

MELHORIAS EM UM SISTEMA URBANO DE MACRODRENAGEM – APLICAÇÃO DE CONJUNTOS DIFUSOS NA AVALIAÇÃO DE INCERTEZAS

Antonio Marozzi Righetto¹ e Arthur Mattos¹

Resumo – Uma breve discussão crítica sobre os procedimentos usuais dos serviços municipais sobre obras relativas à drenagem urbana inicia a apresentação deste trabalho. A sistematização de procedimentos é uma necessidade urgente a ser implementada nos projetos de macrodrenagem urbana. Num estudo de caso, o sistema de macrodrenagem urbana da cidade de Franca, SP, é apresentada uma metodologia para a determinação das vazões de cheia de projeto em que se consideram os parâmetros do modelo como número difusos. Nessa abordagem, as vazões de projeto são especificadas por faixas de valores as quais quantificam as incertezas decorrentes das estimativas dos parâmetros do modelo hidrológico utilizado. Os melhoramentos a serem implementados no sistema de macrodrenagem irão depender da amplitude das incertezas dos valores de vazão.

Abstract – A brief discussion about urban drainage procedures in municipal services initiates the presentation of this paper. Standardized procedures are urgent priorities to be implemented in urban drainage projects. In a case study, a methodology for the determination of design flood discharges which considers the model parameters as fuzzy numbers for the drainage system of Franca city, SP, is presented. In this approach, the design discharges are specified by range of values which quantify the uncertainties of the parameters values of the hydrological model employed. The improvements to be implemented in the system will be dependent on the amplitude of uncertainty of the discharges values.

Palavras-Chave – Macrodrenagem urbana; vazões de projeto; incertezas

¹ Professores da Escola de Engenharia de São Carlos-USP; Av. Dr. Carlos Botelho, 1465, 13560-250 São Carlos, SP; Tel: 016-2739570; Fax: 016-2739550; email: righetto@sc.usp.br

INTRODUÇÃO

Com raras exceções, os sistemas de macrodrenagem das cidades brasileiras se caracterizam pela incapacidade de permitirem durante eventos chuvosos intensos, que os deflúvios superficiais escoem livremente sem ocorrência de áreas de inundação. Infelizmente, nota-se a existência de acentuado descompasso entre o planejamento / ocupação da área urbana e a infra-estrutura de drenagem.

Outra característica notável dos sistemas de drenagem brasileiros, é a frequência com que obras de canalização, de bueiros e de galerias são executadas sem projetos e sem avaliação criteriosa da capacidade necessária da obra hidráulica para funcionar satisfatoriamente durante períodos de cheia, provocados por chuvas intensas inferiores a um determinado valor limite, valor este fixado através da especificação do período de retorno, a partir do qual seriam esperadas cheias com inundações. São raras as situações práticas em que tomadas de decisão estão condicionadas a critérios de minimização de riscos.

A cultura que se estabeleceu em muitos municípios em decorrência de soluções amadoras para os problemas de drenagem, repercutiu decididamente na adoção de uma política municipal de execução de obras de drenagem provisórias, as quais, dependendo do insucesso e das conseqüências adversas das soluções adotadas, seriam modificadas gradualmente até se obterem as obras definitivas, em geral, integradas com a evolução do sistema viário municipal. Essa postura amadora tem sido responsável pelos crescentes problemas de drenagem urbana de muitas cidades de médio e grande portes, principalmente, pelo fato do processo evolutivo da infra-estrutura de drenagem urbana estar na maioria das vezes divorciado de análise hidrológica confiável.

Para se alterar esse procedimento, há a necessidade de ampla divulgação de técnicas de análise hidrológica e de estruturas hidráulicas aos serviços de obras municipais. Há a necessidade de serem estabelecidos padrões de análise hidrológica de drenagem urbana, com metodologias devidamente detalhadas e com fiscalização, a fim de que os órgãos municipais só possam executar obras a partir de projetos aprovados por entidades responsáveis governamentais ou por institutos ou centros especializados reconhecidos pelo Estado. Vários procedimentos necessitariam ser explicitados na prática corrente de projetos e construção de sistemas de drenagem, tais como, critérios para definição das chuvas de projeto, metodologias para a transformação da chuva em vazão, critérios para projeto e execução de canais, galerias, bueiros etc.

A aceitação ampla de procedimentos para a análise de sistemas de drenagem exige que haja consenso entre os especialistas. Para isso, seria necessário o estabelecimento de uma programação de trabalhos, com reuniões técnicas, simpósios, a fim de serem levantados os vários tópicos, as várias tendências e aspectos da área, de modo a se chegar a um

manual de utilização de técnicas para projeto e construção de sistemas de drenagem urbanos.

A efetiva implementação de normas para a drenagem urbana possivelmente deve estar associada com questões jurídicas relativas à segurança e eficiência do sistema de drenagem, penalidade e ressarcimento de perdas provocadas por inundações decorrentes de cheias inferiores a um certo período de retorno estabelecido para a localidade.

Com relação à determinação das vazões de projeto, vários modelos estão disponíveis, baseados em metodologias amplamente conhecidas e aceitas pelos especialistas em hidrologia urbana. Apenas para pequenas áreas de drenagem (<3 km²) o método racional é recomendado. Para sistemas de macro-drenagem, é indicado o método do hidrograma unitário, seja aplicado em modelo integrado em que a vazão é estimada no exutório da bacia considerando-se as características hidrológicas médias da bacia hidrográfica, seja em modelo distribuído em que são tomadas diversas áreas ou sub-bacias.

