
3	38,9	10,97	10,32	9,72

Para cada ponto, há uma pequena variação entre os valores dos TRs simulados, que ocorreu por causa de pequenas

instabilidades no modelo, quando a água atinge a transição canal-galeria. Estas variações no entanto ficam em torno de valores próximos, correspondentes às capacidades máximas das galerias.

Verificou-se que dois dos três pontos encontrados (ponto 1 e 2), ficam em trechos de canal aberto a montante de galerias e estas retêm a água, ou seja, se não houvesse galerias fechadas a jusante de canais abertos, talvez os hidrogramas inteiros fossem conduzidos para pontos mais a jusante. No outro ponto crítico observado (ponto 3) verifica-se uma redução na seção do canal. Na Figura 5 estão os pontos críticos constatados nas simulações.

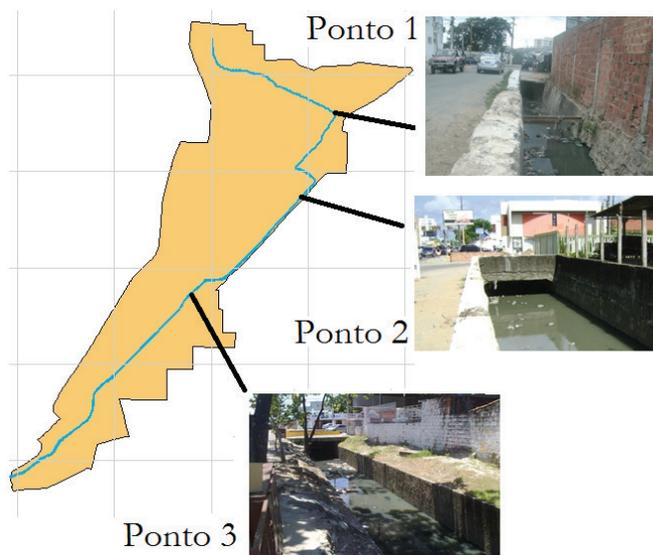


Figura 5 - Locais de transbordamento

### Vazões de restrição e coeficientes de escoamento pela capacidade do canal

As simulações constataram os mesmos pontos com transbordamento para todos os cenários. Na Tabela 5 estão as áreas de contribuição para cada ponto e as vazões específicas calculadas para cada uma das precipitações de projeto. Na Tabela 6 estão os valores de C de toda área de contribuição a montante para que não haja transbordamento nos pontos críticos encontrados no canal (penúltima caixa do processo de volta, fluxograma da fase 3, Figura 1).

Tabela 5 - Vazões específicas(L·s<sup>-1</sup>·ha<sup>-1</sup>)

Ponto	Área a montante (ha)	TR=10 anos	TR=25 anos	TR=50 anos
1	47,9	128,3	123,9	114,8
2	94,3	72,2	76,5	74,4
3	148,0	74,1	69,7	65,7

Tabela 6 - Coeficientes de escoamento C

Ponto	Área a montante (ha)	TR=10 anos	TR=25 anos	TR=50 anos
1	47,9	0,45	0,38	0,32
2	94,3	0,31	0,29	0,25
3	148,0	0,40	0,32	0,27

Para que não haja transbordamento em todos os pontos, tomaram-se os menores valores de coeficientes C da Tabela 6 (no caso no ponto 2), ou seja, os valores de C mais restritivos. Estes valores foram utilizados dessa forma para calcular os coeficientes derivados  $C_{atual}$  e  $C_{asf}$ . O resultado está na Tabela 7.

Tabela 7 - Coeficientes de escoamento sem as vias

TR(anos)	C	$C_{atual}$	$C_{asf}$
10	0,31	0,24	0,22
25	0,29	0,21	0,19
50	0,25	0,17	0,15

Observa-se que os valores ficam mais limitativos quando se retiram as restrições no escoamento gerado pelas vias de circulação. Não restringir o escoamento superficial nas vias exige uma compensação (mais restrição) nas outras áreas da bacia.

