

Simulação Hidrodinâmica Integrada do Escoamento em Redes de Drenagem Urbana e nas Ruas

Marllus Gustavo Ferreira Passos das Neves

mgfpn@if.ufrgs.br

Adolfo Oreste Nicolas Villanueva

adolfo@if.ufrgs.br

Carlos Eduardo Morelli Tucci

*Instituto de Pesquisas Hidráulicas - UFRGS - Caixa Postal 15029
91501-970 Porto Alegre, RS - tucci@if.ufrgs.br*

Recebido: 30/01/01 - revisão: 06/04/01 - aceito: 20/06/01

RESUMO

A drenagem de áreas urbanas ocorre em uma rede complexa de galerias e canais, com grande variação de forma e relevo, interconectada com as ruas. O escoamento neste sistema está sujeito a efeitos de remanso e pode ocorrer em regime supercrítico, subcrítico ou sob pressão, em diferentes momentos. Os projetos são realizados de forma localizada e em regime permanente, sem considerar, na maioria das vezes, as interferências dos sub-trechos entre si. Os modelos hidrodinâmicos são utilizados para representar estes processos, mas devido à grande variabilidade de condicionantes necessitam de soluções particulares para cada tipo de alteração da rede.

Este trabalho apresenta o aprimoramento de um modelo hidrodinâmico de redes de drenagem de águas pluviais, desenvolvido no IPH (Villanueva, 1990 e Ramseyer, 1996). Os aprimoramentos realizados foram: a) um procedimento de inicialização, para facilitar a definição de condições iniciais do modelo; b) limitação de entrada das condições de contorno externas para simular a entrada física dos hidrogramas provenientes das bacias de contribuição; c) transporte dos excessos em trechos de rua; e d) o uso de poços de visita em trechos como uma condição de contorno interna.

A verificação foi feita em duas bacias urbanas da cidade de Porto Alegre: arroio do Moinho e parte da bacia do arroio da Areia. Elas possuem altas declividades nas cabeceiras, seguidas de regiões planas nas cotas menores, há trechos não canalizados e condutos onde aparecem grandes diferenças em seções transversais. Além disso, muitas galerias têm baixa capacidade de condução. Essas características provocam algumas consequências que devem ser representadas na modelagem. Os resultados mostraram que o modelo pode simular diversas situações, fornecendo informação necessária para uma boa avaliação de sistemas como os simulados.

Palavras-chave: *drenagem; hidrodinâmica; rede.*

INTRODUÇÃO

Os modelos são ferramentas úteis para representar as diferentes combinações de escoamento provenientes dos impactos do desenvolvimento urbano nas cidades e levar em conta a grande diversidade física de alguns sistemas. Dessa forma, eles podem fazer verificações que, em geral, não são feitas nos projetos de drenagem urbana, como por exemplo, o efeito de jusante sobre o escoamento de montante. Por outro lado, nestes projetos são utilizadas equações em regime permanente; contudo, em alguns momentos, pode ocorrer aumento das vazões de cheias, superando rapidamente o que

foi projetado, gerando condições muito diferentes das de projeto.

Para se obter resultados confiáveis sobre condições que superam o projeto (por exemplo, cheia com tempo de retorno maior que o de projeto, ampliação dos picos, efeitos de jusante), é necessário utilizar modelos mais robustos como os hidrodinâmicos para simular condições reais de fluxo. Estes modelos possuem uma estrutura matemática adequada para tratar as singularidades que aparecem na rede. Estas, juntamente com a cheia que percorre a rede, faz aparecer as seguintes condições: a) escoamento à superfície livre ou sob pressão, onde são utilizadas as equações de superfície

livre, e as mesmas com a dita “fenda de Preissmann”, respectivamente (Villanueva, 1990; Ramseyer, 1996; Neves, 2000). Esta simplificação é aceitável, considerando que os gradientes de pressão não são significativos; b) escoamento em regime supercrítico, pois ao longo da rede são encontradas várias alterações que produzem este regime durante as inundações. Neste caso, são introduzidas equações de onda cinemática ou de difusão (Villanueva, 1990; Ramseyer, 1996; Neves, 2000).

MODELOS DE SIMULAÇÃO EM DRENAGEM URBANA

Os itens a e b acima já foram resolvidos total ou parcialmente nos diversos modelos de redes de drenagem desenvolvidos nas últimas décadas (Villanueva, 1990). Ao longo desse tempo, surgiram diversas alternativas para a solução das equações em regime não permanente, aplicando técnicas numéricas. Primeiramente, as equações foram resolvidas para rios e para redes de condutos.

Atualmente, os modelos caracterizam-se pela estrutura modular, com os módulos bacia e rede. No primeiro, é feita a geração de hidrogramas nas bacias de contribuição; os resultados deste módulo são então introduzidos no segundo para a simulação nas redes de condutos. Tem-se como exemplos os modelos SWMM (James et al., 1998) e o MOUSE (DHI, 1998; Urbonas et al., 1993). O primeiro trata a rede como uma série de vínculos e nós, sendo os nós com características de armazenamento e os vínculos de transporte. O escoamento é resolvido por um esquema de diferenças finitas explícito e o escoamento sob pressão é resolvido com simplificações (EPA apud Ramseyer, 1996). Já o MOUSE apresenta a fenda de Preissmann e um esquema implícito, mas o principal avanço deste modelo é sua interface gráfica e sua interação com o Sistema de Informações Geográficas. Outros modelos, como o SUPERLINK (Ji, 1998), não possuem esta estrutura modular.

Nos modelos citados, há uma carência de integração com o escoamento nas ruas. Este ocorre ou devido à limitação física da rede de conduzir hidrogramas das bacias de contribuição ou resultante da comunicação da rede com a superfície através dos dispositivos de entrada de água como bueiros e poços de visita. Em geral, nas simulações, a água que supera a cota referente ao topo do dis-

positivo ou das ruas, fica armazenada nestas ou volta à rede após a mesma ter a capacidade de condução recuperada em intervalos de tempo posteriores. Atualmente, este problema começa a ser melhor observado (Djordjevich et al., 1998) e foi um dos enfoques deste trabalho.

O modelo desenvolvido no IPH (Villanueva, 1990) foi incrementado por Ramseyer (1996), introduzindo a simulação da bacia. Este modelo ainda apresentava limitações quanto a: inicialização não consolidada, não representava de forma adequada a situação de entrada dos hidrogramas na rede, gerando altos tirantes em locais onde isto não deveria ocorrer, instabilidades numéricas decorrentes de condicionantes hidráulicos como diferenças de seções transversais e altas declividades, entre outros.

Estas limitações foram tratadas neste trabalho, levando-se em conta também o escoamento integrado rede-ruas.

MODELO ESTUDADO

Para representar as condições de escoamento, o modelo foi desenvolvido sob o princípio de que, a qualquer momento, a maior parte do fluxo pode ser representada pelas equações de Saint Venant. Para o fluxo livre subcrítico, elas são utilizadas na forma completa. Com fluxo sob pressão, as equações são adaptadas utilizando a fenda de Preissmann. Para o fluxo supercrítico, adota-se a simplificação do modelo de difusão. Esta decisão é tomada automaticamente. Os casos especiais são tratados como Condição de Contorno Interna (CCI), com equações específicas. O modelo é capaz de simular remansos e inversão de escoamento, além do escoamento sob pressão, inclusive devido a estrangulamentos de seção transversal a jusante de uma seção qualquer.

As equações para o escoamento subcrítico são a de continuidade e quantidade de movimento unidimensionais, Equações (1) e (2) respectivamente.

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{Bs} \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{q}{Bs} \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{Am} \right) + g \cdot Am \cdot \frac{\partial Z}{\partial x} + g \cdot Am \cdot Sf = 0 \quad (2)$$

onde Am (m^2) é a área molhada, Bs (m) é a largura da superfície livre, Z (m) é a cota, Q (m^3/s) é a va-

zão, g (m/s^2) é a aceleração da gravidade, S_f (m/m) é a declividade da linha de energia, x (m) é a distância no sentido longitudinal, t (s) é o tempo e q ($m^3/s/m$) é a contribuição lateral por unidade de comprimento longitudinal de um conduto ou canal. A declividade S_f é obtida da equação de Manning para o movimento uniforme, ou seja, $S_f = (Q \cdot |Q|) / K^2$, onde K é a condutância hidráulica dada por:

$$K = A_m \cdot R^{2/3} / n \quad (3)$$

e R e n são o raio hidráulico e o coeficiente de rugosidade de Manning, respectivamente.

No caso do escoamento sob pressão, utilizam-se as mesmas equações do fluxo à superfície livre. O cálculo da largura B_s utiliza a adaptação da fenda de Preissmann, através da Expressão (6).

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{B_s} \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{q}{B_s} \quad (4)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A_m} \right) + g \cdot A_o \cdot \frac{\partial Z}{\partial x} + g \cdot A_o \cdot S_f = 0 \quad (5)$$

$$B_s = \frac{g \cdot A_o}{a^2} \quad (6)$$

onde B_s (m) é a largura da fenda de Preissmann, A_o (m^2) é a área transversal do conduto cheio; o parâmetro a (m/s) da Equação (6) é a celeridade da onda do golpe de aríete. O escoamento sob pressão é resolvido como se ocorresse escoamento livre na extensão fictícia da tubulação, segundo duas paredes paralelas de altura infinita, como indicado na Figura 1. Sjöberg (1981) afirma que a fenda de Preissmann permite uma transição contínua do fluxo livre para o fluxo sob pressão de uma seção para outra. Ele recomenda, no seu trabalho, a celeridade a em torno de 50 m/s .

No caso de escoamento supercrítico, a Equação (2) é substituída pela Equação (7) (analogia de difusão).

$$\frac{\partial Z}{\partial x} + S_f = 0 \quad (7)$$

Esquema numérico

A discretização é realizada através do esquema numérico implícito de diferenças finitas de

Preissmann, gerando um sistema de equações não-linear, chamado por Villanueva (1990) de Sistema Geral de Equações (SGE). As incógnitas deste sistema aparecem em todas as seções. A matriz dos coeficientes deste sistema, resultante da aplicação do esquema numérico, é esparsa. O sistema é resolvido pela utilização de um algoritmo de eliminação local, que divide uma rede em trechos e nós; a um nó, confluem dois ou mais trechos e um trecho une dois nós. Os pontos utilizados no esquema numérico de Preissmann estão ilustrados na Figura 2. As variáveis dependentes e suas derivadas são tratadas segundo as expressões abaixo:

$$f(x, t) \cong \frac{\theta}{2} \cdot [f_{i+1}^{t+1} + f_i^{t+1}] + \frac{(1-\theta)}{2} \cdot [f_{i+1}^t + f_i^t] \quad (8)$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} \cong \frac{f_{i+1}^{t+1} - f_{i+1}^t + f_i^{t+1} - f_i^t}{2 \cdot \Delta t} \quad (9)$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} \cong \theta \cdot \frac{(f_{i+1}^{t+1} - f_i^{t+1})}{\Delta x} + (1-\theta) \cdot \frac{(f_{i+1}^t - f_i^t)}{\Delta x} \quad (10)$$

onde, $f(x,t)$ representa a função em um ponto entre as seções i e $i+1$, e entre os tempos t e $t+1$, correspondendo às variáveis dependentes $Q(x,t)$ e $Z(x,t)$, $\partial f / \partial t$ representa a derivada parcial de f em relação a t , $\partial f / \partial x$ representa a derivada parcial de f em relação a x e Δx é a distância entre duas seções consecutivas i e $i+1$. As equações anteriores são utilizadas para $0,5 \leq \theta \leq 1,0$, que é condição de estabilidade da versão linear das equações. O parâmetro θ é o ponderador do tempo. O valor recomendado para ele é de 0,66 (Cunge et al., 1980, Liggett e Cunge, 1975).

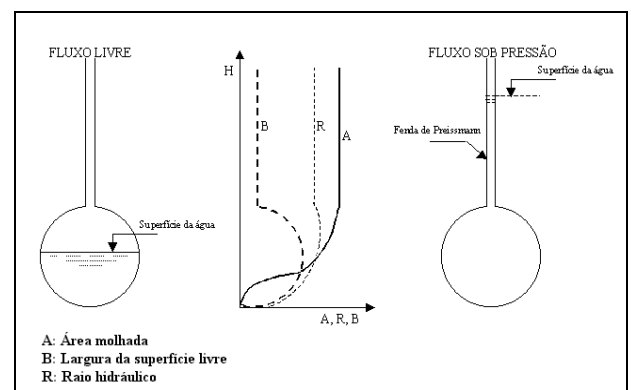


Figura 1. A fenda de Preissmann (Fonte: Chaudry apud Villanueva, 1990).

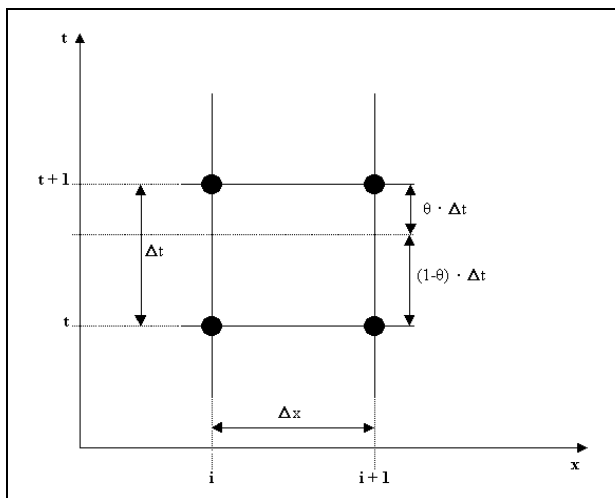


Figura 2. Quatro pontos utilizados no esquema de Preissmann. (Fonte: Neves, 2000).

Este esquema é então utilizado nas equações básicas, gerando o SGE. Este último é linearizado e resolvido mediante um método iterativo. Isto é comum no tratamento de sistemas fortemente não-lineares. Segundo Cunge et al. (1980), na maioria dos casos a segunda aproximação, ou primeira iteração, é suficiente, tornando a solução muito próxima da solução do sistema não-linear. Todavia, o número de iterações pode ser bem maior em situações onde há uma combinação de diferentes declividades, seções transversais com diferentes formas e dimensões, entre outros fatores.

Num processo não-iterativo, a função f pode ser escrita como abaixo:

$$f^{t+1} = f^t + \Delta f \quad (11)$$

significando que a estimativa da função f no tempo $t+1$ é obtida a partir de um único valor, o de f em t .

Introduzindo o processo iterativo, f é estimada em iterações que ocorrem no tempo $t+1$, ou seja, f^{t+1} não é escrita mais como função de f^t ; a definição é mudada para:

$$f^{t+1} = f^{it} + \Delta f \quad (12)$$

onde f^{it} é a estimativa obtida na iteração anterior, do intervalo de tempo corrente $t+1$. Então, Δf continua sendo o incremento da função f entre t e $t+1$, mas que é estimado após um determinado número de iterações em $t+1$.

Substituindo a Equação (12) no esquema de Preissmann, para as variáveis Z , Q , Am , K e Bs ,

obtêm-se as equações da continuidade e dinâmica entre duas seções quaisquer i e $i+1$. Os termos dos incrementos ΔAm , ΔBs e ΔK , são linearizados da seguinte maneira:

$$\Delta Am = \left. \frac{\partial Am}{\partial Z} \right|_{z=Z^{it}} \cdot \Delta Z \quad (13a)$$

$$\Delta Bs = \left. \frac{\partial Bs}{\partial Z} \right|_{z=Z^{it}} \cdot \Delta Z \quad (13b)$$

$$\Delta K = \left. \frac{\partial K}{\partial Z} \right|_{z=Z^{it}} \cdot \Delta Z \quad (13c)$$

Outras linearizações foram feitas, segundo o procedimento adotado em Liggett e Cunge (1975), como ilustram as equações abaixo.

$$\frac{1}{(f_i + \Delta f_i)} \cong \frac{1}{f_i} \cdot \left(1 - \frac{\Delta f_i}{f_i} \right) \quad (14a)$$

$$\frac{1}{(f_i + \Delta f_i)^2} \cong \frac{1}{f_i^2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{\Delta f_i}{f_i} \right) \quad (14b)$$

$$(f_i + \Delta f_i)^2 \cong f_i^2 + 2 \cdot f_i \cdot \Delta f_i \quad (14c)$$

$$(f_i + \Delta f_i) \cdot |f_i + \Delta f_i| \cong f_i \cdot |f_i| + 2 \cdot |f_i| \cdot \Delta f_i \quad (14d)$$

Os termos que contém produtos do tipo $\Delta f \cdot \Delta g$ são desprezados, sendo as funções f e g quaisquer variáveis hidráulicas do modelo. O resultado das operações acima está representado no sistema de Equações (15), que é o SGE. A primeira equação é obtida da equação da continuidade e a segunda, da equação da quantidade de movimento. As incógnitas são os incrementos ΔQ e ΔZ em todas as seções, obtidas a cada iteração. No final de cada iteração, somam-se os incrementos aos valores de Z e Q , obtidos na iteração anterior. Os coeficientes A , A' , ..., G' são função dos valores das variáveis Z , Q , Am , K e Bs , conhecidos do intervalo de tempo anterior e também função dos valores das mesmas variáveis no intervalo de tempo corrente, na iteração anterior (Villanueva, 1990 e Neves, 2000). São também função do valor de θ , de Δx e Δt .

$$\begin{aligned} A \cdot \Delta Z_{i+1} + B \cdot \Delta Q_{i+1} + C \cdot \Delta Z_i + D \cdot \Delta Q_i + G &= 0 \\ A' \cdot \Delta Z_{i+1} + B' \cdot \Delta Q_{i+1} + C' \cdot \Delta Z_i + D' \cdot \Delta Q_i + G' &= 0 \end{aligned} \quad (15)$$

Solução do sistema de equações

No algoritmo de eliminação local, uma rede é vista como um conjunto de trechos e nós. A “eliminação” é feita nas incógnitas do trecho, após o cálculo dos coeficientes do SGE, através de relações lineares recursivas. Em seguida, mediante equações de compatibilidade nos nós (continuidade e dinâmica), um sistema de equações lineares é gerado tendo como incógnitas os incrementos ΔZ nos nós. Após a resolução deste Sistema linear de Equações nos Nós (SEN), num processo inverso ao de “eliminação”, são calculados os valores de ΔZ e ΔQ nas seções dos trechos, fazendo uma varredura de montante para jusante, determinando as variáveis nesse trecho. O resultado desta operação é a redução do SGE ao SEN, este tendo como ordem o número de nós (Cunge et al., 1980).