Dentre os modelos disponíveis, destacam-se o modelo HEC1, EESC, IPH II, SCS. O modelo HEC1 é estruturado em dois componentes principais: a subdivisão da bacia em sub-bacias e geração de hidrogramas de cheia a partir de hidrograma unitário sintético; através da rede de drenagem compõem-se os hidrogramas considerando a propagação da cheia nos canais, US Corps of Engineers (1985). Procedimento análogo é adotado no modelo EESC; a bacia hidrográfica urbana é subdividida em sub-bacias menores e estabelecida a topologia do sistema através das sub-áreas de drenagem e de trechos de canais da rede de drenagem; a transformação chuva-vazão em cada sub-bacia é realizada através do método SCS e a propagação da cheia na rede de canais é realizada através do método cinemático (Righetto et al., 1993). O modelo IPH II contém dois procedimentos principais: histograma tempo – área para a propagação do deflúvio superficial até o exutório da bacia e reservatório linear para representar o armazenamento de água e atenuação da cheia (Tucci, 1998). No modelo SCS, o hidrograma unitário da bacia é considerado triangular, definido pela vazão de pico e pelos tempos de pico e de base do hidrograma, sendo empiricamente fixados os valores de dois desses três parâmetros; a chuva excedente é obtida através de relação empírica associada com o valor de um parâmetro que caracteriza o tipo, uso e ocupação do solo da bacia (SCS,1975).

A escolha do modelo está associada com a confiança e experiência adquirida pelo hidrólogo e de informações disponíveis relativas aos parâmetros do modelo. Os valores dos parâmetros do modelo são decisivos para a obtenção dos resultados procurados, isto é, as vazões de projeto. Neste aspecto, a avaliação de incertezas é uma prática moderna que deve ser introduzida nos estudos hidrológicos, pois, dá embasamento técnico-científico e confiabilidade aos procedimentos e cálculos realizados.

Será aqui apresentado o estudo hidrológico realizado para o sistema de macro-drenagem da cidade de Franca, SP. O trabalho objetiva a determinação de vazões de

cheia em diversos pontos da rede de macro-drenagem. Para a obtenção dos hidrogramas de cheia em função das precipitações, utilizou-se do modelo EESC e, para a definição da faixa de incerteza de valores das vazões de projeto, empregou-se a lógica de conjuntos difusos através da inclusão de algoritmo de número difuso no modelo de transformação chuva-vazão.

O SISTEMA DE MACRODRENAGEM

A cidade de Franca, localizada no norte do Estado de São Paulo, entre os paralelos 20°3' e 20°35' de latitude Sul e os meridianos 47°21' e 47°26' de longitude Oeste com elevação média de 940m de altitude, é drenada em sua parte central pelos córregos Bagres, Cubatão e Espraiado. O córrego Espraiado drena uma área de 13,07 km² antes de se unir ao córrego Cubatão, este drenando antes da junção com o Espraiado uma área de 7,16 km² de forma que a bacia compreendida por estes dois córregos abrange uma área de 20,79 km² antes de desaguar no córrego dos Bagres, principal veículo de drenagem da cidade. Antes de receber o córrego do Cubatão o córrego dos Bagres drena uma área de 11,52 km² de forma que na seção localizada na ponte da rodovia de entrada da cidade, considerada como exutória da cidade, a área de drenagem da bacia totaliza 33,90 km².

A declividade da bacia em direção aos cursos d'água é bastante acentuada, provocando drenagem rápida em direção aos córregos que, em seu terço superior e médio possuem declividade alta, chegando a apresentar corredeiras no córrego dos Bagres, com uma cachoeira no córrego Cubatão e algumas quedas d'água menores no córrego do Espraiado. Entretanto, em seu terço inferior, os córregos apresentam declividades em torno de 6m/km; freqüentemente, ocorrem inundações na região, pelo fato das seções transversais serem insuficientes para a drenagem da bacia durante eventos de chuvas intensas.

A Figura 1 apresenta a área de drenagem urbana, com a subdivisão das sub-bacias e trechos da rede de macro-drenagem. A Tabela 1 apresenta valores de alguns parâmetros geomorfológicos e hidrológicos das sub-bacias, correspondentes ao número curva mais provável (N) do SCS, o comprimento médio da sub-bacia ao longo da direção do escoamento superficial, a porcentagem de ocupação, a declividade média da sub-bacia (I) e a área de drenagem (A). A Tabela 2 fornece os parâmetros α e β da relação entre a área da seção molhada (A_H) e a vazão (Q) e os comprimentos dos trechos da rede de drenagem (L).

A bacias dos córregos dos Bagres, Cubatão e Espraiado foram subdivididas, respectivamente, em 5, 5 e 6 sub-bacias, associadas a quatro seções no córrego dos Bagres, denominadas seções 7.1, 7.2, 7.3 e 7.4; quatro seções a montante da confluência do córrego Espraiado, denominadas seções 4.1, 4.2, 4.3 e 4.4, e sete seções no córrego

Espraiado denominadas seções 1.1, 1.2, 2.1, 2.2, 3.1, 3.2, 3.3. Após a junção do córrego Cubatão com o Espraiado definiu-se um tramo da rede de drenagem através de duas seções, denominadas seções 5.1 e 5.2; e após a junção dos córregos Cubatão e dos Bagres, o tramo 8, com as seções 8.1 e 8.2.