**Vazão de pré-urbanização e coeficiente C pelo método racional**

Na Figura 6 está o resultado das simulações que deram subsídios à escolha das áreas e durações de análise. Nela, é possível ver: (a) que a duração de 15 min consegue englobar áreas menores ou iguais a 1.000 m<sup>2</sup>; (b) que a duração de 30 min engloba áreas menores ou iguais a 1 ha e maiores que 1.000 m<sup>2</sup>; e (c) que a duração de 1 h pode ser usada para áreas maiores que 1 ha.

Na Tabela 8 está a síntese dos resultados após a aplicação do método racional às condições de pré-urbanização na cidade de Maceió. Os valores de  $C_{pre}$  estão agrupados por tamanho de área, tipo de solo do SCS e TR, conforme proposto na metodologia (em destaque valores para TR=10 anos).

Os valores da Figura 7 representam uma média entre os valores com TRs iguais a 2, 5, 10, 25 e 50 anos e fica claro que nem sempre é preciso adotar C=0,15 (TUCCI, 2000 ;TUCCI, 2001), mas dependendo da duração utilizada os valores ficam mais restritivos ainda, como nos casos dos solos dos grupos A e B. Tomando a duração de 1 h, observa-se que podemos ter valores de C, para Maceió, de quase o dobro do valor adotado por Tucci (2000) e Tucci (2001) para o solo C e de quase 2,5 vezes para o solo D.

Tabela 8 - Vazões de  $q_{pre}$  para Maceió (L.s<sup>-1</sup>.ha<sup>-1</sup>)

Área de terrenos	Solo A	Solo B	Solo C	Solo D
$A \leq 1000 \text{ m}^2$ Duração de 15 min	TR = 2 anos			
	0,0	0,0	1,6	9,7
	TR = 5 anos			
	0,0	0,0	6,4	19,9
	TR = 10 anos			
	0,0	0,0	11,7	29,3
$1000 \text{ m}^2 \leq A \leq 1 \text{ ha}$ Duração de 30 min	TR = 2 anos			
	0,0	0,0	9,1	19,9
	TR = 5 anos			
	0,0	1,9	18,9	34,2
	TR = 10 anos			
	0,0	5,0	28,1	46,8
$A = 100 \text{ ha}$ Duração de 60 min (Tucci, 2001)	TR = 2 anos			
	0,0	2,9	15,1	24,9
	TR = 5 anos			
	0,0	9,3	28,8	42,2
	Tr = 10 anos			
	0,0	16,1	41,0	57,1

A Tabela 9 e a Tabela 10 sintetizam os valores de  $C_{pre}$  e de  $q_{pre}$ , respectivamente, de acordo com o proposto na fase 3 (Figura 1), considerando TR=10 anos e duração de 1 h.

Observa-se nas tabelas que os valores obtidos a partir das simulações (para evitar inundações decorrentes de transbordamentos do canal, coluna 1) são bem maiores que os valores encontrados com o método racional. No entanto, essa diferença cai quando se tomam os valores derivados (colunas 2 e 3 da mesma tabela). Estes valores são utilizados para calcular as vazões de restrição das colunas 2 e 3 da Tabela 10).