A Figura 3 ajudará a compreender todos os passos. Nela, há uma rede com 4 nós e 3 trechos, cujas seções estão também representadas. Os nós destacados contêm Condições de Contorno Externas (CC), sendo uma delas indicada no nó 1, a entrada de um hidrograma $Q(t)$.

Para a determinação dos valores de Q e Z em todas as seções, o modelo segue os passos abaixo, a cada iteração:

1. Primeiramente são conhecidos os valores de Q e Z como Condições Iniciais (CI), como resultado do intervalo de tempo anterior, ou iteração anterior;
2. Calculam-se os coeficientes A, A', B, \dots, G, G' (Equações 15), correspondentes às equações de continuidade e dinâmica, incluindo as CCI, em todas as seções, montando assim o SGE na iteração corrente;
3. Neste ponto são calculados os coeficientes das equações lineares recursivas, em função dos coeficientes calculados em 2 e utilizados nos passos seguintes;
4. Montagem do sistema de equações: aqui, supõe-se válida a equação seguinte (Cunge et al., 1980, Villanueva, 1990):

$$\Delta Q_{i+1} = E_{i+1} \cdot \Delta Z_{i+1} + F_{i+1} + H_{i+1} \cdot \Delta Z_{sadj} \quad (16)$$

onde esta equação expressa a dependência parcial das incógnitas ΔQ e ΔZ em qualquer $i+1$ de um trecho, do valor de ΔZ_{sadj} adjacente ao nó de montante ou jusante ao tre-

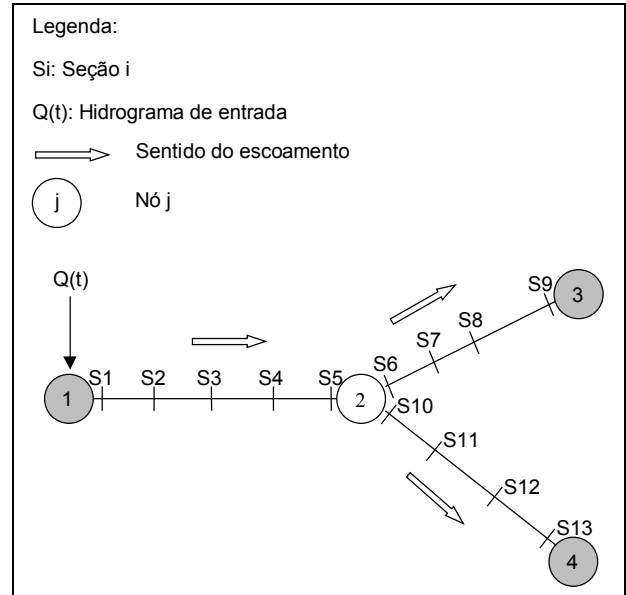


Figura 3. Ilustração da resolução do sistema de equações dos nós. (Fonte: Neves, 2000).

cho. Os coeficientes E, F e H são obtidos eliminando das Equações (15) e (16) os valores de ΔQ_{i+1} e ΔZ_{i+1} e chegando à relação:

$$\Delta Q_i = E_i \cdot \Delta Z_i + F_i + H_i \cdot \Delta Z_{sadj} \quad (17)$$

Os coeficientes E_i, F_i e H_i são conhecidos nos pontos correspondentes às seções $sadj$ e $sadj-1$, eliminados das Equações (16) um valor correspondente ao que seria ΔQ_{sadj} . Com base na Figura 3, por exemplo, a dependência das incógnitas da seção 6 em relação ao valor de ΔZ_9 , seria expresso por:

$$\Delta Q_{s6} = E_{s6} \cdot \Delta Z_{s6} + F_{s6} + H_{s6} \cdot \Delta Z_{s9} \quad (18)$$

Para calcular os valores de E_{s6}, F_{s6} e H_{s6} , faz-se uma varredura de jusante para montante a partir da seção 8. Assim também pode ser pensado para a seção 9 em relação a seção 6, seção 1 em relação a seção 5 e vice-versa, seção 10 em relação à seção 13 e vice-versa. No caso da seção 9, para determinar a dependência entre esta e a seção 6, faz-se a varredura de montante para jusante, a partir da seção 6.

Tomam-se agora as equações de compatibilidade nos nós, substituindo nelas as equações do tipo (18). Na rede da Figura 3, no nó 2, isto é feito reconhecendo que o somatório das vazões nas seções 5, 6 e 10 é nulo e que as cotas nestas seções são

iguais. Caso haja um poço de visita (PV) no nó 2, o somatório das vazões é igual ao armazenamento nele, no intervalo de tempo Δt . Fazendo o mesmo em todos os nós, chega-se ao sistema abaixo:

$$F[\Delta Z_1, \Delta Z_2, \Delta Z_3, \Delta Z_4] = 0 \quad (19)$$

onde $\Delta Z_1, \Delta Z_2, \Delta Z_3, \Delta Z_4$ são os valores dos incrementos de cota nos nós. Este é o SEN;

5. Resolve-se o sistema de equações lineares (19), obtendo-se os valores de ΔZ nos nós.
6. Atualizam-se os valores de Z nos nós, a partir dos valores de ΔZ obtidos na fase 5. Aqui, utiliza-se $Z^{it} + \Delta Z$;
7. Calculam-se os valores de ΔZ e ΔQ nas seções dos trechos, através de equações do tipo:

$$\Delta Z_{i+1} = L \cdot \Delta Z_i + M \cdot \Delta Q_i + N \quad (20)$$

$$\Delta Z_i = L \cdot \Delta Z_{i+1} + M \cdot \Delta Q_{i+1} + N \quad (21)$$

Os valores de ΔQ são obtidos através de (16) ou (17). L , M e N são função dos coeficientes obtidos em 2;

8. Atualizam-se os valores de Z e Q nas seções, a partir dos valores de ΔZ e ΔQ calculados na etapa anterior, utilizando-se $Z^{it} + \Delta Z$ e $Q^{it} + \Delta Q$, respectivamente.

As CC são introduzidas, considerando os pontos de entrada delas como nós. A equação utilizada juntamente com as equações do tipo (16) ou (17) é a seguinte:

$$\Delta Q_{cc} = E_{cc} \cdot \Delta Z_{cc} + F_{cc} \quad (22)$$

onde os coeficientes E_{cc} e F_{cc} são obtidos de maneira similar à introdução de CC de montante do algoritmo de dupla varredura em Liggett e Cunge (1975). Assim, para o nó 1, além das equações dos tipos (16) e (17), particularizadas pela Equação (23) seguinte, tem-se a Equação (24), que é a particularização da Equação (22), para a entrada do hidrograma $Q(t)$.

$$\Delta Q_{s1} = E_{s1} \cdot \Delta Z_{s1} + F_{s1} + H_{s1} \cdot \Delta Z_{s5} \quad (23)$$

$$\Delta Q_{cc(1)} = E_{cc(1)} \cdot \Delta Z_{cc(1)} + F_{cc(1)} \quad (24)$$

onde o valor entre parênteses, (1), representa o nó 1. Estas equações, substituídas nas equações de compatibilidade no nó 1, semelhantemente ao passo 4, fornecem uma das linhas da matriz do sistema (19), ou seja, a entrada das CC são incorporadas nos coeficientes do SEN, nos nós das extremidades de montante e jusante da rede. Analogamente, é feito nos nós de número 3 e 4.

Condições de contorno internas: poço de visita

Quando as equações básicas não podem ser utilizadas para representar o escoamento, tem-se uma situação denominada de Condição de Contorno Interna (CCI). Estas situações ocorrem quando há pontos com poços de visita (PV) em redes, por exemplo. No modelo em estudo, a representação de uma CCI pode ser de duas maneiras, dependendo do local onde ocorre o fenômeno:

1. Confluências e fenômenos que acontecem nelas, ponto de convergência de dois ou mais trechos, onde a CCI é incorporada na etapa de montagem do SEN (Equação 19);
2. Situações que acontecem entre duas seções de um trecho, onde a CCI é incorporada nos coeficientes calculados no trecho. Estes coeficientes são os do SGE (Equações 15).

No primeiro caso, as equações da continuidade e dinâmica são trabalhadas na montagem do SEN. A primeira CCI, neste caso, é a confluência simples. Nela, a equação da continuidade expressa que o somatório das vazões que chegam e saem do nó é zero. A equação dinâmica é estabelecida igualando as cotas dos trechos adjacentes ao nó. A segunda CCI, neste caso, tratada no modelo é a coincidência de uma confluência com um poço de visita (PV). A equação da continuidade expressa que o somatório das vazões que chegam e saem do nó é igual a um montante de volume armazenado no PV. Esta parcela de armazenamento é calculada a partir de curvas cota x área no PV.

A Figura 4 ilustra o tratamento dado na presença de um PV em um nó. A equação da continuidade é a seguinte:

$$\sum Q_k = \frac{Ah_k(Z_k) \cdot \Delta Z_k}{\Delta t} \quad (25)$$

onde $\sum Q_k$ é o somatório das vazões que chegam e saem do nó k , $Ah_k(Z_k)$ é a área horizontal de arma-

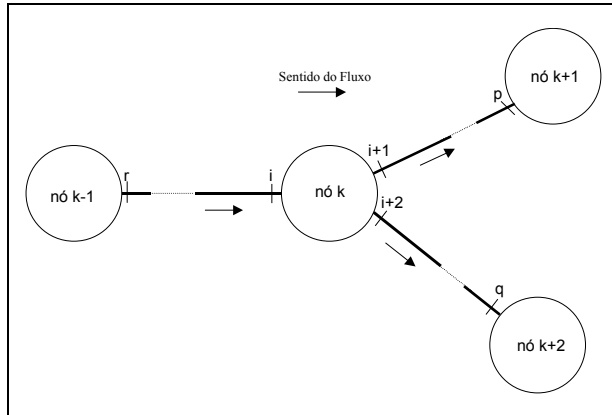


Figura 4. Poço de visita em um nó. (Fonte: Neves, 2000).

zenamento no nó k , função da cota Z_k e ΔZ_k é a variação de cota que provoca o armazenamento no intervalo de tempo Δt . O armazenamento no intervalo de tempo Δt é representado pelo segundo membro da Equação (25). O modelo primeiramente constrói curvas cota x área de armazenamento, que abrange o dispositivo e a área superficial em torno do mesmo.

O ganho ou perda de volume no intervalo de tempo é dividido em duas etapas: a primeira ocorre quando o tirante não ultrapassa o topo do PV, sendo o armazenamento muito pequeno dentro dele. Nesta fase, a área horizontal permanece constante e igual a área adotada pelo modelo na construção do dispositivo, de maneira que o volume armazenado no tempo pela diferença de cota varie somente com a taxa de variação da cota no PV. A segunda etapa ocorre quando o tirante ultrapassa a cota máxima do PV e atinge o nível do terreno. Sabe-se que neste caso, a água se espalha, de modo que a área horizontal muda. Cria-se uma bacia de armazenamento na superfície, que posteriormente deverá se esvaziar, pois a água deverá escoar para jusante e tentar entrar em outro ponto da rede. Na verdade, o volume acima do PV é excedente e não armazenado nele.

A formulação supõe que os PVs são retangulares. A largura é tomada como o maior entre dois valores: o somatório das larguras dos trechos que chegam ao nó e o somatório dos trechos que saem do nó. O comprimento é adotado com o valor de 2 m. A equação utilizada na construção expressa que o armazenamento no tempo no PV é igual a área (constante dentro PV) vezes a taxa de variação da cota dentro do PV. A influência do armazenamento na resolução SEN pode ser entendido tomando a Equação (25) e discretizando-a segundo o

método iterativo mostrado anteriormente. A discretização resulta no seguinte:

$$Q_i^{t+1} - Q_{i+1}^{t+1} - Q_{i+2}^{t+1} = \frac{[Ah_k^{it} + Ah_k^t]}{2} \cdot \frac{[Z_k^{it} - Z_k^t]}{\Delta t} \quad (26)$$

Desenvolvendo esta equação, lembrando das relações lineares recursivas do item anterior, obtém-se:

$$\begin{aligned} & (E_i - E_{i+1} - E_{i+2}) \cdot \Delta Z_k + H_i \cdot \Delta Z_{k-1} - \\ & - H_{i+1} \cdot \Delta Z_{k+1} - H_{i+2} \cdot \Delta Z_{k+2} = F_{i+1} + F_{i+2} - F_i + \\ & + \frac{(Ah_k^{it} + Ah_k^t)}{2 \cdot \Delta t} \cdot (Z_k^{it} - Z_k^t) + Q_{i+1}^{it} + Q_{i+2}^{it} - Q_i^{it} \end{aligned} \quad (27)$$

Na Equação (27), o armazenamento é incorporado no SEN com o auxílio das equações recursivas no tratamento das equações de compatibilidade.

No caso 2, entre duas seções de um trecho, equações da continuidade e dinâmica são trabalhadas para que se obtenham, a cada iteração, os valores dos coeficientes do SGE (Equações 15). O único caso de CCI entre duas seções quaisquer de um trecho, vinha acoplado ao caso de CCI coincidente com o nó. Esta CCI era a transição brusca entre as seções internas ao PV dos nós e as seções vizinhas. Neste trabalho, a transição brusca entre duas seções quaisquer de um trecho, não vem acoplada a um PV em um nó; pensou-se em PVs em trechos.

Com os PVs sendo introduzidos somente em nós, (Villanueva, 1990 e Ramseyer, 1996), caso 1 explicado anteriormente, dever-se-ia acrescentar mais um nó, aumentando o tamanho da matriz do SEN, toda vez que se achasse importante a representação deste tipo de CCI. A ordem desta matriz é igual ao número de nós (Cunge et al., 1980). Agora, com o PV nos trechos, o enfoque muda, pois o objetivo da discretização é determinar os coeficientes A, A', \dots, G' do SGE.

A alternativa implementada calcula curvas cota x área de armazenamento entre as seções internas ao PV, conforme ilustrado na Figura 5. Nela, está também a bacia de armazenamento; sua capacidade é bem maior que a do PV. A cota correspondente a esta bacia está a 0,5 m acima do topo do PV. O armazenamento então se daria entre as seções i e $i+1$. Não há o termo de intercâmbio com a superfície da versão original do modelo, na equação da continuidade (Villanueva, 1990). Em um nó, a bacia de armazenamento tem a mesma forma que a bacia

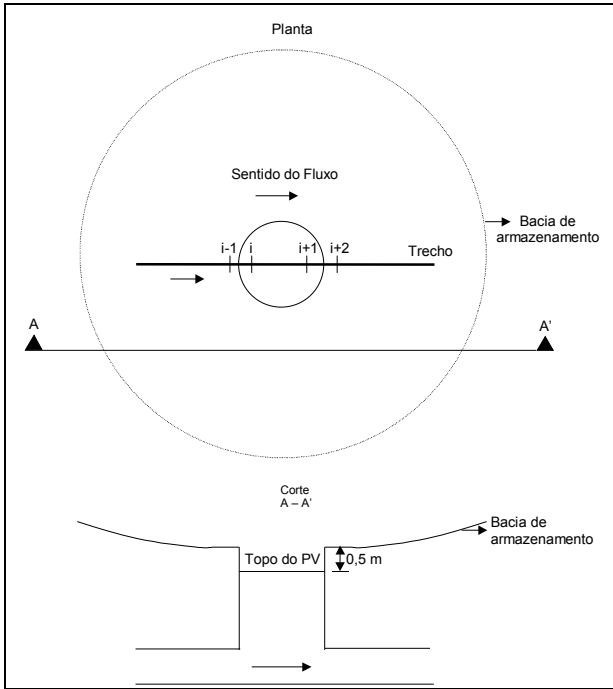


Figura 5. Poço de visita num trecho
(Fonte: Neves, 2000).

de um PV em trecho. A equação da continuidade entre as seções i e $i+1$ tem a seguinte forma:

$$Q_i - Q_{i+1} = Ah(Z) \cdot \frac{\Delta Z_p}{\Delta t} \quad (28)$$

onde o primeiro membro é o somatório da vazão da seção do trecho que chega com a vazão da seção do trecho que sai; $Ah(Z)$ é a área horizontal de armazenamento no PV, função da cota Z , e ΔZ_p é a variação de cota que provoca o armazenamento no intervalo de tempo Δt , dentro do PV. A equação dinâmica pode assumir duas formas. A primeira é a simples igualdade de cotas entre as seções i e $i+1$ como abaixo:

$$Z_i = Z_{i+1} \quad (29)$$

e a segunda forma é a equação da conservação da energia, sem o termo de perdas de carga:

$$Z_i + \left(\frac{Q_i}{Am_i} \right)^2 \cdot \left(\frac{1}{2 \cdot g} \right) = Z_{i+1} + \left(\frac{Q_{i+1}}{Am_{i+1}} \right)^2 \cdot \left(\frac{1}{2 \cdot g} \right) \quad (30)$$

Caso fosse de interesse a inclusão das perdas singulares na entrada e na saída do PV, estas ocorreriam entre as seções $i-1$ e i , e entre as seções

$i+1$ e $i+2$ (Figura 5). Tomando as seções $i-1$ e i , a equação da continuidade assume a forma abaixo:

$$Q_{i-1} = Q_i \quad (31)$$

A equação da conservação da energia agora toma a seguinte forma:

$$Z_{i-1} + \left(\frac{Q_{i-1}}{Am_{i-1}} \right)^2 \cdot \left(\frac{1}{2 \cdot g} \right) = Z_i + \left(\frac{Q_i}{Am_i} \right)^2 \cdot \left(\frac{1}{2 \cdot g} \right) + h_f \quad (32)$$

onde a parcela de perdas h_f seria dada, para o fluxo à superfície livre, por:

$$h_f = C_p \cdot \frac{(V_{i-1} - V_i)^2}{2 \cdot g} \quad (33)$$

e para o fluxo sob pressão:

$$h_f = C_p \cdot \frac{V_{i-1}^2}{2 \cdot g} \quad (34)$$

O termo V_i é a velocidade na seção i ($= Q_i / Am_i$, Am_i sendo a área molhada), V_{i-1} é a velocidade na seção $i-1$ ($= Q_{i-1} / Am_{i-1}$, Am_{i-1} sendo a área molhada), C_p é o coeficiente de perda carga na entrada/saída do PV. A discretização das equações utiliza o método iterativo. Observando a equação da continuidade e substituindo nela $f^{t+1} = f^{it} + \Delta f$, f sendo as variáveis Q e Z , tem-se:

$$\begin{aligned} & \frac{(Q_i^{t+1} + Q_i^t)}{2} - \frac{(Q_{i+1}^{t+1} + Q_{i+1}^t)}{2} = \\ & = \frac{Ah(Z)}{\Delta t} \cdot \left[\frac{(Z_i^{t+1} + Z_{i+1}^{t+1})}{2} - \frac{(Z_i^t + Z_{i+1}^t)}{2} \right] \end{aligned} \quad (35)$$

A área horizontal do PV é obtida da curva cota x área construída no modelo, semelhantemente ao caso de PV em nó. A diferença é que o PV tem o comprimento igual a Δx , dado pelo usuário. A largura é a maior entre os valores de largura do trecho que chega e do trecho que sai. A equação da continuidade também expressa que o armazenamento no intervalo de tempo no PV é igual a área (constante dentro PV) vezes a taxa de variação da cota dentro do PV. Discretizando a equação de igualdade de cotas (Equação 29), obtém-se as equações:

$$Z_i^{t+1} = Z_{i+1}^{t+1} \quad (36)$$

$$Z_i^{it} + \Delta Z_i = Z_{i+1}^{it} + \Delta Z_{i+1} \quad (37)$$

Para a equação da conservação da energia (Equação 30), tem-se:

$$Z_i^{t+1} + \left(\frac{Q_i^{t+1}}{Am_i^{t+1}} \right)^2 \cdot \left(\frac{1}{2 \cdot g} \right) = Z_{i+1}^{t+1} + \left(\frac{Q_{i+1}^{t+1}}{Am_{i+1}^{t+1}} \right)^2 \cdot \left(\frac{1}{2 \cdot g} \right) \quad (38)$$

onde são utilizadas as linearizações das Equações (14). Os termos do tipo $\Delta Q \Delta Z$ são desprezados e faz-se $V^{it} = Q^{it} / Am^{it}$.