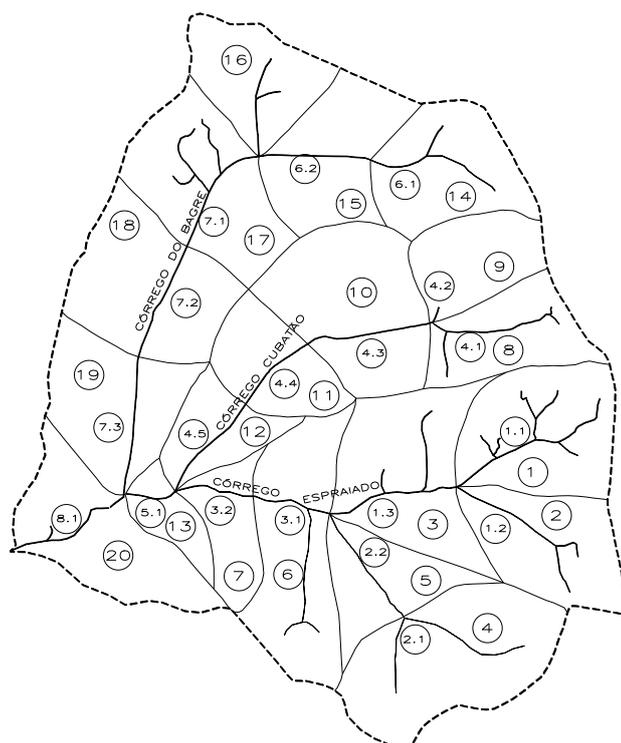


Figura 1- Sistema de macro-drenagem da cidade de Franca, SP.

A ocupação da bacia de drenagem é um dos principais fatores responsáveis pelo aumento da chuva excedente, das velocidades dos deflúvios superficiais na direção dos cursos d'água e também pela concentração do volume d'água drenado nos fundos de vale. A urbanização da cidade de Franca provocou acentuada ocupação demográfica e as melhorias do sistema viário principal da cidade resultaram na canalização de córregos, com eliminação das calhas secundárias e agravamento dos problemas de cheias na região baixa da cidade.

Nas condições atuais, as bacias dos córregos Bagres e Cubatão apresentam áreas quase totalmente ocupadas, com ocupação e impermeabilizações de, aproximadamente, 70% de suas áreas de drenagem. Já a bacia do córrego Espraiado não apresenta a mesmo grau de

ocupação, porém, é naturalmente a única área atual economicamente disponível para a expansão da cidade.

Tabela 1- Dados das sub-bacias de drenagem.

Sub-bacia	N	L (km)	% ocupação	I (m/m)	A (km ²)
01	70	0,523	0,50	0,074	2,092
02	70	0,423	0,50	0,085	1,692
03	65	0,794	0,50	0,084	2,224
04	65	0,970	0,50	0,054	2,720
05	65	0,470	0,50	0,080	1,220
06	70	1,184	0,30	0,064	2,248
07	70	0,440	0,25	0,073	0,880
08	65	0,497	0,50	0,084	1,392
09	60	0,500	0,50	0,081	1,216
10	70	0,933	0,30	0,066	2,428
11	70	0,616	0,20	0,072	1,232
12	70	0,343	0,20	0,075	0,892
13	70	0,467	0,20	0,105	0,560
14	60	0,551	0,50	0,080	1,764
15	65	0,728	0,25	0,074	1,748
16	65	0,643	0,20	0,070	1,416
17	70	0,840	0,10	0,074	2,184
18	80	0,889	0,10	0,065	2,312
19	70	0,540	0,10	0,083	1,728
20	60	0,611	0,50	0,086	1,956

Tabela 2- Dados dos trechos de canais; $A_H = \alpha \cdot Q^\beta$ e L o comprimento do trecho (m).

Trecho	α	β	L (m)
2.2	0,86	0,70	1300
3.2	0,86	0,70	1000
3.3	0,80	0,69	1300
4.2	0,68	0,70	1300
4.3	0,76	0,69	1000
4.4	0,80	0,69	1300
5.2	0,80	0,69	600
6.2	0,66	0,70	1200
7.2	0,66	0,70	1300
7.3	0,71	0,73	1300
7.4	0,71	0,73	1600
8.2	0,94	0,70	1600

Os córregos Bagres e Cubatão encontram-se atualmente canalizados, com seções típicas trapezoidais revestidas com placas de concreto. Durante certas chuvas intensas, há ocorrência de inundação e estragos nos taludes dos canais em vários locais, notadamente na região baixa e a jusante das corredeiras do córrego dos Bagres e na cachoeira do córrego Cubatão. Os prejuízos tanto estruturais quanto operacionais são significativos e causam grande comoção na população. A Figura 2 apresenta os pontos críticos sujeitos a inundações e avarias dos canais.



Figura 2 - Pontos críticos de rede de drenagem.