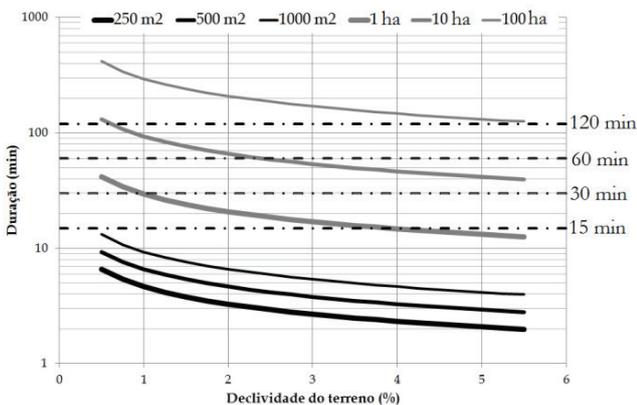


Figura 6 - Duração, função da área e da declividade

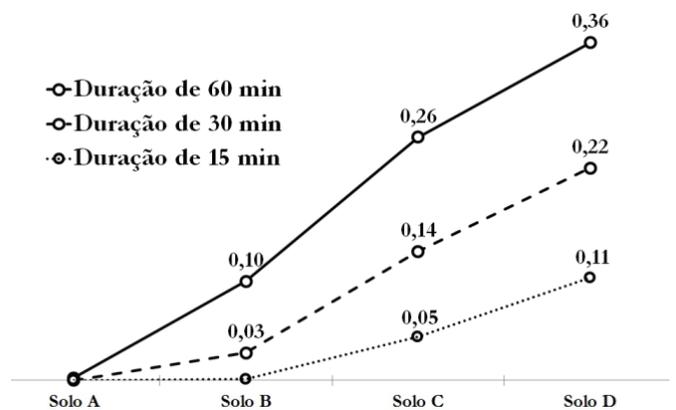


Figura 7 - Valores de  $C_{pre}$  para Maceió

Tabela 9 - Síntese dos coeficientes de escoamento

Simulação			Método racional		
C	C <sub>atual</sub>	C <sub>asf</sub>	C <sub>pre1</sub>	C <sub>pre2</sub>	C <sub>pre3</sub>
0,31	0,24	0,22	0,12	0,18	0,11

Tabela 10 - Síntese das vazões específicas (L.s<sup>-1</sup>.ha<sup>-1</sup>)

Simulação			Método racional		
q	q <sub>atual</sub>	q <sub>asf</sub>	q <sub>pre1</sub>	q <sub>pre2</sub>	q <sub>pre3</sub>
48,9	37,9	34,7	19,0	28,6	17,5

Uma rápida observação do levantamento dos solos realizado pela Embrapa, em conjunto com a classificação dos solos feita por Sartori (2004), na área urbana do município de Maceió, mostra a predominância do grupo hidrológico C na cidade. Se fosse admitida a vazão gerada apenas para o grupo de solo predominante na cidade, utilizando as premissas adotadas por Tucci (2001), a vazão específica seria de  $q_{pre} = 41,0 \text{ L.s}^{-1}.\text{ha}^{-1}$ , mais próximo do valor obtido a partir da capacidade máxima do canal.

## CONCLUSÕES

O presente artigo contribuir nas discussões a respeito da adoção de uma vazão específica de restrição para o controle do escoamento urbano. Pode-se afirmar que os valores obtidos para uma bacia urbana de 2,1 km<sup>2</sup>, da cidade de Maceió, em um canal de macrodrenagem totalmente canalizado, foram menos restritivos do que aqueles vindos do método racional aplicando a uma situação de pré-urbanização.

Assumindo ser razoável que o método racional estime a vazão de pré-urbanização para TR=10 anos e duração de 1 h, e denominando esta vazão de  $q_{pre-urb}$ , pode-se descobrir um valor da vazão de restrição múltiplo deste para não haver transbordamento no canal. Da Tabela 10, tomando, por exemplo,  $q_{pre-urb} = 17,5 \text{ L.s}^{-1}.\text{ha}^{-1}$  (solos da bacia) e vazão para não haver transbordamento de  $48,9 \text{ L.s}^{-1}.\text{ha}^{-1}$  (cenário atual de ocupação da bacia), a vazão de restrição teria que ser  $2,8 q_{pre}$ . Se, no lugar de  $48,9 \text{ L.s}^{-1}.\text{ha}^{-1}$  for utilizado  $34,7 \text{ L.s}^{-1}.\text{ha}^{-1}$  (cenário futuro de ocupação da bacia com todas as ruas asfaltadas) a relação cai para  $2,0 q_{pre}$ , mesmo valor de Tassi e Villanueva (2004).