No caso das transições bruscas, se o escoamento estiver sob pressão, discretiza-se a Equação (32), utilizando a Equação (34) para representar as perdas. Então, obtém-se:

$$Z_{i-1}^{t+1} + \frac{(1 - C_p)}{2 \cdot g} \cdot \left(\frac{Q_{i-1}^{t+1}}{Am_{i-1}^{t+1}} \right)^2 = Z_i^{t+1} + \frac{1}{2 \cdot g} \cdot \left(\frac{Q_i^{t+1}}{Am_i^{t+1}} \right)^2 \quad (39)$$

Se o escoamento estiver à superfície livre, a equação das perdas é a (33). Logo, obtém-se a Equação (40).

$$\begin{aligned} Z_{i-1}^{t+1} + \frac{1}{2 \cdot g} \cdot \left(\frac{Q_{i-1}^{t+1}}{Am_{i-1}^{t+1}} \right)^2 &= Z_i^{t+1} + \\ + \frac{1}{2 \cdot g} \cdot \left(\frac{Q_i^{t+1}}{Am_i^{t+1}} \right)^2 &+ C_p \cdot \frac{(V_{i-1} - V_i)^2}{2 \cdot g} \end{aligned} \quad (40)$$

Inicialização

A condição inicial (CI) é escolhida a partir da introdução de uma hipótese de funcionamento da rede estudada, anterior ao primeiro período simulado (Ramseyer, 1996). Em geral, supõe-se a rede num estado de escoamento quase nulo ou praticamente seca, à espera do aporte proveniente de um evento pluviométrico isolado na bacia.

Os procedimentos para estabelecimento de CI são estudados para rios. Nestes, o escoamento é mais simples de ser simulado. Segundo Rosaura (1979), as CIs podem ser obtidas sob duas hipóteses:

- Escoamento inicial nulo;
- Escoamento inicial permanente.

A segunda hipótese é mais comum, como afirmado pela autora anterior. Nela tem-se dois procedimentos:

- Através de um procedimento padrão de cálculo de remanso, com rugosidade conhecida ou estimada;
- Executando-se o programa para escoamento permanente algumas vezes, mantendo-se os níveis nos contornos (conhecidos) constantes, de modo que convirja para um escoamento permanente.

No caso específico de redes de drenagem urbana, na maioria das aplicações, os valores determinados de CI são os menores que geram uma solução numericamente estável (Ramseyer, 1996). Este autor afirma que o escoamento em regime permanente é bastante utilizado, não oferecendo problemas quando há baixas declividades e seções transversais uniformes. O modelo então estabiliza, convergindo para o regime permanente. No entanto, em altas declividades e/ou com grande variabilidade de seções transversais, o escoamento supercrítico resultante provoca grandes oscilações, sendo necessário um grande número de iterações para se atingir a solução num intervalo de tempo qualquer. O escoamento supercrítico provoca o aparecimento de tirantes negativos, interrompendo a execução do modelo. A metodologia adotada neste trabalho então tem o objetivo de amenizar estes problemas, através dos passos abaixo:

- Computar a CI através de remanso, adotando-se níveis extremamente altos e vazões pequenas no(s) extremo(s) de jusante da rede (Figura 6);
- Executar o modelo em regime permanente para o(s) contorno(s) do(s) extremo(s) de jusante adotado(s) no passo a, e para o(s) contorno(s) de montante obtido(s) também no passo a;
- Caso o modelo obtenha a convergência para um regime permanente, tomam-se cotogramas monotonicamente decrescentes como CC no(s) extremo(s) de jusante e executa-se novamente o modelo até que se obtenha valores de Q e Z que caracterizem um estado de CI.

Níveis extremamente altos são aqueles que inundam a rede, não oferecendo, inicialmente o

risco de ocorrer tirantes negativos. Isto pode ser conseguido adotando, nos pontos mais baixos da rede, cotas maiores que a cota mais alta de toda a rede. Depois, executa-se o modelo em regime permanente. O resultado disto são valores de cota e vazão que iniciarão o processo de estabelecimento das CIs com a aplicação dos cotogramas monotonicamente decrescendo lentamente, o bastante para que não haja aparecimento de tirantes negativos. O modelo é sensível ao fato de que há uma diferença entre o que é adotado como CI, geralmente utilizando a declividade de fundo, e o que é resultante da solução das equações, que leva em consideração a declividade da linha d'água. O critério básico então é tirantes muito altos, vazões pequenas e declividade da linha d'água muito pequena.

O procedimento é feito até que o modelo entre em regime permanente com uma vazão baixa o suficiente para não influenciar a propagação dos hidrogramas provenientes da bacia de contribuição. O critério de parada não é automático. Pode haver a necessidade de várias simulações, onde o arquivo de entrada da simulação corrente, com os valores de cota e vazão em todas as seções, é o arquivo de saída da simulação anterior.

De acordo com o passo a, temos a seguinte equação que relaciona as seções demonstradas na Figura 6:

$$Z_i = Z_{i+1} + S_i \cdot \Delta x_i \quad (41)$$

onde $S_i = \frac{Q_i |Q_i|}{K_i^2}$.

Foi implementado o passo a, constituindo em um programa chamado INICIAL. Para entender sua função, devem-se observar as Figuras 7a e b. Na rede a, somente há um extremo de jusante, o nó 4. Nele, é adotada uma vazão e uma cota para serem propagadas numa varredura de jusante para montante até o nó 1. Na verdade, a vazão é a menor capacidade máxima de toda a rede, multiplicada por um fator dado pelo usuário. É importante que as vazões em todas as seções não ultrapassem as vazões máximas, pois se busca CI à superfície livre. A cota é dada diretamente pelo usuário. Aplicando a Equação (41) no trecho 3, chega-se ao nó 3 (seção 7) com o seguinte valor de cota:

$$Z_7 = Z_8 + S_7 \cdot \Delta x_7 \quad (42)$$

onde Z_8 foi calculada da mesma forma, em função da cota adotada no extremo de jusante na seção 9

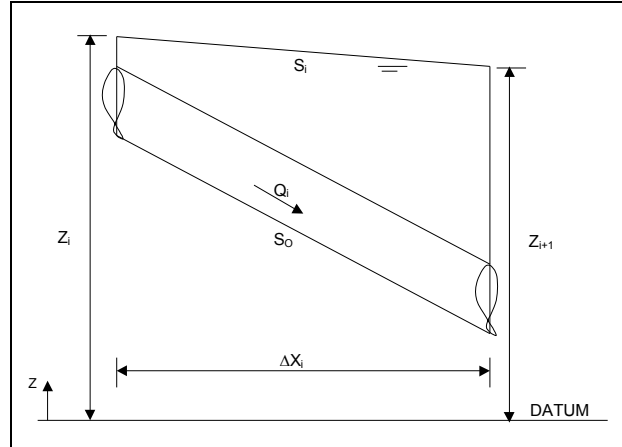


Figura 6. Esquema ilustrativo da Equação (41) (Fonte: Neves, 2000).

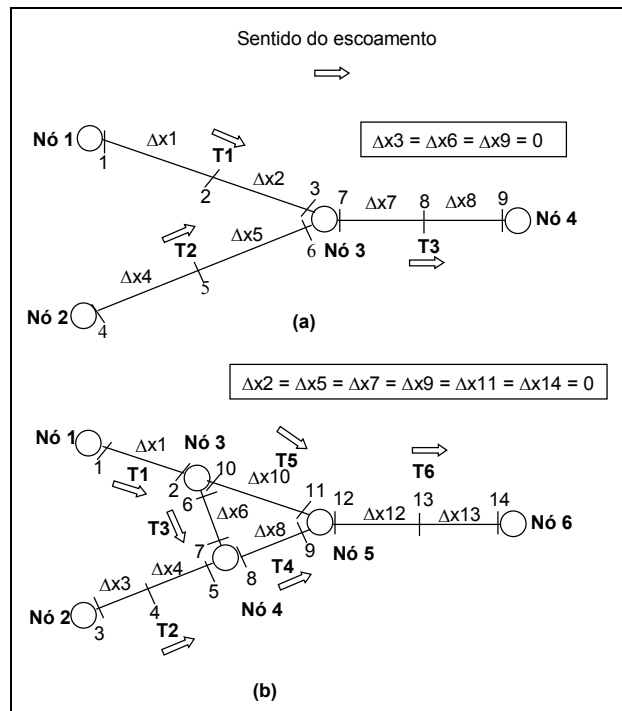


Figura 7. Exemplos de rede: (a) árvore (b) multiplamente conectada (Fonte: Neves, 2000).

(Z_9). A vazão na mesma seção (Q_9) pode ser mantida constante até o nó 3 ou não; o usuário determina isto. O importante é manter a continuidade nas confluências.

Observando a confluência no nó 3 (Figura 7), podemos dividir a vazão igualmente, ou então proporcionalmente às capacidades máximas entre as seções 6 e 3 no trecho 1, e no trecho 2, respectivamente (também escolhido pelo usuário). O processo prossegue até o nó 1.

No caso da rede b, multiplamente conectada, o nó 3 escolhe a maior dentre as cotas das seções 10 do trecho 5 e 6 do trecho 3, pois surgem duas cotas diferentes vindas de dois trechos, o trecho 3 e o trecho 5. No módulo rede, as cotas nas seções adjacentes a um nó devem ser iguais. Adotou-se então algo muito simples; como o programa armazena os valores das cotas e vazões nos nós, ao final da varredura de jusante para montante, interpola-se, numa varredura de montante para jusante, os valores das seções adjacentes aos nós para obter os valores das seções intermediárias. O valor da cota na seção 13 do trecho 6, na Figura 7b por exemplo, seria obtido a partir dos valores nos nós 5 e 6 (ou seções 12 e 14).

O tratamento dado às vazões seria do mesmo jeito que na rede tipo árvore, rede a. O programa INICIAL produz arquivos prontos para serem utilizados no módulo rede. A topologia da rede estudada é dado de entrada para este programa, que ainda possui a opção de refinar os comprimentos entre as seções em função de um Δx escolhido pelo usuário.

Após calculadas as cotas de inundação de toda a rede, aplicam-se os cotogramas monotonicamente decrescentes. Nas seções abertas, utilizou-se um tratamento semelhante ao caso de seções fechadas (galerias e tubulações) quando do escoamento sob pressão, ou seja, adotou-se uma fenda estreita. Na utilização dela, define-se uma cota de extravasamento que indicará quando se fará esta ação necessária. A Figura 8 ilustra o que foi citado. Foi adotada uma transição mais suave da largura. Na Figura 9, vê-se a transição, função da cota Z^t . Nas duas figuras, Text é a largura correspondente ao extravasamento e T_o é a largura da fenda. H^t é o tirante correspondente a Z^t e Z_o é a cota de fundo.

Nas aplicações, os trechos de seções abertas continuam alguns estrangulamentos - seções de menor capacidade de condução num trecho - próximos aos extremos de jusante, devido à má definição das seções para o modelo hidrodinâmico, principalmente no arroio do Moinho. Os dados foram tomados dos estudos do Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre (PDDrU). Isto se tornou um complicador à adoção do procedimento apresentado nos parágrafos anteriores. Em casos como estes, as seções de maiores condutâncias hidráulicas baixavam os tirantes bem mais rapidamente do que as seções de condutâncias hidráulicas baixas. O resultado é que, enquanto as últimas ainda estavam com os tirantes altos, as

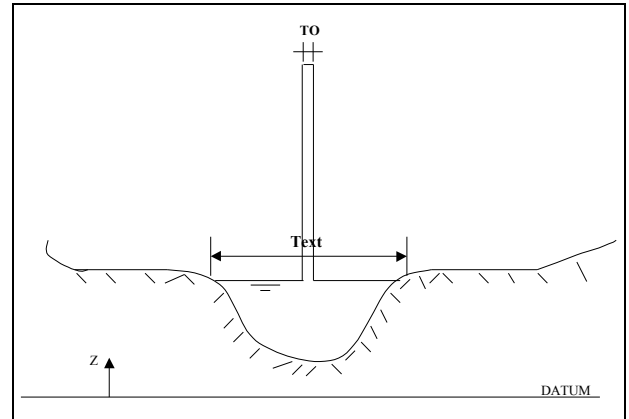


Figura 8. Fenda na determinação das condições iniciais numa seção aberta. (Fonte: Neves, 2000).

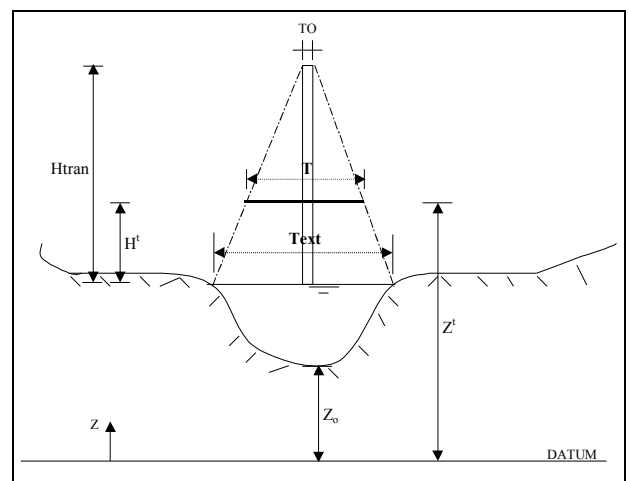


Figura 9. Transição da largura na inicialização. (Fonte: Neves, 2000).

primeiras chegavam a tirantes muito baixos, provocando a estimativa de tirantes negativos. Isto ocorre tanto pelo desnível entre a cabeceira e o extremo de jusante quanto pelo esvaziamento nas regiões de altas declividades. Para tratar tal problema, limitou-se a condutância hidráulica para tirantes abaixo de 0,20 m. A Figura 10 ilustra este tratamento. Nela, vê-se a curva linear adotada para a transição da condutância hidráulica.

Limitação de entrada de vazões

Os condutos têm uma capacidade limitada de condução da água pluvial. Sem levar isto em conta, quando os hidrogramas possuem vazões que excedem esta capacidade de condução, o modelo força a entrada delas, gerando tirantes extremamente altos. Em regiões de declividade muito alta,

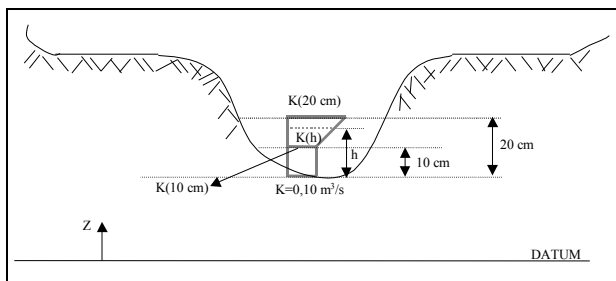


Figura 10. Limitação da condutância hidráulica de fundo com seção aberta (Fonte: Neves, 2000).

por exemplo, estes tirantes não ocorrem, pois a água não acumula; ela é transportada para pontos mais baixos e planos.

A limitação na entrada das vazões (não adotada em canais abertos) ocorre a montante ou lateralmente. No primeiro caso, o usuário escolhe os trechos onde isto será feito. Para exemplificar, seja uma RDÁP como a representada na Figura 11, que possui 3 trechos e 4 nós. Restringindo a entrada no trecho 1, a máxima vazão dentro do conduto não deve ser maior que a sua capacidade máxima. A diferença entre a vazão que chega na rede como CC e a vazão que realmente passa no conduto fica armazenada e pode assumir valores consideráveis, tornando-se volume excedente no nó 1. Quando as vazões aumentam um pouco no hidrograma de entrada, há um pequeno armazenamento no nó, sem que haja fluxo sob pressão nas primeiras seções do trecho. Entretanto, com altos valores, cria-se uma carga no nó, isto é, o volume que está sobrando, chamado aqui de volume excedente, não mais deverá voltar a rede no mesmo ponto onde surgiu.

O armazenamento em um nó, na entrada das CC, é feito de maneira semelhante ao caso da coincidência de um PV com um nó. Basta lembrar que nesta ocasião, ele é contemplado utilizando as equações de compatibilidade no nó aliadas às equações recursivas dos trechos, de modo que o aporte dos trechos seja introduzido nos coeficientes da matriz dos incrementos ΔZ e ΔQ , no SEN. No caso da limitação de entrada de vazões, a equação de continuidade afirma que o somatório das vazões da CC com a vazão que sai do nó e entra nos condutos a jusante dele é igual ao armazenamento no nó. Na equação dinâmica, as cotas são iguais. Então, lembrando que na entrada da CC vale a Equação (22), chega-se a um resultado semelhante ao da Equação (27).