Em função das características geométricas e hidráulicas dos canais existentes verifica-se facilmente a capacidade e adequação da rede de macro-drenagem. Para o trecho do córrego dos Bagres a jusante da confluência com o córrego Cubatão, a capacidade de vazão do canal é estimada em $112 \text{ m}^3/\text{s}$ considerando o canal com seção retangular com 7,00 m de largura e 3,50 m de profundidade e declividade longitudinal do canal igual a 0,004. Através de inspeção local, verifica-se que esse trecho de canal tem eficiência diminuída decorrente da deposição de materiais arrastados de montante. Além disso, a geometria do desemboque dos córregos dos Bagres e Cubatão é inadequada, pois, não possui concordância com as linhas de fluxo dessa transição, o que provoca grande perda de carga e baixa eficiência hidráulica no canal a jusante.

No trecho final do córrego Cubatão a seção do canal é trapezoidal, com largura de base igual a 3,00 m, largura do topo de 8,40m e profundidade de 2,70 m; a declividade longitudinal desse trecho é igual a 0,006 o que permite estimar a capacidade de vazão do canal em $75 \text{ m}^3/\text{s}$. Pelas características de ocupação da bacia, declividades e área de drenagem, verifica-se que as vazões máximas de cheias freqüentemente ultrapassariam

esse valor. Outro problema sério desse trecho de canal refere-se às freqüentes avarias resultantes das altas velocidades da água e impactos provocados por blocos rochosos e placas de concreto carreadas durante certas cheias.

O trecho final do córrego Espraiado tem seção transversal trapezoidal, com largura de base igual 2,20m, largura do topo igual a 7,80 m, profundidade de 2,50m e declividade longitudinal igual a 0,006, de modo que a capacidade de vazão é estimada em 57,6 m³/s, bastante inferior às vazões de pico previstas quando houver maior ocupação urbana da bacia. Pelo fato da área de drenagem do córrego do Espraiado ser superior a dos córregos Bagres e Cubatão, mantida as condições atuais de drenagem desse córrego, certamente haverá acentuado aumento na freqüência de inundações nos próximos anos devido à ocupação da área e aumento do comprimento de canalização desse córrego.

No trecho a jusante da junção dos córregos Cubatão e Espraiado a seção transversal é trapezoidal com largura de base igual a 3,00 m, largura de topo igual a 8,40 m e profundidade de 2,70 m e a declividade longitudinal é igual a 0,006 resultando numa capacidade de vazão de 67,0 m³/s muito aquém de vazões máximas previstas ou estimadas acima de 100 m³/s. Verifica-se, portanto, que esse trecho é crítico com relação à eficiência do sistema de drenagem, uma vez que a capacidade de transporte desse trecho de canal é muito inferior as crescentes vazões de cheia induzidas pelo aumento do grau de impermeabilização da bacia do córrego Espraiado.

Para adequar a rede de drenagem às vazões de cheia correspondentes a um período de retorno mínimo de 20 anos, é preciso alargar as seções transversais dos trechos finais de confluência dos córregos Cubatão, Espraiado e, além do aumento da seção, também da declividade de fundo do último trecho urbano do córrego dos Bagres; para a redução das vazões de pico é preciso também implantar reservatórios de detenção no córrego do Espraiado

O MODELO CHUVA-VAZÃO EESC

Righetto et al. (1993) descreveram em detalhes a estrutura do modelo EESC, a base teórica e a utilização do modelo a problemas de macro-drenagem. Basicamente o modelo é constituído de três algoritmos principais, ou seja, o que caracteriza a topologia da rede de drenagem e acoplamentos dos trechos de canais às sub-bacias de drenagem; o de transformação chuva-vazão para as sub-bacias, baseado no hidrograma unitário do SCS; e o de propagação de cheias na rede de canais, com equacionamento cinemático.

O sistema de drenagem da cidade de Franca apresenta nos fundos de vale das bacias, trechos em sua maior parte já canalizados que, no entanto, são insuficientes para escoar as vazões provocadas por chuvas intensas, freqüentes na cidade, que provocam inundações em diversos trechos e áreas ocupadas. Para uma avaliação das diversas

alternativas de solução para os problemas das chuvas, é necessário efetuar um estudo hidrológico da cidade e de suas bacias. O cálculo das vazões de projeto são realizados por métodos indiretos baseados na relação chuva x vazão e nas características geomorfológicas da bacia.

Chuvas Intensas

Os dados pluviográficos necessários para a determinação da equação de chuvas intensas para a cidade não existem, o que requer análise de dados obtidos em cidades próximas, os quais devem ser posteriormente adaptados para a cidade de Franca.

A cidade de Batatais, localizada a sudoeste de Franca, distando desta de aproximadamente 45 km, possui dados pluviográficos sobre os quais foram realizados estudos de chuvas intensas publicados pelo DAEE (1995).

O Posto B4-040 localizado na latitude 20° 53' S e longitude 47° 37' W com a altitude de 860 m, possui uma série histórica de 1975 a 1984, cuja análise das chuvas intensas permitiu a determinação dos valores esperados das intensidades máximas para diversas durações e períodos de retorno, conforme é mostrado na tabela 3.

Tabela 3 – Frequência de chuvas intensas para a cidade de Batatais, i (mm/h).