Logicamente, a cada valor adotado de  $C_{pre}$  ou de  $q_{pre}$ , surge uma nova relação entre q e  $q_{pre}$ , de modo que o resultado do estudo é interessante, pois mostra o grau de subjetividade na adoção de coeficientes de escoamento e de vazão de restrição, se isto foi feito pelo método racional.

Conclui-se que adotar como vazão de restrição a capacidade do canal de macrodrenagem resulta em valores mais tangíveis e menos subjetivos, baseando-se nas características de escoamento da bacia, promovendo uma forma de aplicação prática, contribuindo para evitar alagamentos. Ainda assim, importa avançar nos estudos para bacias onde os canais estão mais

próximos da condição natural, mesmo com a urbanização na superfície da bacia mais avançada. Já em bacias onde a ocupação não chegou, pode-se ser mais restritivo, com o uso do método racional, como em áreas peri-urbanas das cidades brasileiras.

## AGRADECIMENTOS

À Finep e CNPq (Redes Maplu-2 e Hidroeco), PPGRHS -Ctec-Ufal, Prefeitura Municipal de Maceió, à Fapeal (Programa Primeiros Projetos), a alunos dos cursos de Engenharia Civil e Engenharia Ambiental e Sanitária da Ufal, por auxiliarem nos levantamentos de campo.

## REFERÊNCIAS

- BARBASSA, A. P.; CAMPOS, J. B. N. 2010 Comportamento hidrológico de áreas impermeabilizadas diretamente conectadas e total. In: *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v 15, n. 4, p 69 - 79, Out/Dez 2010.
- BURNS, M. J.; FLETCHER, T. D.; WALSH, C. J.; LADSON, A. R.; HATT, B. E. *Hydrologic shortcomings of conventional urban stormwater management and opportunities for reform*. Landscape and Urban Planning. Elsevier Science. 2012, p. 230 -240.
- CUNGE, J. A.; HOLLY, F. M., Jr.; VERWEY, A. *Practical aspects of computational river hydraulics*. London: Pitman. 1980, 420p.
- FORGIARINI, F. R.; SILVEIRA, A. L. L.; SILVEIRA, G. L. *Reflexões sobre a vazão limite para o controle do escoamento pluvial na fonte*. In: Encontro Nacional de Águas Urbanas, 9., 2012, Belo Horizonte. Anais... Belo Horizonte: ABRH, 2012. 1 CD-ROM.
- GARCIA, J. I. B.; PAIVA, E.M.C.D. Monitoramento hidrológico e modelagem da drenagem urbana da bacia do Arroio Cancela - RS. In: *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v 11, n. 4, Out/Dez 2006, p. 99-108.
- GIRONÁS, J.; ROESNER, L. A.; ROSSMAN, L. A.; DAVIS, J.A *A new applications manual for the Storm Water Management Model (SWMM)*. In: *Environmental Modelling & Software*, Elsevier Science, v 25, n.6, p. 813-814, Jun 2010.
- GRACIOSA, M. C. P.; MENDIONDO, E. M., CHAUDHRY, F. H. Metodologia para o Dimensionamento de Trincheiras de Infiltração para o Controle do Escoamento Superficial na Origem. In: *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v 13, n. 2, p 207- 214, Abr/Jun 2008.
- LIMA, J. O. P., SILVA, E. H. B. C. *Equação para determinação do volume de detenção de micro-reservatórios em Feira de*