Neste caso, há também a construção de curvas cota x área no nó. A diferença em relação a

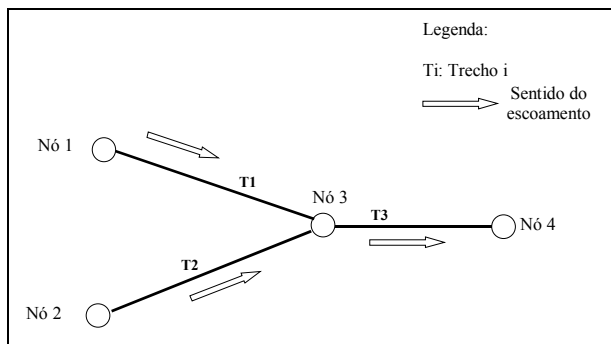


Figura 11. Rede ilustrativa da limitação de entrada de vazões. (Fonte: Neves, 2000).

um PV é que neste último as curvas são baseadas na geometria, ou seja, das dimensões do PV. Já no caso da limitação, a construção das curvas utiliza a capacidade de condução dos condutos que saem do nó onde há a introdução da CC, isto é, o armazenamento, ou volume excedente em alguns casos, é resultado da diferença entre o que entra no nó e a que pode sair dele para os condutos. Esta última parcela da diferença citada é fornecida pela equação de Manning, aplicada nas primeiras seções dos trechos que saem dos nós.

O segundo caso de limitação de entrada de vazões é o da vazão lateral. Nesta situação, o aporte é comparado com a capacidade máxima de condução do conduto (Q_{max} no fluxograma da Figura 12). Também é comparado se o tirante corrente da simulação é maior que o tirante correspondente à capacidade máxima de condução do conduto; caso seja, o aporte lateral não entra no trecho; caso contrário, o modelo verifica se há uma capacidade disponível de condução.

A vazão Q_{max} é calculada primeiramente pela equação do movimento uniforme de Manning, utilizando a declividade de fundo. Neste caso, a vazão simulada somente atingiria Q_{max} quando o tirante corrente se tornasse igual a $H(Q_{max})$, que é o tirante para o qual ocorre Q_{max} . Contudo, há situações nas quais a vazão simulada é maior que esta Q_{max} mesmo com tirantes pequenos. Isto ocorre quando a declividade da linha d'água obtém um peso significativo na promoção do movimento da água no conduto.

Para o caso onde a vazão máxima é calculada pela linha d'água, tem-se $Q_{max} = K_{max} \cdot (S_i)^{1/2}$, onde K_{max} é a condutância hidráulica correspondente à vazão máxima calculada pela declividade de fundo. No fluxograma, K_{max} é calculada no início.

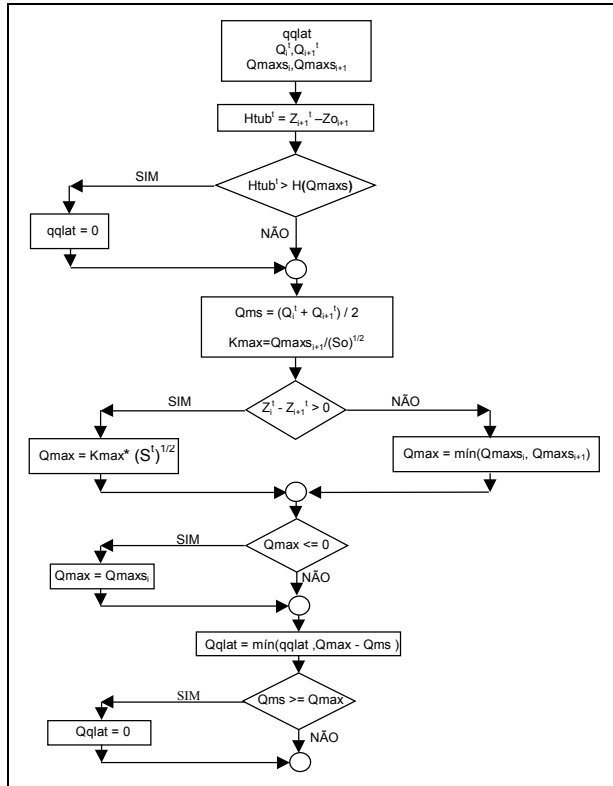


Figura 12. Fluxograma para a limitação da contribuição lateral. (Fonte: Neves, 2000).

A vazão lateral, na verdade é uma simplificação, pois os condutos estão enterrados, ou seja, não recebem contribuição distribuída. Ocorrem contribuições pontuais. Numa avaliação de uma rede, alguns trechos, geralmente os de maiores dimensões, são tomados como condutos principais. As tubulações de seções transversais menores que afluem para eles e que em geral percorrem todos os quarteirões da região a simular são englobados na sub-bacia de aporte lateral.

Escoamento nas ruas

Este escoamento é denominado neste trabalho como Escoamento na Rua (ER). Ele é, em verdade, uma tentativa de fazer com que o modelo represente mais adequadamente situações críticas que possam ocorrer quando, em determinados pontos da rede, a capacidade de condução não seja suficiente para escoar a água. O modelo então tem que fazer com que o volume excedente de água, definido como o que surge quando a entrada de vazões é limitada e os tirantes superam o topo do PV, escoe para jusante, podendo entrar na rede em algum ponto, num intervalo de tempo posterior.

Os trechos 4, 5, 6 e 7 da Figura 13 podem ser opções para escoar os excessos provenientes da limitação feita na rede da Figura 11. Caso ocorra sobra de água no nó 1, o transporte pode ser feito pelo trecho 4 até o nó 3, ou feito através do trecho 6 até o nó 4. Esta escolha depende do que se quer representar na simulação. Pode-se preferir, por exemplo, saber se região representada na confluência dos trechos ao nó 3 é inundada pelo montante de água que escoo pela rua.

O modelo somente permite a escolha de um destes dois trechos, ou seja, não há a alternativa de dois Trechos de Rua (TRU), como são chamados, paralelos ou consecutivos.

Os excessos de vazão lateral proveniente de sua limitação são introduzido nos TRUs. Para os casos dos trechos 4 e 5, o modelo distribui neles volume d'água excedente dos trechos 1 e 2, respectivamente. No caso do trecho 6, os excedentes são os dos trechos 1 e 3. O que vem do trecho 1, entra distribuído no trecho 6 até a seção que delimita a entrada dos excedentes, indicada na Figura 13. O volume proveniente do trecho 3, entra distribuído no restante das seções do trecho 6. O usuário determina esta delimitação. O trecho 7 tem um tratamento análogo ao trecho 6. Caso um TRU tenha mais de um trecho paralelo a ele, as vazões excedentes destes trechos são somadas e distribuídas no TRU especificado, como ilustrado na Figura 14.

Adotou-se no ER as mesmas equações governantes dos condutos, obedecendo aos seguintes critérios:

1. Escoamento subcrítico sem contribuição lateral - equações da continuidade e da quantidade de movimento completa;
2. Escoamento subcrítico com contribuição lateral - equações da continuidade e analogia de difusão;
3. Escoamento supercrítico com ou sem contribuição lateral - equações da continuidade e analogia de difusão;
4. Caso for necessário inicializar o modelo com os TRU, mesmo que o caso 1.

No caso 2, apesar de o regime de escoamento ser subcrítico, é utilizada a analogia de difusão. Há situações nas quais a contribuição lateral toma valores que provocam instabilidades quando do uso das equações completas. Isto ocorre quando ela corresponde, em geral a 20 ou 30% da vazão no conduto e a instabilidade aparece nos trechos de

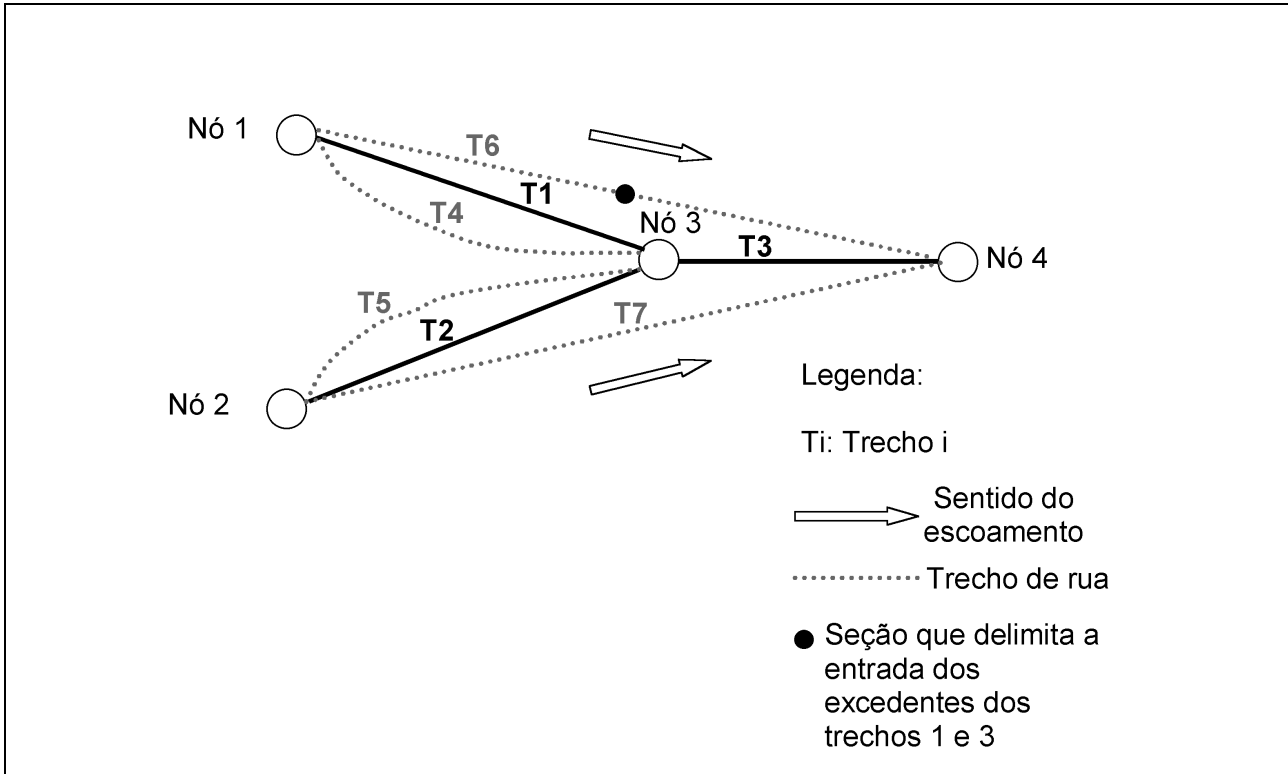


Figura 13. Montagem para o escoamento nas ruas (Fonte: Neves, 2000).

conduto. Nos TRUs acontece algo semelhante quando as vazões provenientes das CC de montante entram totalmente no conduto e não permite a entrada de vazão lateral neste. O resultado é o aparecimento de instabilidade, pois o escoamento neste se deve principalmente ao excedente do conduto. Estas instabilidades se mostraram menos frequentes com a analogia de difusão.

As seções de um TRU são assumidas na forma da Figura 15. Elas são divididas em 3 partes, a saber: a parte inferior, utilizada quando o escoamento não ultrapassa um tirante máximo estabelecido (Hinf), uma parte de transição (entre Hinf e Hext) e a parte superior (acima de Hext). Esta última parte é que deve ter a capacidade de produzir o ER. A parte inferior deve ter uma condutância bem menor que a parte superior e sua existência foi proposta para não aparecer tirante negativo ou nulo, mantendo um escoamento pequeno. Em outras palavras, o ER somente deve ocorrer quando o conduto tiver sua capacidade superada. Na verdade, há escoamento na zona inferior, mas no modelo, este tem que ser pequeno em relação ao escoamento no conduto com tirantes pequenos.

Os parâmetros geométricos das seções de um TRU são:

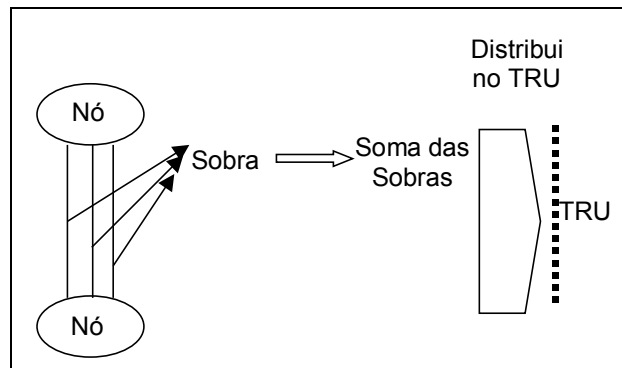


Figura 14. Distribuição da sobra de vazão lateral no trecho de rua (Fonte: Neves, 2000).

- a largura da parte inferior (B_{inf});
- a largura da parte superior (B_{sup});
- tirante máximo para atingir a zona de transição (Hinf).

A transição no extravasamento (imediatamente acima de Hinf) teve que ser trabalhada para que se tivesse uma curva de condutância hidráulica (K) suave. Esta é calculada pela Equação (3). Após diversos testes, chegou-se às seguintes medidas:

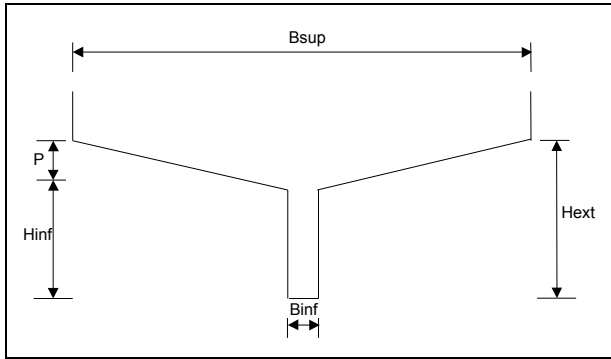


Figura 15. Geometria de trechos de rua utilizada (Fonte: Neves, 2000).

- A rugosidade na zona inferior foi adotada como dez vezes a rugosidade dada na entrada de dados;
- O valor de P foi estipulado em 0,50 m;
- Uma transição da rugosidade linear foi utilizada entre os tirantes $H_{inf}-0,50$ (em m) e $H_{inf} + P + 0,50$ (em m).

Na Figura 18 está ilustrada a transição do coeficiente de rugosidade de Manning. O extravasamento ocorre no tirante 1,30 m (H_{ext} na Figura 15). Superposto ao gráfico, está um desenho da seção do trecho de rua. As dimensões horizontais não estão representadas em escala.

O exemplo das Figuras 16 a 18 tem os valores geométricos: $H_{inf} = 0,80$ m, $n = 0,020$, $S_o = 2,14\%$, $B_{inf} = 0,50$ m e $B_{sup} = 5,00$ m. H_{ext} (Figura 15) é igual a $H_{inf} + P$. Na Figura 16, a condutância hidráulica é tomada em relação a H_{ext} . A mudança de tendência na curva representa o fim da transição da rugosidade, mencionada na medida c. Na Figura 17, a vazão é calculada pela equação de Manning para o movimento uniforme. Nesta curva também fica clara a mudança de tendência devido ao fim da transição da rugosidade. A vazão Q_{ext} corresponde ao tirante H_{ext} .

APLICAÇÕES

As aplicações se deram em duas bacias da cidade de Porto Alegre, a bacia do arroio do Moimho e a bacia do arroio da Areia. As duas possuem características físicas que dificultavam a utilização do modelo na versão original. Aliado a isto, está o fato de que os dados referentes estão disponíveis facilmente. Estes foram os hidrogramas de entrada nas redes, simulados em transformações chuva-

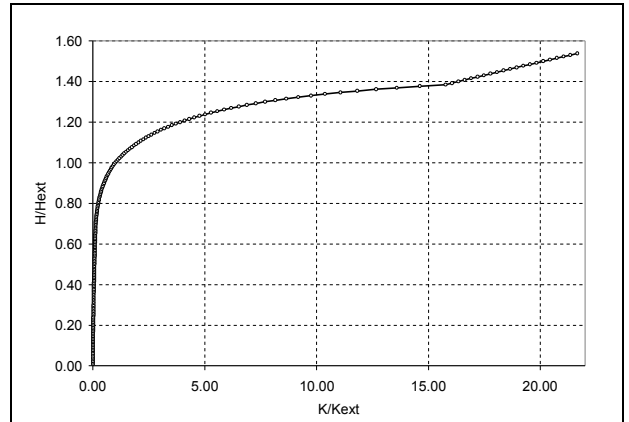


Figura 16. Curva de condutância hidráulica em relação ao extravasamento (Fonte: Neves, 2000).

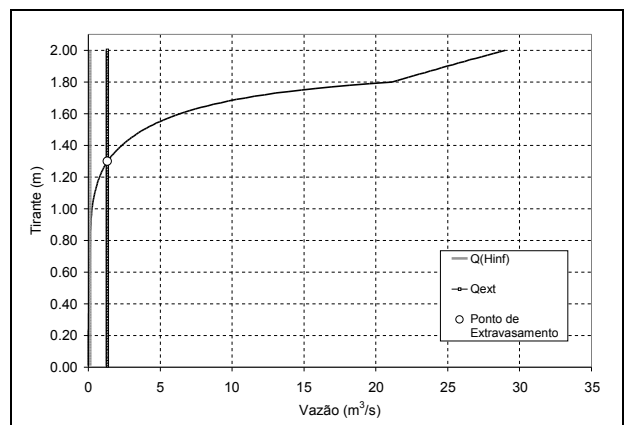


Figura 17. Vazão no trecho de rua por Manning (Fonte: Neves, 2000).

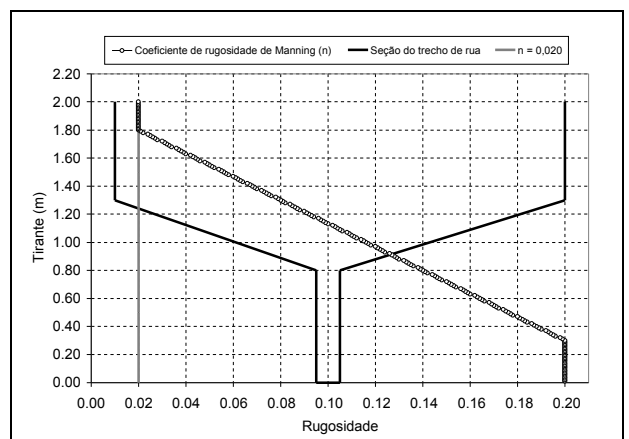


Figura 18. Curva do coeficiente de rugosidade de Manning no trecho de rua (Fonte: Neves, 2000).

vazão nos estudos do Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre (PDDrU). Também tomaram-se as dimensões, comprimentos, rugosidades, seções abertas, e demais informações necessárias.

Não há hidrogramas nem cotogramas observados nestas bacias.