Duração d_c (min)	Período de retorno, T (anos)					
	5	10	20	25	50	100
10	2,20	2,49	2,77	2,86	3,13	3,41
20	1,77	2,02	2,26	2,34	2,58	2,82
30	1,58	1,83	2,06	2,14	2,36	2,59
60	1,15	1,32	1,48	1,53	1,68	1,84
120	0,66	0,76	0,86	0,90	0,99	1,09
180	0,46	0,53	0,60	0,63	0,69	0,76
360	0,24	0,27	0,31	0,32	0,35	0,39
720	0,13	0,15	0,17	0,18	0,20	0,22
1080	0,09	0,11	0,12	0,13	0,14	0,16
1440	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13

Com esses valores, foi possível exprimir a equação (1), que relaciona a intensidade; a duração e a frequência das chuvas intensas para a cidade de Batatais:

$$i = \frac{29,33.T^{0,158}}{(33,5 + d_c)^{0,756}} \quad (1)$$

sendo i a intensidade de chuva (mm/min); e d_c a sua duração (min) e T o período de retorno (anos).

A relação entre as precipitações de Franca e de Batatais devido a diferença de altitude e de dados observados em janeiro e fevereiro, meses em que ocorrem as chuvas intensas com maior frequência é apresentada na equação (2).

$$\frac{i_F}{i_B} \cong \frac{P_F}{P_B} = 1,06 \quad (2)$$

Corrigindo as unidades apresentadas na equação (1) e aplicando a relação dada pela equação (2) obtém-se a relação intensidade - duração - frequência para a cidade de Franca:

$$i = \frac{1865 * T^{0,158}}{(33,5 + d_c)^{0,756}} \quad (3)$$

sendo i a intensidade de chuva (mm/hora), e d_c a sua duração (min) e T o período de retorno (anos)

O algoritmo utilizado para transformar chuva intensa em vazão, ou melhor, em hidrogramas de cheia utilizou-se do modelo SCS que considera um hidrograma unitário triangular, este definido pela vazão de pico, q_{max} , pelo tempo de pico, t_p , e pela duração do deflúvio superficial em cada exutório das sub-bacias que compõem o sistema de drenagem, denominada tempo de base, t_b . O tempo de pico e o tempo de base, são especificados em função das características morfológicas das sub-bacias, tais como área de drenagem, declividade, grau de ocupação do solo. A seguinte expressão é empregada para a fixação da altura de chuva excedente responsável pelo deflúvio superficial:

$$h_{exc} = \frac{(P - 0,2.S)^2}{P + 0,8.S} \quad (4)$$

sendo P a altura de chuva (mm), h_{exc} a altura d'água excedente que resultará em deflúvio (mm) e S a retenção potencial do solo (mm). O valor de S depende do tipo e ocupação do solo e pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$S = 25,4.(1000 / N - 10) \quad (5)$$

sendo o parâmetro N chamado curva número, podendo variar entre os limites 0 e 100. Para áreas urbanas, os valores de N situam-se entre 50 e 100, dependendo do grau de impermeabilização da área de drenagem. Neste trabalho, os valores de N foram considerados números difusos definidos por faixas em torno dos valores mais prováveis e graus de pertinência com distribuição triangular, conforme será explicitado mais adiante.

O tempo de concentração em cada sub-bacia é determinado pela seguinte expressão do método SCS:

$$t_c = 3,42.L^{0,8} . [(1000 / N) - 9]^{0,7} . I^{-0,5} \quad (6)$$

em que L é o comprimento médio de percurso do deflúvio superficial na sub-bacia e I a declividade do terreno. Com relação ao hidrograma unitário triangular de cada sub-bacia, este é determinado pelos valores do tempo de pico, t_p , pelo tempo de base, t_b e pela vazão de pico, Q_p , estimados através das seguintes relações aproximadas:

$$t_p = t_c \quad (7)$$

$$t_b = 1,67.t_c \quad (8)$$

$$Q_p = 2.h_{exc} / t_p \quad (9)$$

A propagação das ondas de cheia ao longo da rede de canais foi realizada através dos hidrogramas de cheia provenientes das sub-bacias e do equacionamento cinemático do escoamento não permanente nos vários trechos de canais, com códigos apropriados para a simulação dos córregos do Espriado, Cubatão e dos Bagres. Basicamente, o equacionamento é composto de uma relação entre área molhada de uma seção média de um trecho do curso d'água, A_H , com a vazão em um instante t , isto é, $A(t)$ e $Q(t)$ supostamente estão relacionadas pela expressão

$$A = \alpha.Q^\beta \quad (10)$$

e esta, conjuntamente com a equação da continuidade, formam o equacionamento necessário para se determinar os valores da vazão e da profundidade d'água na seção considerada, ao longo do tempo.

Assim, com o modelo de transformação da chuva em vazão obtém-se, a partir de uma chuva intensa fixada, os hidrogramas de cheia nas saídas das várias sub-bacias e, com esses hidrogramas, e por meio do algoritmo que modela a propagação das ondas de cheia ao longo dos canais da rede de drenagem, são obtidos os hidrogramas de cheia nas várias seções de interesse.

