

XIX SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DOS RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO DOMICILIARES NO ESCOAMENTO SUPERFICIAL URBANO APLICADOS NA ESTIMATIVA DE VAZÕES CRÍTICAS GERADAS EM UMA QUADRA PADRÃO

Marcelo Martinelli Francischet¹; José Eduardo Alamy Filho²

Resumo – Os reservatórios domiciliares de armazenamento da água de chuva têm sido propostos como uma nova medida de controle de vazões do escoamento superficial urbano. Este trabalho estuda o efeito de atenuação pela implantação destes reservatórios em uma quadra padrão por meio de programação *Visual Basic for Applications*, onde foram estabelecidos dois volumes de amortecimento para o dispositivo de armazenamento em condição de lote urbanizado. O dimensionamento do reservatório domiciliar foi realizado para chuvas iniciais de período de retorno de 05 e 10 anos e testado para as chuvas máximas de projeto de 02, 05, 10, 15, 20, 25, 50 e 100 anos de período de retorno, do qual a distribuição temporal empregada foi da maior tormenta registrada no Município de Uberlândia, referente ao ano de 2006. O reservatório de detenção com volume de amortecimento de 3,25 m³ proporcionou atenuação, no final do trecho simulado, de 37,38%, 24,02%, 21,74%, 20,99%, 18,51%, 16,70%, 11,73% e 7,52%, para as chuvas 02, 05, 10, 15, 20, 25, 50 e 100 anos de período de retorno, respectivamente, enquanto que, para o reservatório de detenção com volume de amortecimento de 5,015 m³ a atenuação foi de 64,72%, 65,10%, 63,96%, 63,23%, 62,71%, 62,32%, 61,11% e 59,98%.

Abstract – On-site stormwater detention (OSD) storage have been proposed as a new measure of control flow of urban runoff. This work studies the effect of attenuation by the deployment of tanks in a city block standard by programming Visual Basic for Applications, which were established two damping volumes to the storage device on condition of urbanized lot. The sizing of the On-site stormwater detention was conducted to a initial rainfall for the recurrence periods of 05 to 10 years and tested for maximum rainfall for the recurrence periods of 02, 05, 10, 15, 20, 25, 50 and 100 years, which the temporal distribution used was the largest storm registered in Uberlândia, for the year 2006. The On-site stormwater detention with a damping volume of 3.25 m³ attenuation provided at the end of the city block of 37.38% 24.02% 21.74% 20.99% 18.51% 16.70%, 11.73% and 7.52% for the recurrence periods 02, 05, 10, 15, 20, 25, 50 and 100 years, respectively, while for the tank with a damping volume of 5.015 m³ attenuation provided was 64.72%, 65.10%, 63.96%, 63.23%, 62.71%, 62.32%, 61.11% and 59.98% for the same the recurrence periods.

Palavras-Chave: drenagem urbana; escoamento superficial; reservatório de detenção domiciliar.

¹ Mestrando em Engenharia Civil, área de Planejamento e Infra-Estrutura Urbana. Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia (UFU), Av. João Naves de Ávila, 2121 – Bloco 1Y – Campus Santa Mônica, CEP: 38.400-902 - Uberlândia – Minas Gerais – Brasil, E-mail: mmfrancischet@bol.com.br.

² Professor da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia (UFU), Av. João Naves de Ávila, 2121 – Bloco 1Y – Campus Santa Mônica, CEP: 38.400-902 - Uberlândia – Minas Gerais – Brasil, E-mail: zealamy@yahoo.com.br.

INTRODUÇÃO

O reservatório de detenção domiciliar tem a finalidade de reter temporariamente o volume excedente do lote residencial, permitindo que este seja transmitido de forma gradativa às áreas jusante, ou seja, capta a água escoada no lote com determinada vazão de entrada (hidrograma afluente), ocasionada por um hietograma característico da água precipitada e pela resposta da superfície do lote, e libera, de forma gradual, a água armazenada (hidrograma efluente), pelos dispositivos hidráulicos de saída, como orifícios e vertedores, por exemplo, visando à obtenção de uma vazão nos moldes do hidrograma natural (TUCCI, PORTO e BARROS, 1995).

Seu dimensionamento inicia-se pela obtenção da vazão de pico do lote padrão urbanizado, por modelos de transformação chuva-vazão, como o método Santa Bárbara, por exemplo, que obtém também o hidrograma de saída do lote a partir de uma chuva excedente ocasionada por um hietograma, o que facilita o método da propagação (*routing*), para o caso de reservatórios, conforme discute Tomaz (2002). Com as vazões de pico, utilizando-se do hietograma característico de uma determinada região, segue-se o dimensionamento preliminar, utilizando-se do método de Baker, por exemplo, estimando o volume de amortecimento, a área ocupada pelo mesmo, a profundidade média e outros aspectos de interesse.