Bacia do arroio do Moinho

Sub-bacia da bacia do arroio Dilúvio, tem 4,5 km² e grandes declividades (PLANO, 2000b). A drenagem natural é feita pelo arroio do Moinho. No trecho inferior, ele recebe o arroio do Meio, atualmente enterrado. O arroio do Moinho desemboca no arroio Dilúvio através de um conduto enterrado de aproximadamente 524 m entre a avenida Bento Gonçalves e a avenida Ipiranga, duas das principais avenidas da cidade. A Figura 19 mostra a localização da bacia em relação à bacia do Arroio Dilúvio. O estudo hidrológico do PDDrU dividiu a bacia em 5 sub-bacias e estas em microbacias para que houvesse uma concordância com a rede. Na Figura 20 estão representadas as sub-bacias, cujas características físicas estão na Tabela 1.

A rede está ilustrada na Figura 21. O esquema topológico correspondente está na Figura 22. Os trechos 1 e 4 correspondem ao curso principal, ainda não canalizado enquanto os trechos 2 e 3 ao arroio do Meio. Os trechos 5, 6, 7, 8 e 9 são do interceptor cuja função é drenar parte da água da sub-bacia B5 (Figura 20). Os trechos 10 e 11 estão na avenida Bento Gonçalves e o trecho 12 é uma galeria que atravessa a PUCRS (Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul), até o arroio Dilúvio.

O curso principal foi discretizado em 16 seções, totalizando 1550 m de comprimento. Na décima quarta seção do trecho 1, há um estrangulamento. Neste ponto, a declividade é de 1,1%, enquanto que no início do trecho, a declividade é de 4,5%. As larguras atingem 7 m nas primeiras seções e no ponto de estrangulamento, 3 m. Com isso, a capacidade máxima de condução passa de 13,51 m³/s para 1,72 m³/s.

Diferenças de seção transversal ocorrem também em trechos da rede com condutos. No trecho 2, por exemplo, até a sua metade a seção assume a forma retangular com 1,4 m de altura por 1,1 m de largura. A partir daí, a seção muda para a forma circular de 0,8 m de diâmetro. O estrangulamento ocorre neste ponto. Estas discontinuidades fazem com que sejam necessárias adaptações na discretização; grandes diferenças entre seções consecutivas, fortes declividades, canais naturais em confluência com galerias, entre outros fatores, devem ser tratados caso a caso.

Tabela 1. Características físicas das sub-bacias - Moinho.

Sub-bacia	Área de drenagem (km ²)
B1	2,250
B2	0,360
B3	0,410
B4	0,400
B5	1,080

Adaptação: PLANO (2000b).

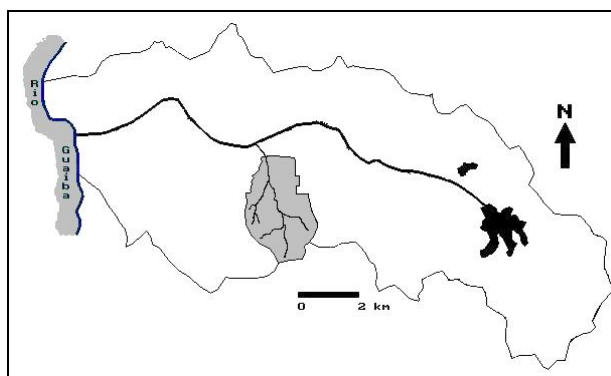


Figura 19. Localização da bacia do arroio do Moinho em relação à bacia do Dilúvio (Adaptação: PLANO, 2000b).

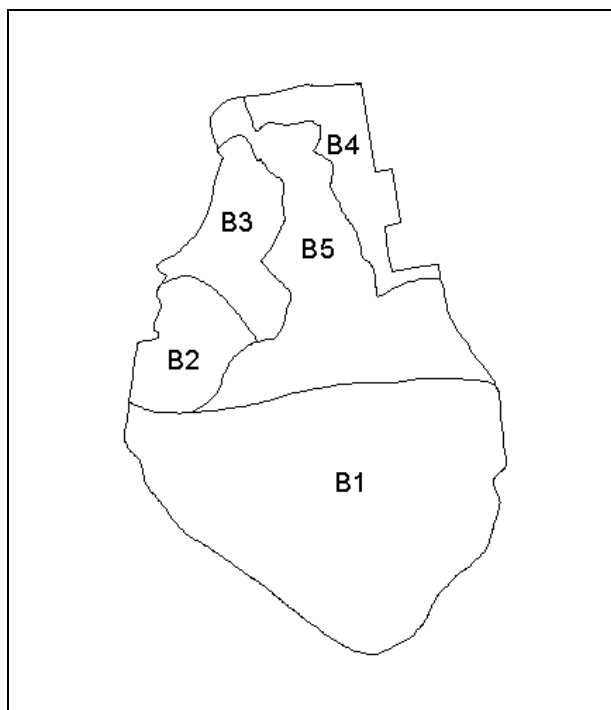


Figura 20. Sub-bacias do arroio do Moinho (Adaptação: PLANO, 2000b).

Inicialização

Após algumas tentativas de inicialização com a discretização obtida dos dados, tiveram que ser tomadas algumas medidas como a adoção de comprimentos uniformes entre as seções, de maneira a compensar o efeito de grandes declividades. Estes problemas foram mais acentuados nos trechos 1 e 4. Outras medidas tiveram que ser tomadas também no trecho 5, devido às mudanças bruscas de seção transversal. Neste caso, foram colocados mais poços de visita e substituiu-se um trecho por três paralelos, cujas condutâncias hidráulicas eram equivalentes à original.

A Figura 23 ilustra a inicialização com perfis de linha d'água no canal principal. Nota-se o efeito da limitação da condutância no fundo, inicialmente nas cabeceiras, provocando uma redução gradativa dos tirantes das primeiras para as últimas seções. A cota de inundação no extremo de jusante, no trecho 12 tem o valor de 70 m, equivalendo a um tirante de 13,88 m na primeira seção do trecho 1. A declividade da linha d'água calculada assume, em geral, valores baixos como pode ser visto no perfil denominado Início. A vazão na seção do extremo de jusante foi de 3,33 m³/s, igual a duas vezes a menor capacidade máxima de condução de toda a rede.

Os demais perfis da Figura 23 resultam não somente da aplicação dos cotogramas monotonicamente decrescentes no trecho 12, mas de alterações nas CC de montante, que, inicialmente, devem ser mantidos em regime permanente. Entretanto, quando começam a aparecer os primeiros sinais de queda dos tirantes nas cabeceiras, é necessário um incremento nas vazões. Este caso está exemplificado no perfil denominado 29,68 h (23 simulações), quando foi necessário um aumento gradual de vazão, que em Início era de 0,05 m³/s, passando agora para 0,5 m³/s, na CC do trecho 1. Deste instante até 55,56 h (43 simulações), o esvaziamento predominou, ou seja, foram mantidas CC de montante em regime permanente.

A vazão de 0,05 m³/s foi obtida no cálculo das cotas e vazões para a situação de rede inundada antes da aplicação dos cotogramas monotonicamente decrescentes, distribuindo-se a vazão adotada nos extremos de jusante de acordo com as capacidades máximas de condução, nas confluências. Por isso, o valor pequeno no início do trecho 1. Quando foi atingido o tirante de 0,37 m no final da galeria do trecho 12, manteve-se este estado até

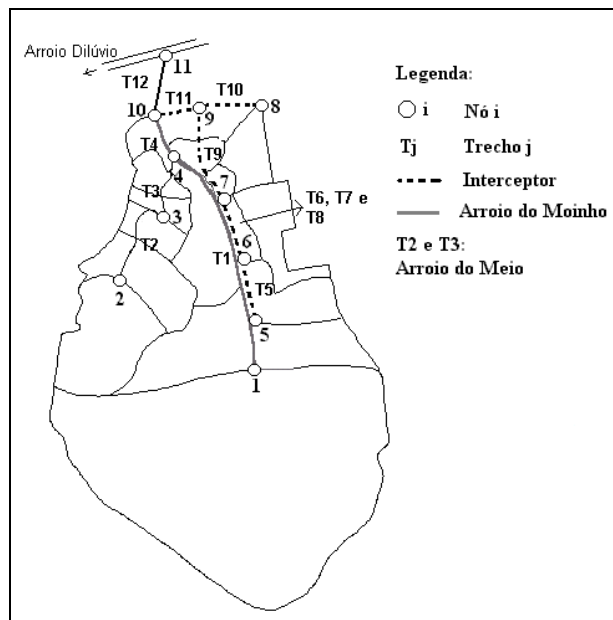


Figura 21. Discretização utilizada para o arroio do Moinho (Adaptação: PLANO, 2000b).

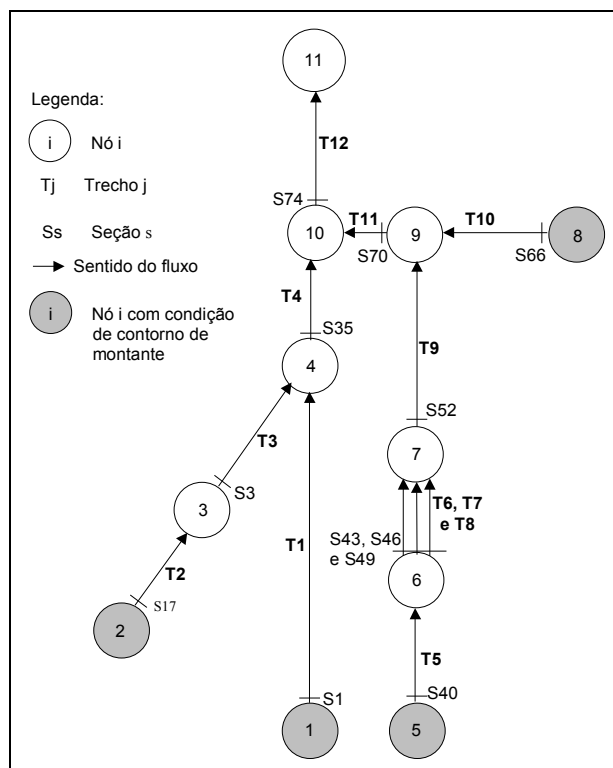


Figura 22. Topologia utilizada na rede da bacia do arroio do Moinho.

serem obtidos tirantes semelhantes nos demais trechos. Neste caminho, alterações nas CC de montante foram necessárias, não somente nas cabeceiras, mas também no trecho 10. No final, o perfil

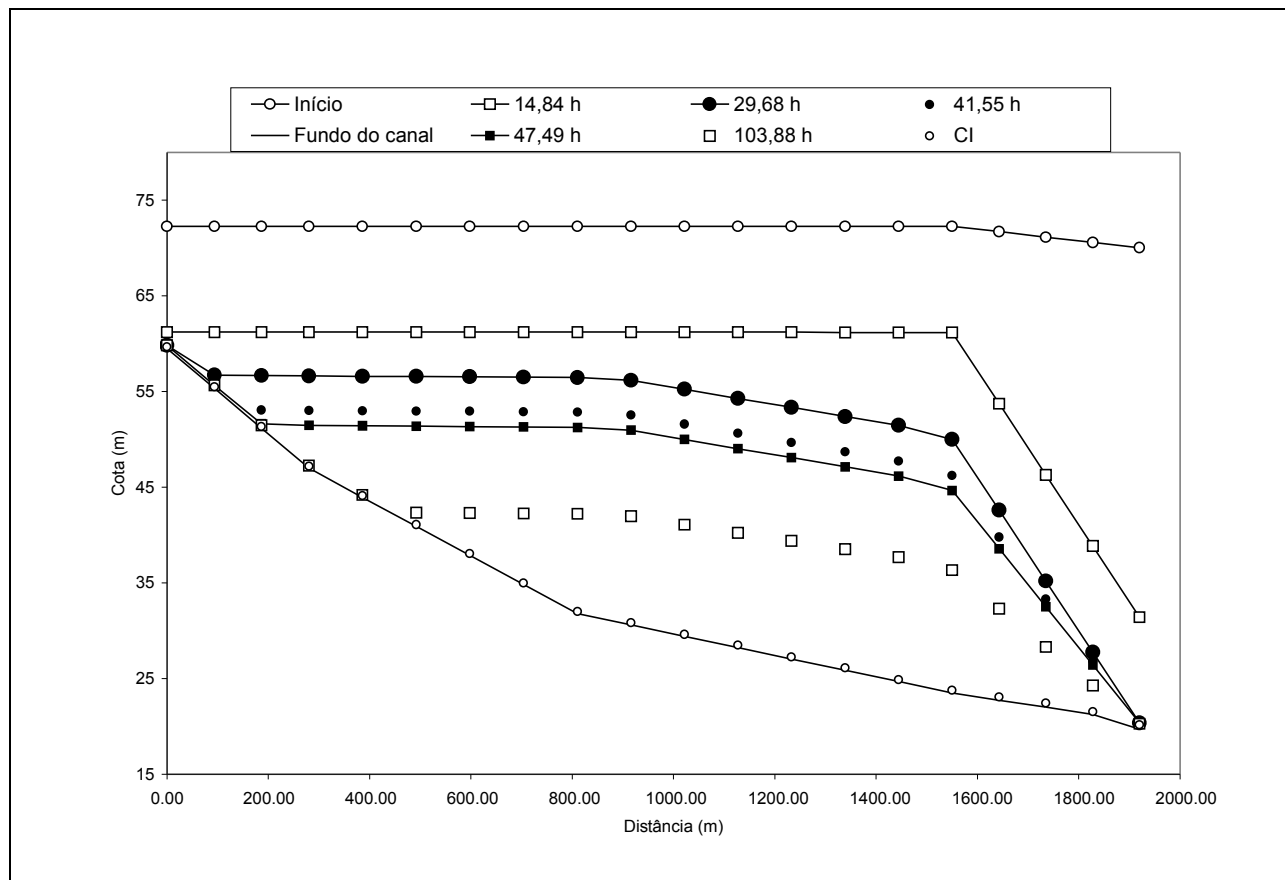


Figura 23. Inicialização no arroio do Moinho.

denominado CI na Figura 23 foi o considerado como condição inicial.

A simulação com os hidrogramas provenientes da transformação chuva-vazão, num computador pessoal, tomou cerca de 2 min. Para isto, a inicialização tomou dois dias. O intervalo de tempo de simulação foi de 1 s. A duração de um evento seria de 78 min, ou seja, o perfil de linha d’água denominado 103,88 h corresponde a, aproximadamente, 80 simulações (trabalho do usuário em tomar os arquivos de saída e transformá-los em arquivos de entrada para uma nova tentativa de reduzir os tirantes). O intervalo de tempo de simulação é adotado constante durante toda a simulação e também reflete, juntamente com os valores iniciais de vazão e cota, condições mínimas de estabilidade. O valor de Δt é baixo, mesmo em um esquema implícito. Geralmente, esta é a justificativa para não se utilizar esquemas explícitos.

Os hidrogramas utilizados nesta aplicação, provenientes do estudo do PDDrU, foram gerados a partir da situação de urbanização denominada neste plano como Atual + PDDU (Plano Diretor de

Desenvolvimento Urbano). O tempo de retorno correspondente foi de 10 anos. Nesta bacia não foram utilizados os TRUs. O modelo fornece, para cada trecho, a seção onde ocorreu a maior vazão simulada e o instante em que ocorreu. No canal principal, houve uma vazão de $27,43 \text{ m}^3/\text{s}$, na seção 9 do trecho 1, no instante de $1440 \Delta t$ (24 min). No trecho 4, pertencente também ao canal principal, houve uma vazão máxima de $32,85 \text{ m}^3/\text{s}$, na segunda seção, no instante de $1680 \Delta t$ (28 min).

No trechos 2 e 3, no arroio do Meio, as vazões máximas foram de $5,61 \text{ m}^3/\text{s}$ e $5,99 \text{ m}^3/\text{s}$, respectivamente. Os números de Froude variaram na faixa de 0,87 a 1,87 no instante $1320 \Delta t$ (22 min), correspondente à vazão máxima do trecho 2. A vazão máxima no trecho 3 ocorreu em $1680 \Delta t$ (28 min).

Na Figura 24 estão os perfis correspondentes. Devido ao estrangulamento na sétima seção do trecho 2, há a grande elevação dos tirantes, sobretudo no pico do trecho 3. Por causa disto, os números de Froude são maiores no final do trecho 3 neste pico, apesar das declividades serem maiores

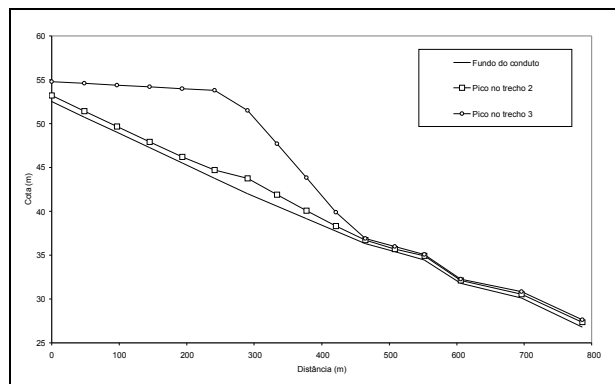


Figura 24. Perfis no arroio do Moinho para os picos de vazão nos trechos 2 e 3.

na cabeceira, início do trecho 2. O valor de 0,87 ocorre justamente na sexta seção do trecho 2, anterior ao estrangulamento deste trecho, no intervalo de tempo em que ocorreu o pico do trecho 2.

As cargas representadas na Figura 24 foram bastante elevadas. A carga, no tempo em que ocorreu o pico de vazão do trecho 3, na seção onde ocorreu a maior cota (sexta seção do trecho 2), atingiu 8,63 m. Este valor é muito alto e a causa do seu aparecimento foi a má discretização neste trecho. Foi colocado então um PV na seção de estrangulamento, fazendo também uma transição gradual da seção transversal. A discretização resultante está na Figura 25, onde está assinalado o novo nó e o novo trecho da rede. A carga, em $1680 \Delta t$, diminuiu de 8,63 para 1,26 m (Figura 26). A mudança na discretização não ocasionou perda de estabilidade na simulação. Não foi necessário inicializar o modelo novamente.

Bacia do arroio da Areia

Esta bacia ocupa uma área de $11,7 \text{ km}^2$ e está situada na zona norte da cidade de Porto Alegre, limitada ao norte pelo polder Aeroporto, como ilustrado na Figura 27 (PLANO, 2000a). Nesta figura, está a localização do aeroporto e do Shopping Center Iguatemi, sendo este último próximo do Country Club de Porto Alegre.