As principais fontes de incertezas na modelagem da transformação chuva-vazão são a estrutura do modelo, a distribuição da chuva intensa sobre a bacia e os valores dos parâmetros do modelo. Na ausência de hidrogramas observados, minimiza-se a incerteza relativa à estrutura do modelo quando se utiliza toda a informação disponível e relevante para a determinação das vazões de cheia. Neste caso, a utilização de modelo distribuído é conveniente e recomendada. Com relação à distribuição de precipitação, para a finalidade de dimensionamento de obras, maximiza-se o efeito da precipitação tomando-se como hietograma de projeto aquele que resulta no mais severo hidrograma de cheia. Finalmente, as incertezas relativas aos valores dos parâmetros dos modelos devem ser consideradas através de faixas de variação desses valores, utilizando-se de distribuições de probabilidades ou de números difusos. Neste trabalho, admitiu-se como principal fonte de incertezas, os valores de N associados às sub-bacias. Assim, o parâmetro número de curva N de cada sub-bacia foi tomado como um número difuso.

Evidentemente, as sub-bacias maiores exercerão maior influência na variabilidade das vazões de cheia do que as sub-bacias menores para uma mesma variabilidade de N , ou melhor, para uma mesma distribuição do grau de pertinência de N .

CONJUNTOS DIFUSOS DOS PARÂMETROS DO MODELO

As três bacias hidrográficas urbanas da cidade de Franca foram subdivididas em vinte sub-bacias e atribuídos valores mais prováveis de N segundo indicações do “Soil Conservation Service”, levando-se em consideração o tipo de solo, vegetação e porcentagem de área ocupada por edificações, praças, arruamentos. Dessa maneira, como mostra a Tabela 1, em relação ao parâmetro N as sub-bacias estão contidas em quatro grupos, com os valores mais prováveis de N iguais a 60, 65, 70 e 80. Para cada um desses quatro grupos, N foi considerado como número difuso com distribuição triangular em relação ao grau de pertinência. Assim, cada um dos quatro números difusos é especificado por três números reais, correspondentes aos valores mínimo, mais provável e máximo com atribuição de valores iguais a zero para os graus de pertinência, $\mu(N)$, associados aos valores mínimo, N_{min} , e máximo, N_{max} , e um para o valor mais provável, $N_{m.p.}$. Os quatro números difusos utilizados neste trabalho podem ser especificados através da seguinte notação:

$$N_1 = \{(N_{\min,1}, N_{m.p.,1}, N_{\max,1}) = (50, 60, 70); \mu(N_{\min,1}) = 0, \mu(N_{m.p.,1}) = 1, \mu(N_{\max,1}) = 0\}$$

$$N_2 = \{(N_{\min,2}, N_{m.p.,2}, N_{\max,2}) = (55, 65, 75); \mu(N_{\min,2}) = 0, \mu(N_{m.p.,2}) = 1, \mu(N_{\max,2}) = 0\}$$

$$N_3 = \{(N_{\min,3}, N_{m.p.,3}, N_{\max,3}) = (60, 70, 80); \mu(N_{\min,3}) = 0, \mu(N_{m.p.,3}) = 1, \mu(N_{\max,3}) = 0\}$$

$$N_4 = \{(N_{\min,4}, N_{m.p.,4}, N_{\max,4}) = (70, 80, 90); \mu(N_{\min,4}) = 0, \mu(N_{m.p.,4}) = 1, \mu(N_{\max,4}) = 0\}$$

SIMULAÇÕES COMPUTACIONAIS

Nas simulações com o modelo de transformação chuva-vazão, cinco possíveis valores discretos foram adotados para cada número difuso, identificados por $[(N_{i,j}, \mu_{i,j}), i=1,2,3,4; j=1,2,3,4,5]$. A Tabela 4 fornece os valores correspondentes utilizados nas simulações.

Tabela 4 – Valores de $N_{i,j}$ e $\mu_{i,j}$ utilizados nas simulações.

i	j									
	1		2		3		4		5	
	$N_{i,j}$	$\mu_{i,j}$								
1	50	0,0	55	0,5	60	1,0	65	0,5	70	0,0
2	55	0,0	60	0,5	65	1,0	70	0,5	75	0,0
3	60	0,0	65	0,5	70	1,0	75	0,5	80	0,0
4	70	0,0	75	0,5	80	1,0	85	0,5	90	0,0

Através do modelo chuva-vazão, dados de entrada e demais parâmetros do modelo fixados, a vazão de cheia é determinada como um número difuso, denotado por (Q, μ_Q) sendo

$$Q_{j(i)} = f[N_{i,j(i)}, i=1,2,3,4] \quad (11)$$

e

$$\mu_{Q_{j(i)}} = \mu_{N_{i,j(i)}} \quad (12)$$

podendo o índice $j(i)$ assumir qualquer dos valores entre 1 e 5, Bardossi et al.(1990), Vieira (1998), Zimmermann (1996)..