- Santana-BA. In: Encontro Nacional de Águas Urbanas, 9., 2012, Belo Horizonte. Anais... Belo Horizonte: ABRH, 2012. 1 CD-ROM.
- MATOS, A. J. S.; PIOLTINE, A.; MAUAD, F. F.; BARBOSA, A. A. Metodologia para a caracterização do coeficiente de Manning variando na seção transversal e ao longo do canal estudo de caso bacia do Alto Sapucaí-MG. In: *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v 16, n. 4, p 21- 28, Out/Dez 2008.
- NASCIMENTO, N. O.; ELLIS, J.B.; BAPTISTA, M. B. e DEUTSCH, J. C. Using detention basins: operational experience and lessons. *Urban Water*. v 1, n.2, p. 113-124. 1999.
- PFRAFSTETTER, O. *Chuvas Intensas no Brasil: relação entre precipitação, duração e frequência de chuvas, registradas com pluviógrafos, em 98 postos meteorológicos*. 2. ed. Rio de Janeiro: DNOS, 1982.
- PORTO ALEGRE. Decreto n. 15.371, de 17 de novembro de 2006. *Regulamenta o controle da drenagem urbana*. Disponível em: [www2.portoalegre.rs.gov.br](http://www2.portoalegre.rs.gov.br). Acesso em: 10 dez. 2012.
- SÃO PAULO (cidade). Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. *Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: aspectos tecnológicos; diretrizes para projetos*. São Paulo: SMDU, 2012. 128p. il. v.3.
- SARTORI, A.; LOMBARDI NETO, F.; GENOVEZ, A. M. Classificação Hidrológica de Solos Brasileiros para a Estimativa da Chuva Excedente com o Método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos Parte 1: Classificação. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 10, n. 4, p. 05-18, out/dez 2005.
- SOUZA, C. F.; CRUZ, M. A. S.; TUCCI, C. E. M. Desenvolvimento Urbano de Baixo Impacto: Planejamento e Tecnologias Verdes para a Sustentabilidade das Águas Urbanas. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 17, n. 2, p. 09-18, abr/jun 2012.
- TEMPRANO, J. et al. Stormwater Quality Calibration by SWMM: A case of study in Northern Spain. *Water SA*, v. 32, n. 1, p 55-63, 2006.
- TASSI, R., VILLANUEVA, A. O. N. Análise do impacto dos microrreservatórios nos custos de uma rede de drenagem urbana. In: *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v 9, n. 3, p 89 - 98, Jul/Set 2004.
- TUCCI, C. E. M. Elementos para o controle da drenagem urbana. In: TUCCI, C. E. M; MARQUES, D. M. L. M. (Org.). *Avaliação e controle da drenagem urbana*. Porto Alegre: ABRH, v. 2, p. 421-437, 2001.
- TUCCI, C. E. M. Coeficiente de escoamento e vazão máxima de bacias urbanas. In: *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v 5, n. 1, p. 61-68, Jan/Mar 2000.
- URBONAS, B.; GLIDDEN, M. W. *Potential effectiveness of detention policies*. In: Southwest Storm Drainage Symposium, 1983, Texas A&M. Disponível em: [http://www.udfcd.org/downloads/pdf/tech\\_papers/Potential%20Effectiveness%20of%20Detention%20Policies.pdf](http://www.udfcd.org/downloads/pdf/tech_papers/Potential%20Effectiveness%20of%20Detention%20Policies.pdf). Acesso em: 08/04/2014.
- VIDAL, D. H. F. *Modelagem hidrodinâmica como suporte a avaliação e proposição de alternativas compensatórias para mitigação dos problemas de cheias urbanas na bacia do riacho Reginaldo em Maceió-AL*. (Dissertação de Mestrado) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2012.

***Analysis of criteria to determine the discharge for restriction to urban surface runoff***

**ABSTRACT**

*This paper proposes setting a specific discharge for restriction (maximum value an area can generate after occupation, per unit area) in an urban catchment based on the maximum capacity of its main drainage channel and the current land use scenario, supported by hydrologic-hydrodynamics modeling. For this purpose, several field tasks were performed and SWMM software was used to simulate scenarios defined in terms of recurrence periods and downstream level in the channel outfall. The catchment, one of the most important tributaries of the Reginaldo River in Maceió City, covers a 2.1 km<sup>2</sup> area. The results confirm the premise and agree with previous studies. Assuming, for example, that it is reasonable that the rational method provides a good estimate of pre-urbanization discharge for TR=10 years and duration of 1 h, the values of the specific discharge for restriction through maximum capacity of the main drainage channel can double or even triple the values of the pre-urban scenario.*

**Keywords:** Urban drainage. Discharge for restriction. Runoff coefficient