A bacia do arroio da Areia foi dividida em 11 sub-bacias pelo PDDrU. Desta divisão, tomaram-se os dados da sub-bacia A e parte da sub-bacia E, destacadas na Figura 28. A sub-bacia A compreende toda a região a montante do Country Club, drenada para este através da rua Teixeira Mendes. A parte da sub-bacia E, utilizada neste trabalho, situa-se dentro do Country Club, receben-

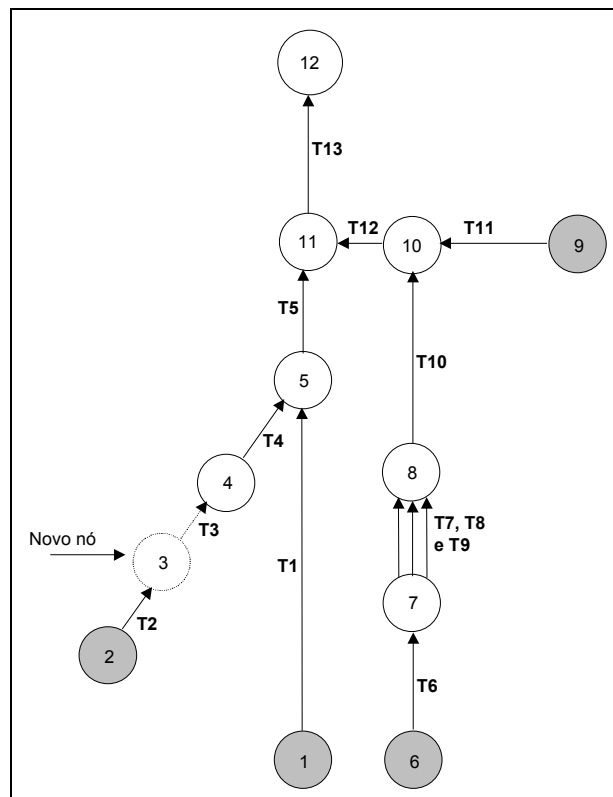


Figura 25. Novo nó e novo trecho na rede do arroio do Moinho.

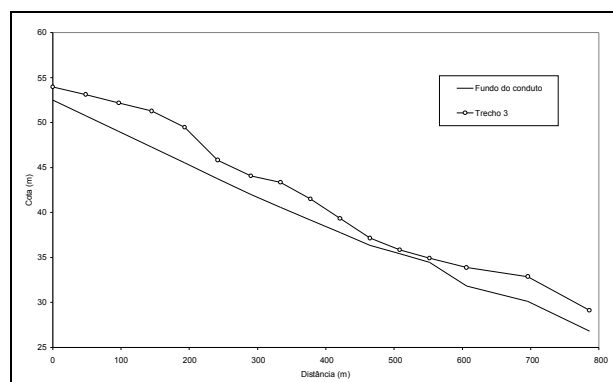


Figura 26. Perfis no arroio do Moinho após modificação na discretização.

do portanto a água drenada mencionada acima através da avenida Nilo Peçanha.

Na Tabela 2, estão as características físicas das duas sub-bacias e a drenagem de cada uma delas, destacando-se as sub-bacias A e E. Estas sub-bacias permitiram verificar o desempenho do modelo na limitação de entrada de vazões, bem como no escoamento das sobras. A rua Teixeira Mendes, por exemplo, costuma apresentar grande volume de excedentes.

Os dados tomados possibilitaram o estudo de duas configurações para a rede da bacia do arroio da Areia. A Rede Atual (RA) é a configuração que utilizou as dimensões atuais dos condutos. Já a Rede Projetada (RP) é a configuração que contém as dimensões ampliadas dos condutos, cujo projeto foi verificado pelo PDDrU. A Figura 29 mostra a RA, indicando os locais onde, no esquema topológico, foram colocados nós.

Na Figura 30 estão algumas cotas de terreno da sub-bacia A e possíveis trajetórias dos volumes excedentes de água, em branco, acompanhando os trechos. Próximo à cota 54,80 m desta figura, a declividade é de 5%. O volume excedente do nó 2, por exemplo, segue pelas ruas que acompanham os trechos 2 e 4 até o nó 7. Os TRUs, estudados neste trabalho, podem ser introduzidos paralelamente aos trechos dos condutos para simular o transporte de tais volumes.

O esquema para a RP é mostrado na Figura 33. Este esquema difere do ilustrado na Figura 32 no número de trechos e nós decorrentes do tratamento dado nas dimensões. Na RP, o trecho 3 foi projetado e verificado posteriormente pelo PDDrU com as dimensões ampliadas para que sua condutância hidráulica supere as dos condutos correspondentes aos trechos 3, 4, 5, 6 e 7 da RA, representados na Figura 32. O trecho 5 na RP é o canal natural dentro do Country Club. Este mesmo canal é o trecho 9 na RA.

Os trechos 1 e 2 representam a mesma parte da região, exceto pelo fato de que na RP as dimensões são maiores. No trecho 2, por exemplo, a forma é circular com 1,5 m de diâmetro. Já na RA, o mesmo conduto é também circular, mas com o diâmetro de 0,8 m. As declividades também mudam; no início do trecho 2, tem-se 4,0% na RP e 1,9% na RA. A Tabela 3 apresenta um quadro comparativo entre as configurações das redes.

A CC de jusante adotada foi uma curva H-Q no nó 8, trecho 9 da RA, e no trecho 5 da RP. As vazões laterais foram introduzidas em forma distribuída proporcionalmente a cada comprimento entre duas seções (Δx), nos trechos 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 e 8, na RA. Na RP, os trechos foram 1, 2, 3 e 4.

Observando ainda as declividades, o início do trecho 1 possui atualmente o valor de 3,8%. Já no projeto, ela muda para 5,6%. Nas primeiras seções dos trechos 3, 4 e 5, na RA, tem-se 1,6%. Isto é maior que o valor de 1,5% da RP, mas as dimensões compensam, pois os três diâmetros de 0,8 m da RA são substituídos por uma seção retangular de

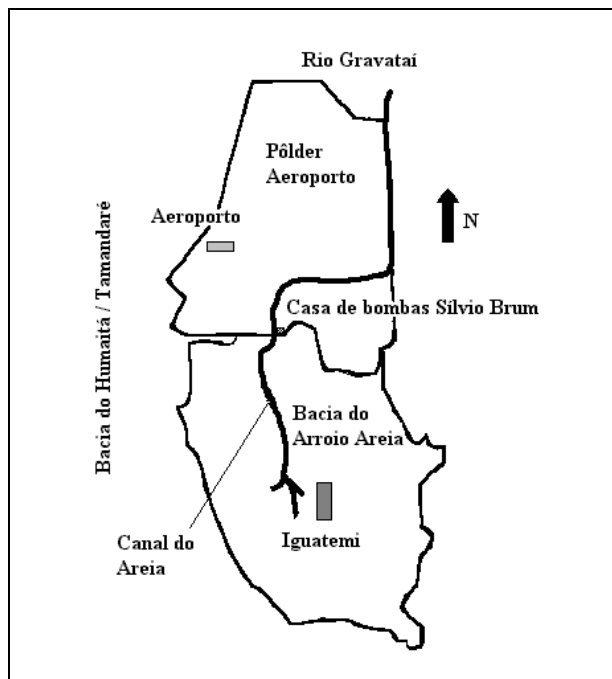


Figura 27. Localização da bacia do arroio da Areia (Adaptação: PLANO, 2000a).

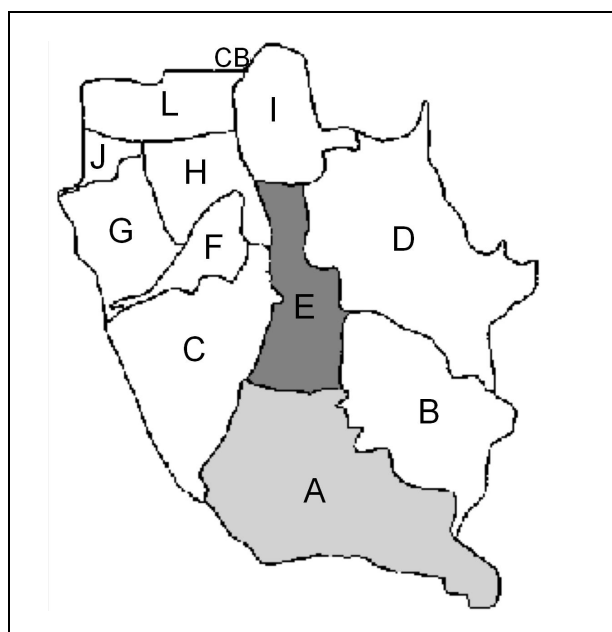


Figura 28. Sub-bacias do Arroio da Areia (Adaptação: PLANO, 2000a).

1,70 m de altura por 2,20 m de largura, na RP. O trecho 4 na RP corresponde exatamente ao trecho 8 na RA.

Os TRUs nas Figuras 32 e 33 estão representados em linhas pontilhadas. O destino do excedente de vazão lateral também está indicado. Na

Tabela 2. Características físicas das sub-bacias - Areia.

Sub-bacia	Área de drenagem (km ²)	Drenagem
A	2,368	C. Forçado Areia
B	1,360	C. Forçado Areia
C	1,574	C. Forçado Areia
D	2,200	C. Forçado
E	0,873	C. Forçado Areia
F	0,377	C. Forçado Areia
G	0,742	C. Forçado Areia
H	0,627	CB S. Brum
I	0,735	CB S. Brum
J	0,153	CB S. Brum
L	0,657	CB S. Brum

Adaptação: PLANO (2000a).

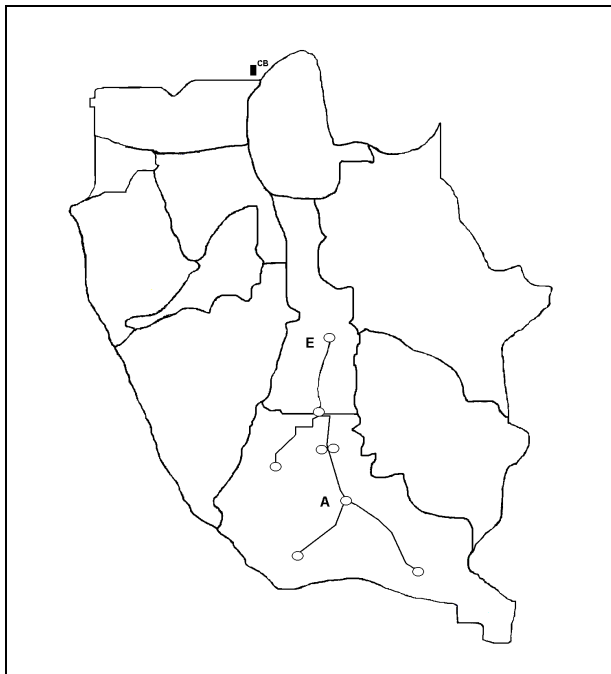


Figura 29. Rede atual nas sub-bacias A e E (Adaptação: PLANO, 2000a).

RA, o trecho 12 tem a finalidade de transportar o volume de água que não entra nos trechos 3, 4, 5, 6 e 7. Na RP, o trecho 8 tem a mesma função em relação ao trecho 3. No modelo, definem-se os trechos onde a entrada de água é limitada. Nesta aplicação, isto foi feito nos trechos cujos nós de montante estão destacados nas Figuras 32 e 33, ou seja, nos trechos 1, 2 e 8, na RA e trechos 1, 2 e 4, na RP. PVs foram colocados nos nós 3, 4, 5 e 7, na RA e 3 e 5, na RP.

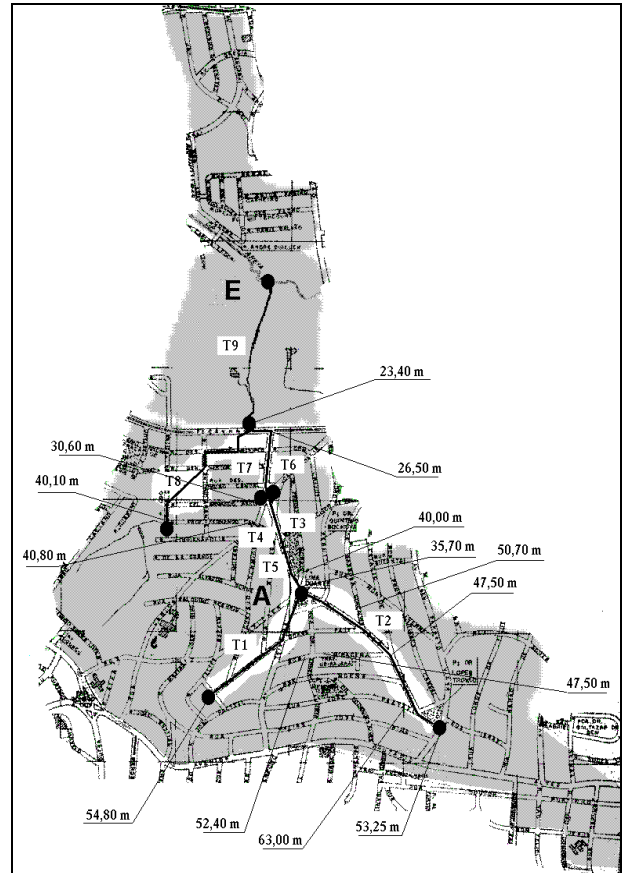


Figura 30. Cotas do terreno na sub-bacia A, da bacia do arroio da Areia.

Numa rede como as estudadas nas aplicações deste trabalho há muitos PVs (cerca de 1 PV a cada 50 m). A representação de todos torna-se inviável, mas em alguns pontos é necessária para representar a saída de água para a rua quando a linha de pressão excede o nível do terreno, requerendo formulações adequadas.

Inicialização

Os perfis nos trechos 7 e 8 da Figura 33 estão na Figura 31. A grande rugosidade na zona inferior do TRU exerceu a função de manter os tirantes positivos nas cabeceiras, enquanto o resto do trecho atingia o estado de CI. Cada simulação corresponde a um evento de 89 min (1069 Δt). O intervalo de tempo de simulação adotado foi de 5 s e o intervalo de tempo das condições de contorno foi de 60 s.

Condições de simulação

Novamente, o intervalo de tempo de simulação corresponde às condições mínimas de estabe-

Tabela 3. Equivalência entre as configurações da rede da bacia do arroio da Areia.

Elementos	RA	RP
Trechos	1 ⁺	1 ⁺
	2 ⁺	2 ⁺
	3 ⁺	
	4 ⁺	
	5 ⁺	3 ⁺
	6 ⁺	
	7 ⁺	
	8 ⁺	4 ⁺
	9	5
	10 [*]	6 [*]
	11 [*]	7 [*]
	12 [*]	8 [*]
	13 [*]	9 [*]
Nós	1 [•]	1 [•]
	2 [•]	2 [•]
	3	3
	6 [•]	4 [•]
	7	5
	8	6

⁺ Entrada de condição de contorno lateral; ^{*} Trechos de rua; [•] Entrada de condição de contorno de montante.

lidade. Definiram-se três cenários, quanto ao tempo de retorno para a geração dos hidrogramas utilizados nesta aplicação: o primeiro corresponde aos hidrogramas de entrada na rede para 2 anos; o segundo, para 10 e o terceiro, para 50 anos.

Para os cenários 1 e 2, utilizaram-se hidrogramas de urbanização Atual. Foi utilizada a RA com e sem os Trechos de Rua (TRU). Para o cenário 3, utilizaram-se hidrogramas de Urbanização futura, admitindo que a ocupação futura será dada de acordo com o PDDU (Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Porto Alegre), analisando a situação de ocupação máxima de acordo com o plano em conjunto com a ocupação atual. Foi analisada a introdução de TRUs na simulação da rede.

Resultados no cenário 1

A configuração da rede é a mostrada na Figura 31. As CCs correspondem à urbanização atual. A Figura 34 apresenta os hidrogramas para o cenário 1, sem utilizar os TRUs. A seção mostrada é a primeira do trecho 2, também denominada seção 12, pois o programa utiliza uma numeração das

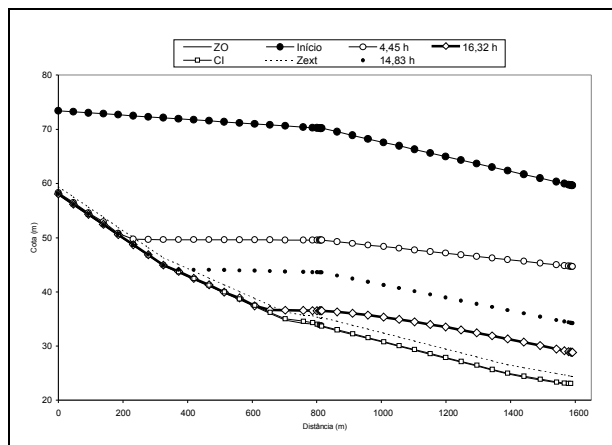


Figura 31. Inicialização no arroio da Areia, trechos 7 e 8 da rede projetada.

seções que se inicia desde o primeiro ao último trecho tal que o número da primeira seção de um trecho qualquer é igual ao número da última seção do anterior acrescido da unidade.

Na Figura 34, podem ser vistos, junto com as condições de contorno, a vazão excedente no nó 2, a capacidade máxima calculada por Manning na seção 12 e o hidrograma simulado. A capacidade máxima é de 1,28 m³/s e o pico dentro do conduto foi de 1,30 m³/s. Logo, a formulação para a limitação de entrada de vazões é adequada.

Na primeira seção do trecho 2, cujo diâmetro é de 0,8 m, houve uma carga de 85,70 cm. Na Figura 35, estão os perfis do trecho 2 a 1/3 T(Qp) (Tempo de pico de vazão), 2/3 T(Qp), T(Qp) da seção 12. Próximo ao pico, observa-se que a maior parte das seções, 12 no total, funcionam sob pressão. O modelo fornece também como resultado as cargas máximas nos nós. A carga no nó ocorre quando a cota de simulação no nó atinge o nível do terreno, e este é considerado como o valor da cota de topo, acrescida de 0,50 m. A cota de topo, por sua vez, é igual à maior cota dentre as cotas de topo dos condutos que chegam e saem do nó.

Houve uma carga no nó 2 de 36,00 cm. Esta carga não deve existir, pois nesta região as declividades são fortes nas ruas, o que faz com que a água não se acumule (ver Figura 30). O efeito da introdução dos TRUs pode ser analisado a partir de agora, para o cenário 1. Na Figura 36 estão os hidrogramas na seção 12, sem as CC, e com o hidrograma na primeira seção do trecho 11, que é o TRU que acompanha o trecho 2.