Para cada valor fixo do grau de pertinência μ , tem-se os valores correspondentes de $N_{i,j}$ tal que $\mu_{i,j}=\mu$; utilizando-se esses valores no modelo de transformação chuva-vazão, obtém-se o hidrograma de cheia correspondente a esse grau de pertinência, ou seja, obtém-se $Q_j(t)$ com $\mu_{Q_j}=\mu$. Usualmente, utiliza-se como hidrograma de projeto, $Q(t)$, o situado no centro de massa, isto é,

$$Q(t) = \frac{\int_{Q_{\min}}^{Q_{\max}} \mu(q) \cdot q \cdot dq}{\int_{Q_{\min}}^{Q_{\max}} \mu(q) \cdot dq} \quad (13)$$

RESULTADOS

A Figura 3 ilustra o procedimento de cálculo da vazão de pico como número difuso para a Seção 8.2, no exutório do sistema urbano de macrodrenagem da cidade de Franca. Tomando-se os quatro grupos de N como números difusos, N_1 , N_2 , N_3 e N_4 , através do modelo chuva-vazão, obtém-se Q_p como número difuso. A vazão de pico de projeto, $Q_{p,proj}$, é obtida pela determinação da vazão correspondente ao centro de massa da distribuição de Q_p em relação ao grau de pertinência. O hidrograma de projeto é determinado de forma semelhante, ou seja, para cada tempo t , determina-se a vazão $Q(t)$ e, em seguida, a vazão de projeto $Q_{proj}(t)$.

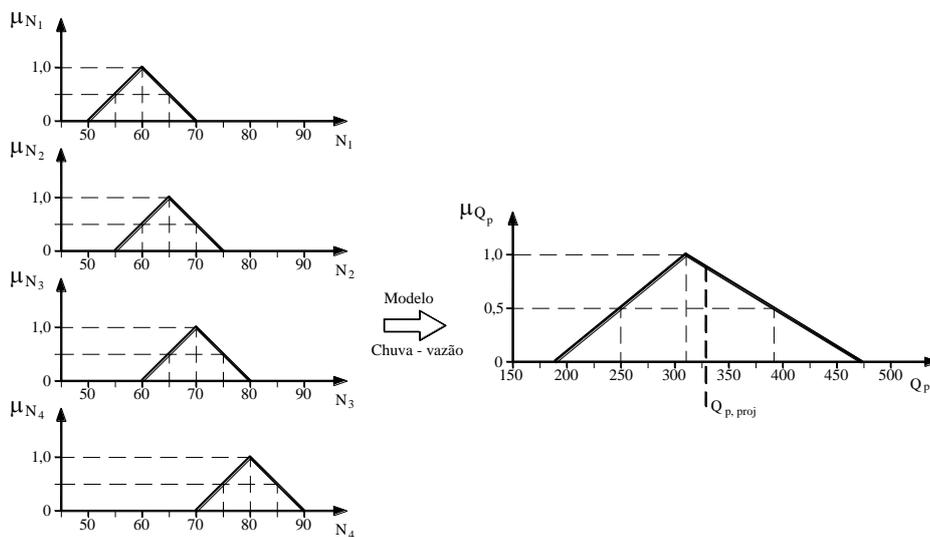


Figura 3 – Obtenção da vazão Q_p como número difuso e a de pico de projeto, $Q_{p,proj}$, em m^3/s .

A Figura 4 apresenta os hidrogramas de cheia que caracterizam em cada instante t , as vazões correspondentes aos graus de pertinência $\mu= 0^-, 0,5^-, 1, 0,5^+$ e 0^+ com a notação de

que o sobrescrito (-) corresponde a valores Q inferiores ao valor mais provável e (+) a valores superiores a esse valor.

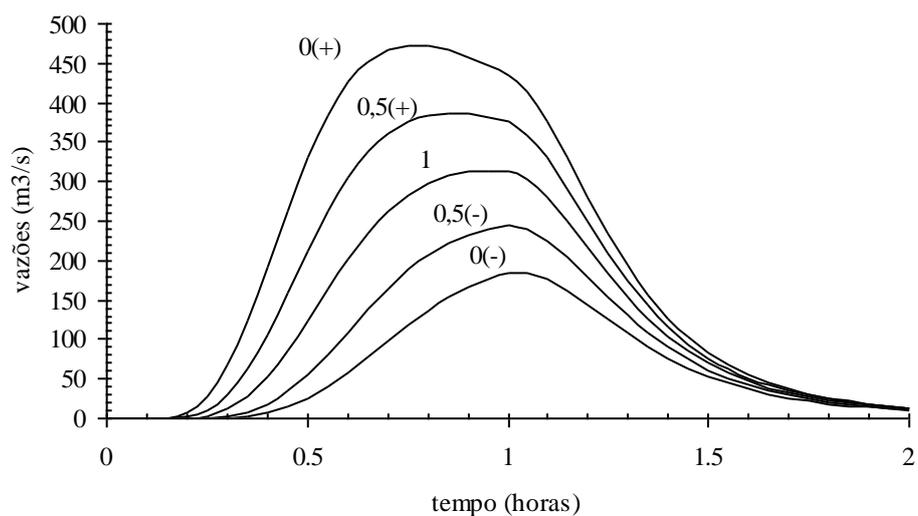


Figura 4 – Hidrogramas de cheia correspondentes a $\mu = 0, 0,5, 1, 0,5^+$ e 0^+ .

A Figura 5 fornece o hidrograma de projeto; para cada t , o valor de $Q_{proj}(t)$ corresponde ao valor no centro de massa do número difuso, obtido através da Equação 11.

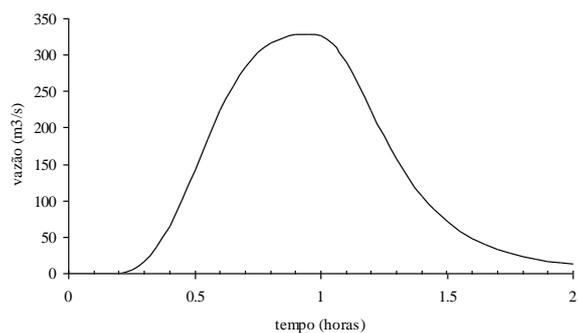


Figura 5 – Hidrograma de projeto no exutório do sistema de drenagem urbano (seção 8.2).

CONCLUSÕES

Os hidrogramas de cheia apresentados na figura 4 devem ser interpretados como uma seqüência contínua de números difusos. Os hidrogramas correspondentes a 0^- e 0^+ representam os limites de possibilidade dos hidrogramas de cheia, ou seja, com certeza, o hidrograma de cheia correspondente ao período de retorno de 20 anos estará situado entre esses limites.

A larga amplitude dos possíveis valores da vazão de pico demonstra a importância de se buscar as melhores estimativas para os valores de N , em geral, previstos para a situação de final de vida útil das obras de macrodrenagem.

Em vista das incertezas envolvidas nas previsões de vazões de cheia, é recomendável que a implementação de obras seja progressiva, ou seja, obras urgentes devem ser implementadas para atender o limite inferior ou, especificando-se um grau de confiança mínimo, por exemplo, o correspondente ao grau de pertinência $0,5^-$, o sistema de macrodrenagem deverá permitir a drenagem das cheias previstas para esse limite inferior de confiança.

Em função de um cronograma, baseado em previsões de ocupação e de desenvolvimento das áreas urbanas, de forma escalonada seriam implementadas novas obras, até se alcançar a situação confortável, ou seja, a de se atingir o limite superior de confiança, possivelmente o correspondente ao grau de pertinência $0,5^+$.

Dessa maneira, as soluções estruturais e não estruturais a serem implementadas no sistema de macrodrenagem certamente envolverão diversas alternativas, com soluções parciais para atender etapas do projeto e que permitam a sobreposição dessas soluções, aumentando de forma crescente a capacidade do sistema de drenagem.

Para o sistema de macrodrenagem de Franca, nas regiões críticas apontadas na figura 2, decidiu-se pelo seguinte escalonamento de obras:

1ª etapa: alargamento das seções dos canais, transformando as seções trapezoidais atuais por seções retangulares com larguras iguais às larguras de topo dessas seções; alteração da declividade do trecho 8.1 de 0,004 para 0,008 a fim de se alcançar a capacidade de vazão correspondente à vazão de pico do hidrograma com grau de pertinência igual a $0,5^-$.

2ª etapa: construção de um reservatório de retenção no córrego do Espreado, com capacidade para reter volume de 200.000 m³ de água, de forma a atenuar as vazões máximas e manter as vazões máximas de jusante nos valores previstos relativos ao

hidrograma com grau de pertinência 0. Com esse reservatório de detenção, o sistema de macrodrenagem tem capacidade para drenar vazões de cheia correspondentes ao hidrograma com grau de pertinência igual a 1.

3ª etapa: em função da real ocupação e desenvolvimento da cidade, dois novos reservatórios de detenção seriam construídos no córrego do Espraiado, a fim de que a capacidade de drenagem suporte a cheia correspondente ao hidrograma com grau de pertinência igual a 0,5⁺.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem as seguintes instituições além da EESC/USP que colaboraram para a realização deste trabalho: ao CNPq pela concessão de bolsa de pesquisador ao primeiro autor, processo 351368/94-9; à FINEP, pelo auxílio concedido no projeto RECOPE/REHIDRO, convênio 76.97.0681.00; à Prefeitura Municipal de Franca, SP, pelas informações fornecidas e pelos recursos oferecidos à FIPAI da EESC/USP.

REFERÊNCIAS

- BARDOSSY A., BOGARDI I., DUCKSTEIN L. 1990 “Fuzzy Regression in Hydrology”, *Water Resources Research*, Vol. 26, No. 7:1497-1508.
- DAEE, 1995 Chuvas Intensas no Estado de São Paulo, CTH/DAEE em “Compact Disc”.
- RIGHETTO A M , PORTO R M , VILELLA S M 1993 “Adequação de Metodologia para Estudos Hidrológicos de Macro Drenagem - Aplicação à Cidade de São Carlos, SP, X Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, vol 3, Gramado: 505-514.
- SCS 1975 Urban Hydrology for Small Watersheds, Washington U.S. Dept. Agr. Technical Release n.55.
- TUCCI C.E.M. 1998 Modelos Hidrológicos, Editora da Universidade, ABRH: 669p.
- U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS 1985 HEC-1 Flood Hydrograph Package: User’s manual, Hydrol. Eng. Cent., Davis, California.
- VIEIRA V.P.P.B 1996, “Teoria dos Conjuntos Difusos e sua Aplicação a Projetos de Recursos Hídricos”, *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Vol.1, N.1, jan/jun, ABRH: 109-123.
- ZIMMERMANN H.-J. 1996 Fuzzy Set Theory and its Applications, 3ª edição, Kluwer Academic Publ.: 435p.