O maior tirante foi diminuído para 85,50 cm, 5,40 cm de carga na seção 12, não atingindo a rua, sendo este um bom efeito do TRU. Este

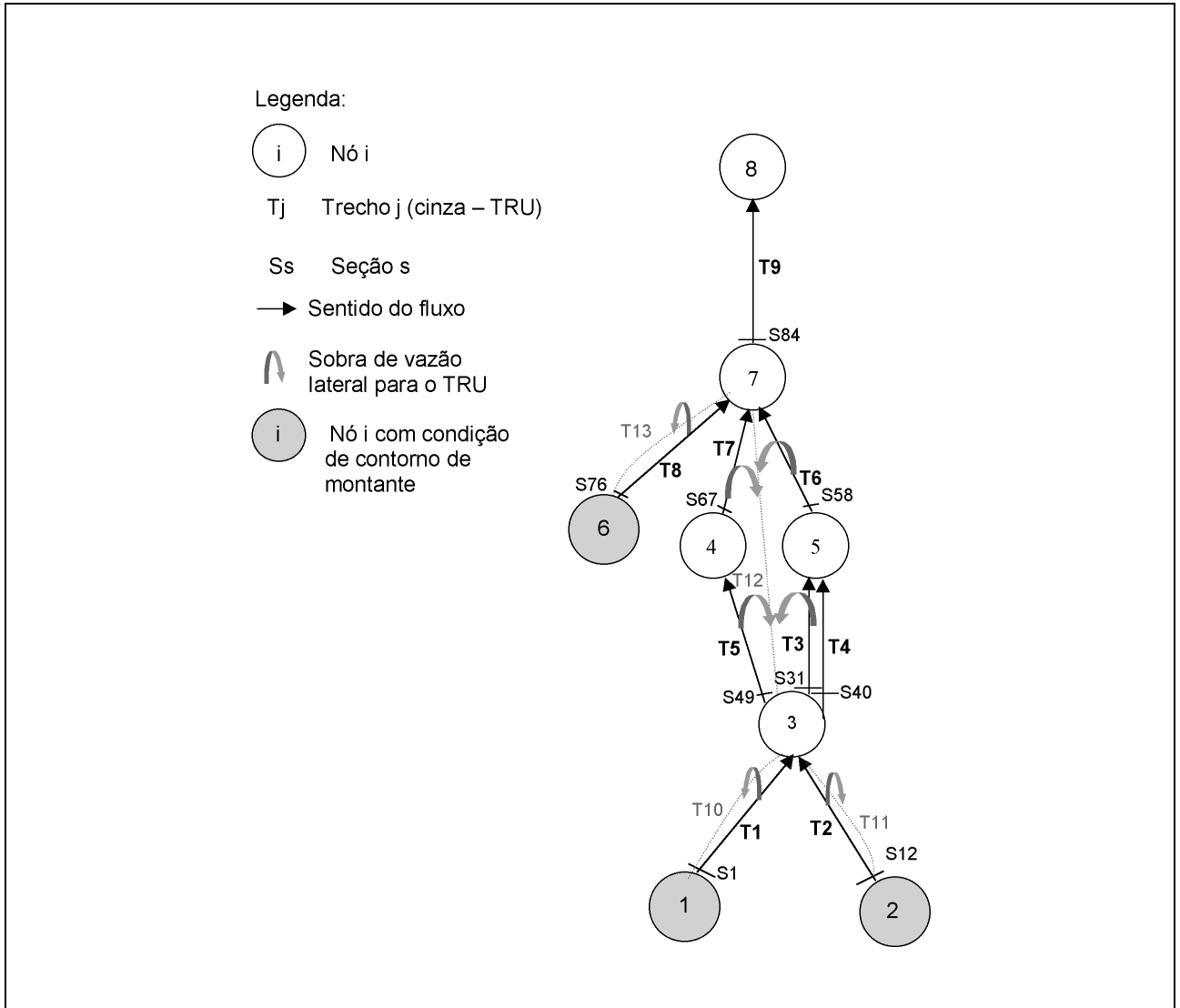


Figura 32. Topologia para a configuração atual, na bacia do arroio da Areia.

evita o aparecimento de carga no nó. Os perfis do trecho 2 na Figura 37 mostram que algumas seções já não funcionam sob pressão, contudo seções correspondentes à segunda metade do referido trecho continuam nesta situação. Nesta figura, estão os perfis para o trecho 2 a 1/3 T(Qp), 2/3 T(Qp), T (Qp) na seção 12.

No hidrograma na seção 12 ocorre um abatimento em relação aos hidrogramas da Figura 34, pois a vazão que é transportada pelo TRU antes ficava armazenada no nó. O pico foi de 1,41 m³/s.

Para observar o volume transportado para jusante com a introdução dos TRUs, são mostrados os hidrogramas que chegam ao nó 7 na Figura 39, ou seja, soma de todos os trechos a montante do nó 7, tanto para a rede sem os TRUs quanto para a

rede com estes trechos. Para verificar se o volume é realmente transportado pelos TRUs, é utilizada a Equação (43):

$$V_{cc(1)} + V_{cc(L)} = V_{c(2)} + V_{TRU} \quad (43)$$

onde $V_{cc(1)}$ é o volume que entra como condição de contorno externa (CC) de montante, $V_{cc(L)}$ é o volume que entra como condição de contorno externa lateral, $V_{c(2)}$ é o volume simulado no conduto no ponto 2 e V_{TRU} é o volume simulado no trecho de rua no ponto 2. Para este cenário, a diferença entre os dois membros da Equação (43) foi de 0,31%.

A introdução dos TRUs provocou a chegada do volume antes armazenado, aumentando o pico do hidrograma com TRU da Figura 39. Nesta

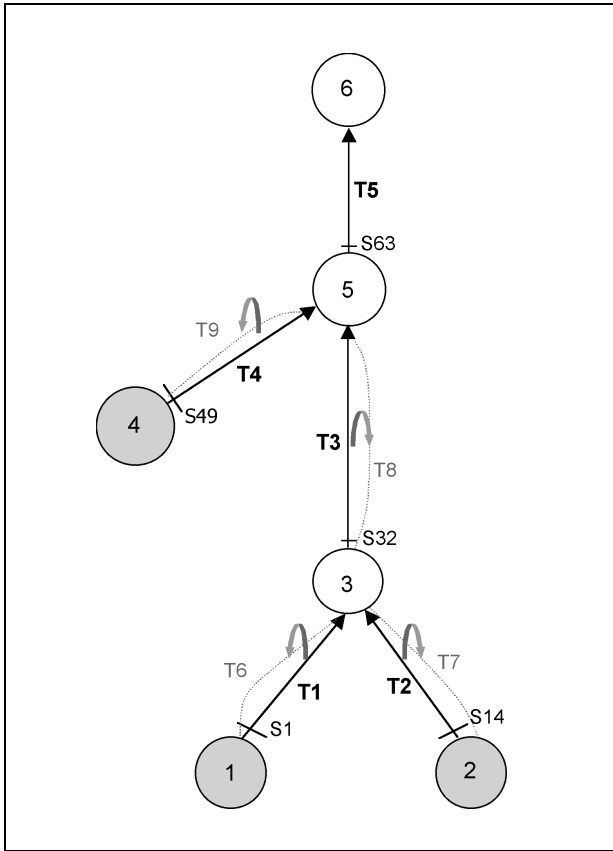


Figura 33. Topologia para a configuração projetada, na bacia do arroio da Areia.

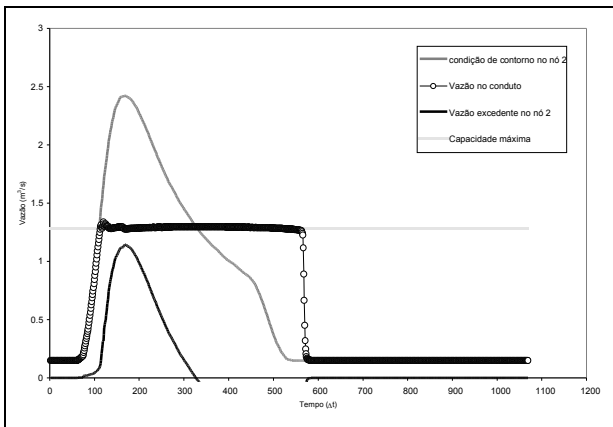


Figura 34. Hidrogramas - cenário 1, seção 12, sem trechos de rua.

figura também pode ser visto que este pico chegou 199 Δt depois do pico sem os TRUs. Tal acontecimento foi causado pelo trecho 12.

A causa da subida no pico com a introdução dos TRUs é bem ilustrada na Figura 40, separando-se o hidrograma; a primeira parte referindo-se somente aos condutos dos trechos 6, 7 e 8; a se-

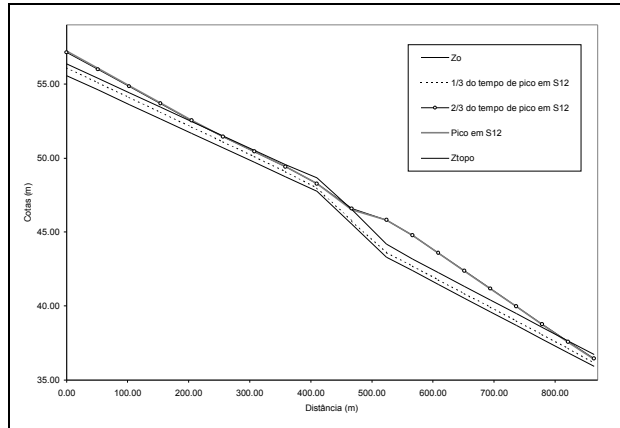


Figura 35. Perfil no trecho 2, cenário 1 sem trechos de rua.

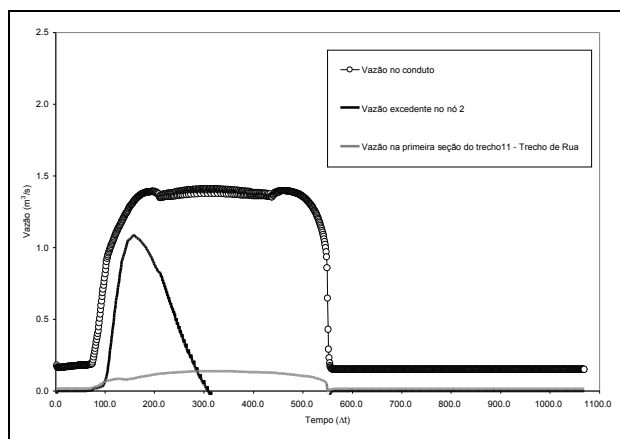


Figura 36. Hidrogramas - cenário 1, seção 12, com trechos de rua.

gunda parte, aos trechos 12 e 13. Há a um pico $1,21 \text{ m}^3/\text{s}$ 258 Δt (21,5 min) após o pico do hidrograma dos condutos, na recessão deste.

A vazão máxima sem os TRUs atingiu $4,71 \text{ m}^3/\text{s}$, enquanto que com os TRUs, atingiu $5,28 \text{ m}^3/\text{s}$, representando um aumento de 11,97%. O volume do hidrograma sem os TRUs foi de $10518,44 \text{ m}^3$ e com os TRUs, $13538,77 \text{ m}^3$, representando um aumento de 28,70%.

Outra maneira de avaliar os TRUs é através do tempo de resposta do ER. Esta avaliação é feita no ponto 1 da Figura 38, equivalendo a qualquer uma das primeiras seções dos trechos de entrada das CC de montante. A resposta deve significar o tempo no qual se inicia o ER. Teoricamente, isto deve acontecer quando a capacidade de condução do conduto for superada. Na rede utilizada neste cenário, a seção 12 e a primeira seção do trecho de rua 11 podem ser utilizadas.

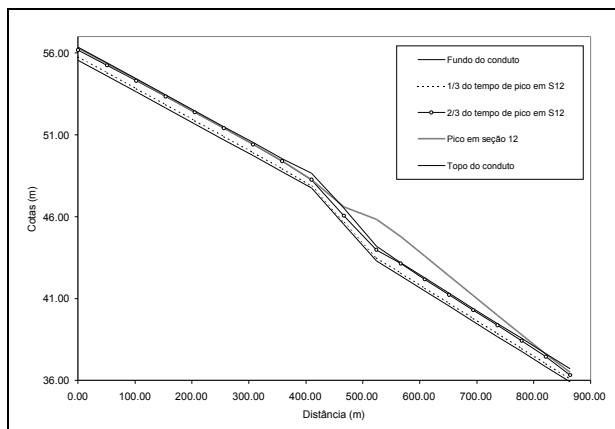


Figura 37. Perfil no trecho 2, cenário 1 com trechos de rua.

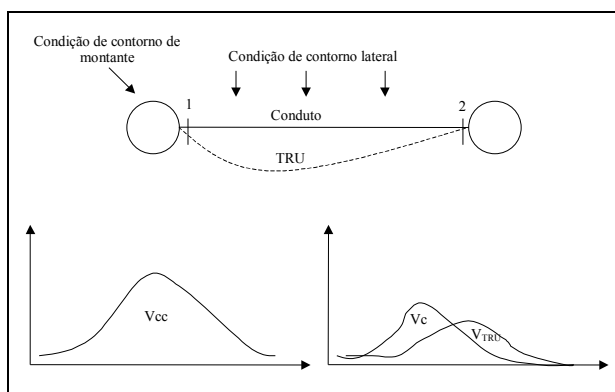


Figura 38. Balanço de volumes com a introdução dos trechos de rua.

Na Figura 41, o tempo de resposta está indicado. O conduto do trecho 2, na seção 12 atingiu a capacidade máxima após $178 \Delta t$ (14,83 min). Na verdade, houve uma subida significativa do hidrograma na primeira seção do trecho 11 um pouco antes do tempo acima. A Figura 42 torna mais claro o desenvolvimento inicial dos escoamentos; verifica-se que o ER se desenvolve com vazões bem menores que as vazões do escoamento no conduto de diâmetro 0,8 m.

Resultados no cenário 2

Como no cenário 1, a configuração é a da Figura 31 e foi simulada com a urbanização atual. Os hidrogramas na seção 12 tiveram comportamento semelhante. O trecho 11 provocou o escoamento do volume de água que acumulou no nó 2, mas o volume a mais transportado fez subir os tirantes em pontos a jusante. Sem os TRUs, houve uma carga máxima de 69 cm no nó 2. Com os TRUs, as cargas

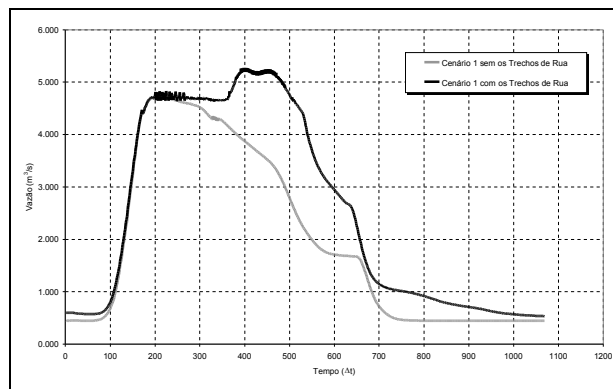


Figura 39. Vazão que chega ao nó 7, cenário 1.

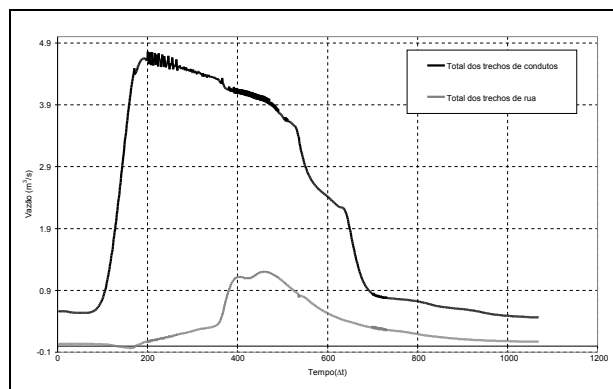


Figura 40. Hidrogramas dos condutos e dos trechos de rua no nó 7.

máximas foram transferidas para os nós 3 (18 cm) e 5 (7 cm). A Equação (43) pode ser utilizada também neste cenário, no nó 7. O balanço de volumes teve uma pequena diferença de 0,07%. Assim como no cenário 1, o volume de água que estava armazenado foi transportado, ocasionando um aumento no pico.

A vazão máxima sem os TRUs atingiu $5,97 \text{ m}^3/\text{s}$, enquanto que com os TRUs, atingiu $10,50 \text{ m}^3/\text{s}$, representando um aumento de 75,77%. O volume do hidrograma escoado sem os TRUs foi de 14955 m^3 e com os TRUs, 23335 m^3 , representando um aumento de 56,03%. O volume transportado pelos TRU é parcela importante do total, representando 30,20% deste.

O tempo de resposta teórico também pode ser verificado na seção 12. Ele está destacado na Figura 43 e foi de $162 \Delta t$ (13,5 min). Na verdade, como no cenário 1, a resposta do ER ocorreu um pouco antes do momento em que o conduto atingiu a capacidade máxima de condução, mas ainda assim o TRU mantém baixos os valores de vazão enquanto o escoamento está na zona inferior.

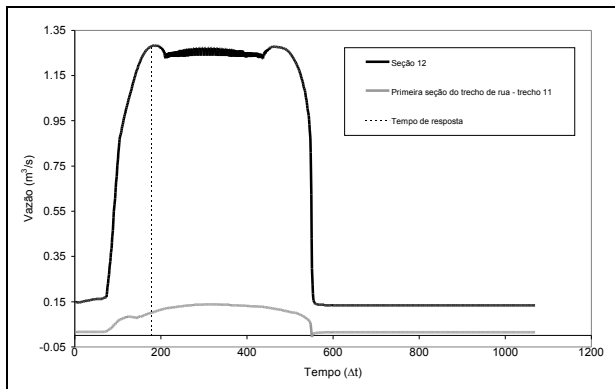


Figura 41. Tempo de resposta do trecho de rua 11 no cenário 2.

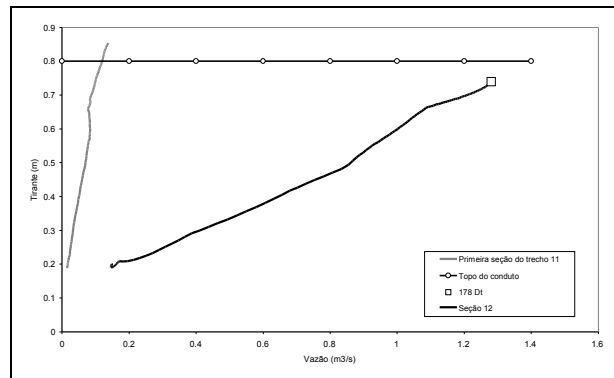


Figura 42. Curvas tirante x vazão nas primeiras seções dos trechos 2 e 11.

Resultados no cenário 3

Este cenário utiliza a Figura 32. Sem os TRUs, houve cargas máximas nos nós 2, 3 e 4 de 38 cm, 27 cm e 61 cm, respectivamente. Isto foi reduzido a uma carga máxima de 28 cm no nó 3 com os TRUs. As cargas nas cabeceiras deixaram de existir porque as vazões excedentes não se acumularam mais. Os TRUs transportaram-nas para jusante. Nas Figuras 44 e 45 estão os perfis para o trecho 3 e o TRU que o acompanha, o trecho 8. Os intervalos de tempo utilizados para traçar os perfis foram 1/3 do intervalo de tempo em que ocorreu a carga máxima do trecho 3 e na própria carga máxima do trecho 3, que ocorreu no tempo 432 Δt (36,00 min), na seção 13. Seu valor foi de 1,28 m.

Nas Figuras 44 e 45 é possível ver claramente o aparecimento do escoamento no TRU. Verifica-se que próximo ao pico, os condutos funcionam sob pressão. Nestes tempos já não há vazão lateral entrando e os picos das sobras ocorrem nestas proximidades, favorecendo o ER.

Os hidrogramas que chegam ao nó 5 estão na Figura 46. A vazão máxima sem os TRUs foi de 17,23 m³/s, enquanto que com os TRUs, atingiu 34,60 m³/s, representando um aumento de 100,81%. O volume do hidrograma sem os TRUs foi de 35024 m³ e com os TRUs, 52374 m³, representando um aumento de 49,54%. A diferença no balanço de volumes da Equação (43), para este cenário foi de 0,47%, no nó 5. Da mesma maneira que no cenário 2, o volume que antes ficava armazenado nas cabeceiras, aparece na Figura 46 na forma de um aumento do pico.

Na Figura 47, estão os hidrogramas totais provenientes dos condutos, trechos 3 e 4, e dos TRUs, 7 e 8, nas seções adjacentes ao nó 5. O volu-

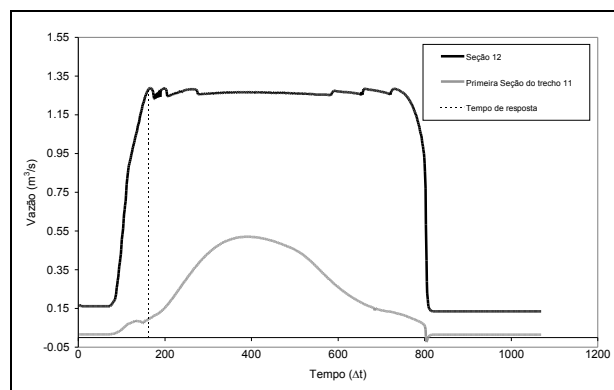


Figura 43. Resposta do escoamento do trecho 11, cenário 2.

me dos TRUs tem uma parcela grande no total, representando 28,65% deste. Nas Figuras 46 e 47 notam-se dois momentos característicos. O primeiro ocorre no intervalo de tempo de 307 Δt, cuja vazão total dos TRUs foi de 7,8 m³/s, correspondendo aproximadamente ao pico da última seção do trecho 9. O segundo é o próprio pico do total dos TRUs, correspondendo aproximadamente ao pico da última seção do trecho 8.

A primeira subida do hidrograma total com a introdução dos TRUs ocorre por causa do trecho 9. A segunda subida ocorre devido ao trecho 8. As vazões laterais foram baixas, mas os volumes excedentes assumiram altos valores. O volume excedente do trecho 3 é igual a 21,16% do volume que chega ao nó 5 através do trecho 8. Entre os trechos 4 e 9, este valor é de 19,58%. No caso do tempo de resposta teórico, a primeira seção do trecho 2 não atingiu a capacidade máxima. Mesmo assim, houve um comportamento semelhante aos outros cenários, ou seja, a vazão no TRU começa a ocorrer quando o topo do conduto é atingido.

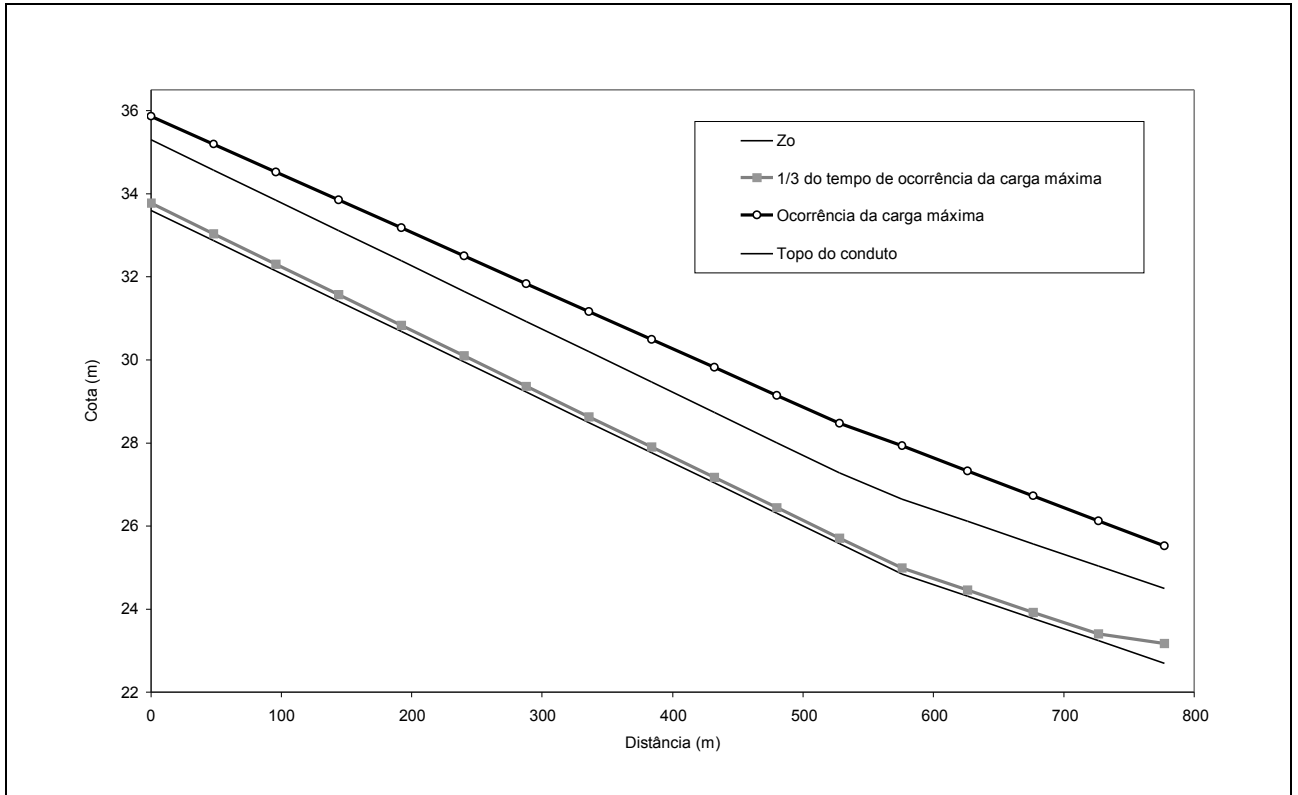


Figura 44. Perfis no trecho 3, cenário 3 com trechos de rua.

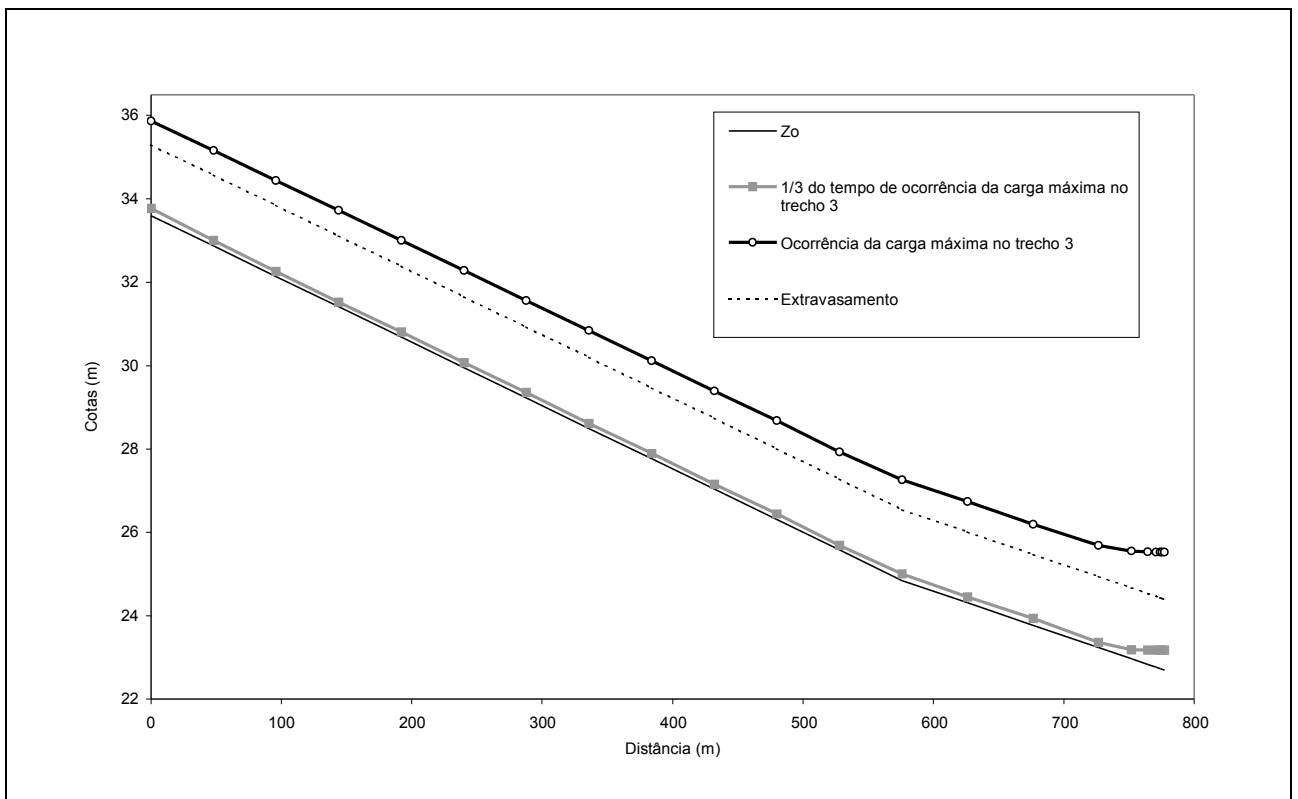


Figura 45. Perfis no trecho 8 - trecho de rua - e cenário 3.

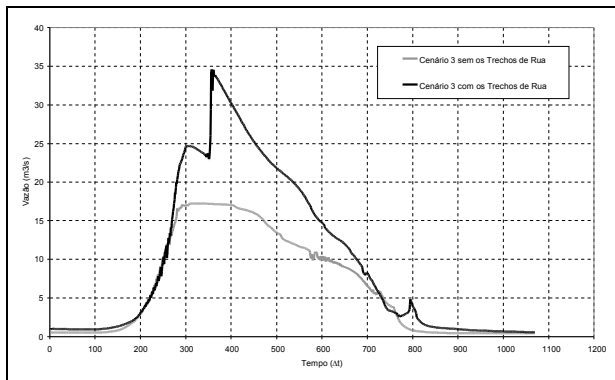


Figura 46. Vazão que chega ao nó 5, cenário 3.

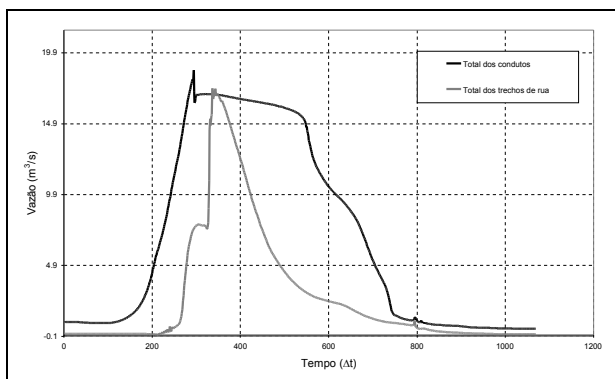


Figura 47. Hidrogramas dos condutos e dos trechos de rua no nó 5.

CONCLUSÕES

O modelo, em sua versão anterior (Villanueva, 1990) foi verificado com resultados de outros modelos e de experimentos hidráulicos da literatura, mostrando-se confiável. Nesta versão foram introduzidas modificações para ampliar as suas condições de aplicação em casos singulares que ocorrem nas cidades, tornando a modelagem mais próxima da realidade, contemplando o maior número possível de fenômenos que ocorrem numa rede de drenagem de águas pluviais urbanas. As condições iniciais geralmente apresentavam dificuldades de definição. A solução encontrada foi adotar cotas bastante altas e a posterior colocação de cotogramas monotonicamente decrescentes nos extremos de jusante.

A formulação para poços de visita, quando coincidentes com os nós, permite que haja uma representação mais realista das cargas, garante estabilidade em pontos de fortes discontinuidades e permite um ganho de informação em trechos. No entanto, não houve ganho significativo de estabili-

dade, no caso de PVs em trechos. Na verdade, aparecem instabilidades.

A limitação da entrada de vazões funciona de forma adequada na quantificação do excedente de vazão na entrada das condições de contorno externas. A vazão nas primeiras seções não ultrapassam a capacidade de condução do conduto.

Os trechos de rua têm uma boa estabilidade. As vazões na zona inferior atingem valores muito pequenos. Em trechos de alta declividade é muito difícil estabelecer vazões tão baixas, sobretudo em condutos, e no estabelecimento de condições iniciais. Falta definir critérios para as dimensões da seção destes trechos e rugosidades adotadas.

A transferência para jusante é uma alternativa para a água acumulada em nós ser transportada para outros pontos da rede. Todavia, necessita-se de um estudo mais aprofundado, no que diz respeito ao tempo de viagem.

O modelo apresenta grande utilidade na representação de interferência de jusante, simulando inclusive o escoamento em sentido contrário. Agora com a capacidade de simular regiões de maiores declividade, pode-se verificar o comportamento do escoamento quando este tipo de região vem acompanhada de regiões planas, provocando remanso e escoamento em carga.

REFERÊNCIAS

- CUNGE, J. A.; HOLLY, F. M., Jr.; VERWEY, A. (1980). *Practical aspects of computational river hydraulics*. London: Pitman. 420 p.
- DHI (1998). *What is MOUSE?* Horsholm. <http://www.dhi.dk>
- DJORDJEVICH, S.; PRODANOVICH, D. e MAKSIMOVICH, C. (1998). An approach to simulation of dual drainage. In: International Conference Urban Drainage Modelling, 4., 1998, London. *Developments in urban drainage modelling: pre-prints*. London: IAWQ. vol. 1, p. 231-240.
- JAMES, WILLIAM; HUBER, WAYNE C.; DICKINSON, ROBERT E.; JAMES, W. ROBERT C. (1998). *Water Systems models Hydrology: users guide to SWMM4 Runoff and supporting modules (Rain, Temperature, Combine and Statistics)*. Guelph: Computational Hydraulics International. 283 p.
- Jl, ZHONG (1998). General hydrodynamic model for sewer/channel networks systems. *Journal of Hydraulic Engineering*, Reston, vol. 124, nº3, p. 307-315, Mar.
- LIGGET, JAMES A.; CUNGE, JEAN A. (1975). Numerical methods of solution of the unsteady flow equations. In: MAHMOOD, K.; YEVJEVICH, V. (ed.) *Unsteady*

Flow in open channels. Fort Collins: Water Resources Publications. vol. 1, ch.4, p. 89-182.

- NEVES, MARLLUS GUSTAVO FERREIRA PASSOS das. (2000). *Modelo hidrodinâmico de redes de drenagem de águas pluviais: aplicabilidade*. Porto Alegre: UFRGS - Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 165f. Dissertação (Mestrado Engenharia).
- PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA: BACIA DO ARROIO DA AREIA. (2000a). Porto Alegre: Departamento de Esgotos Pluviais: Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS. vol. 3. (Em andamento).
- PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA: BACIA DO ARROIO DO MOINHO (2000b). Porto Alegre: Departamento de Esgotos Pluviais: Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS. vol. 2. (Em andamento).
- RAMSEYER, JUAN SANTIAGO (1996). *Modelo hidrológico-hidrodinâmico de redes de pluviais*. Porto Alegre: UFRGS - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 106f. Dissertação (Mestrado Engenharia).
- ROSAURO, NARA MARIA. LUZZI (1979). *Modelo hidrodinâmico para rios e redes de canais naturais*. Porto Alegre: UFRGS - Curso de Pós-Graduação em Hidrologia Aplicada. 169f. Dissertação (Mestrado Hidrologia Aplicada).
- SJÖBERG, ANDERS. (1981). *Sewer network models DAGVL-A and DAGVL-DIFF*. In: International Conference on Urban Storm Drainage, 2, 1981. Urbana. p. 127-136.
- URBONAS, BEM e STAHR, PETER. (1993). *Stormwater: best management practices and detention for water quality, drainage, and CSO management*. Englewood Cliffs: Prentice Hall. 449 p.
- VILLANUEVA, ADOLFO O. N. (1990). *Modelo para escoamento não permanente em uma rede de condutos*. Porto Alegre: UFRGS - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 83f. Dissertação (Mestrado Engenharia).

Integrated Hydrodynamic Simulation of Runoff in Urban Drainage Networks and on the Streets

ABSTRACT

Drainage in urban areas occurs in a complex network of pipes and channels with major changes in cross-section and relief, interacting with streets. These systems are subject to backwater effects, under subcritical, supercritical and pressurized flows. The projects are localized and performed in steady flow, meaning that they do not take into account interferences between the reaches. The hydrodynamics models are used to represent these processes, but because of a great variability in conditions, they require specific solutions.

This paper presents the improvement of a hydrodynamics model of a storm drainage network. This model was developed at the IPH (Villanueva, 1990 e Ramseyer, 1996). The improvements introduced in the model are: a) an initialization procedure, to facilitate the definition of initial conditions for the model; b) inflow limitation of the upstream boundary conditions to simulate the physical entrance of the network when it receives the basin hydrographs; c) transport of the water through "street reaches"; d) the use of manholes in reaches as an internal boundary condition.

The verification was performed in two actual systems, urban basins in Porto Alegre, the Moinho basin and the Areia basin. They have high slopes at the heads, followed by level regions in the low part. There are natural channels and pipes with very different cross sections. Furthermore, there are pipes with low discharge capacities. These features cause problems that must be modeled by the hydrodynamic model. The results showed that the model can simulate these situations, generating the necessary information for a good assessment of the systems.

Key-words: drainage; hydrodynamic; network.