Outro elemento considerado neste trabalho foram as sarjetas que, de acordo com o DAEE/CETESB (1980), “funcionam como canais e precisam ser dimensionadas como tais”, onde, “armazenam temporariamente um grande volume de água pluvial” (WILKEN, 1978), da mesma forma que as bacias hidrográficas funcionam como reservatórios (NAGHETTINI, 2008), confirmado por Canholi (2005) e Tucci, Porto e Barros (1995). Assim, as sarjetas armazenam temporariamente a água durante o escoamento pluvial, que pode ser decomposta em uma cunha sobre um prisma. Um dos métodos utilizados para a quantificação deste armazenamento é o de Muskingum-Cunge.

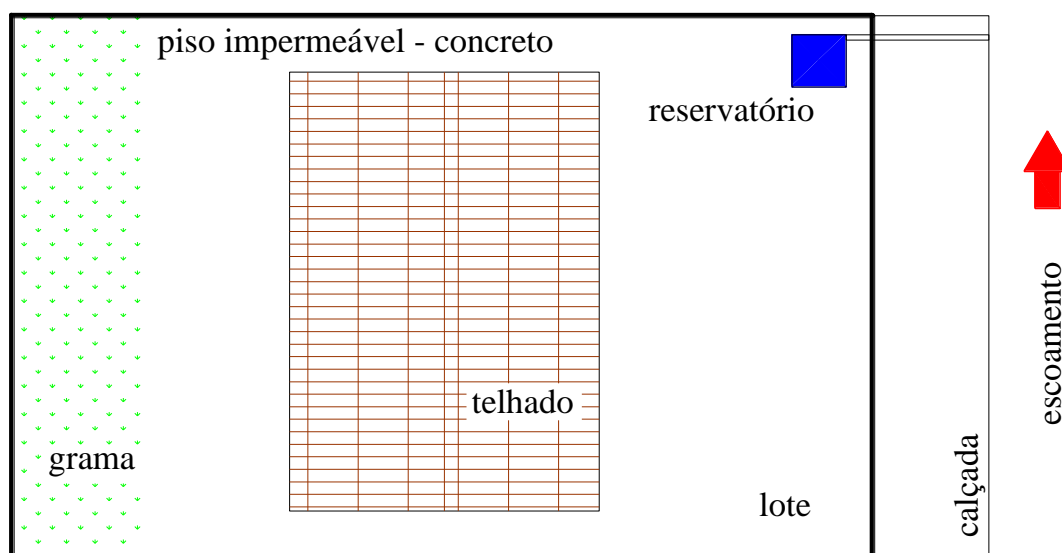
A simulação hidrológica da interação entre lotes, reservatórios domiciliares e sarjetas, pode ser implementada em uma linguagem de programação, conforme as linhas direcionais de escoamento, onde cada trecho envolve escoamento em sarjetas, advindo de lotes e ruas frontais a estes lotes. A programação permite simular uma quadra padrão com lotes urbanizados sem o reservatório de detenção domiciliar e com lotes urbanizados com o reservatório de detenção domiciliar com volumes de amortecimento específicos. Os resultados das vazões encontradas proporcionaram, quando comparadas entre si, a magnitude da eficiência desse dispositivo quanto à atenuação da vazão de cheia.

O trabalho foi executado primeiramente pelo estabelecimento dos hidrogramas gerados pelo lote padrão urbanizado para chuvas com vários períodos de retorno e pelo dimensionamento do

reservatório de detenção com volumes de amortecimento específicos adotados. Os modelos hidrológicos permitiram a construção de um algoritmo escrito na linguagem *Visual Basic for Applications*, utilizando os objetos do Excel. Em suma, os objetivos deste estudo vinculam-se ao estabelecimento das vazões provocadas pelo lote padrão urbanizado e a devida atenuação das mesmas pela utilização do reservatório de detenção domiciliar, para verificação da eficiência do dispositivo.

MATERIAIS E MÉTODOS

Primeiramente, foi adotado um lote padrão que recebeu o estímulo (chuva) e ocasionou a resposta (vazão), com o objetivo de se limitar e padronizar uma fração básica da área em estudo. As vazões de saída deste lote são obtidas por meio do Método Santa Bárbara. No contexto da comunicação entre lote e reservatório, o hidrograma de vazões obtido pelo Método Santa Bárbara funciona como o hidrograma de entrada do reservatório, quando da sua inserção no lote padrão. De acordo com a ilustração da Figura 1, o lote analisado apresenta as seguintes características físicas: área do lote de 300 m² (10x30 m), área construída com 70% de área de telhado, 20% de área gramada e o restante, 10%, de piso pavimentado.



desenho fora de escala

Figura 1 – Lote padrão urbanizado

O Método Santa Bárbara considera o armazenamento de uma parcela de chuva excedente, que chega à seção de saída do lote com certo atraso. De acordo com Tomaz (2002), o referido método

ainda considera que as áreas de impermeabilização do lote são diretamente conectadas ao sistema de drenagem, sendo desprezíveis as perdas de água precipitada que cai sobre a área impermeável.

O hidrograma gerado no lote é obtido supondo a área um reservatório linear imaginário, cujo tempo de espera é o tempo de concentração da bacia e onde o lote responde com uma vazão de entrada I , induzida por uma precipitação. O lote propicia certa atenuação da vazão I , gerando vazões de saída no lote que equivalem aos termos Q da Equação (1).

$$Q_j = Q_{j-1} + K_r \cdot (I_{j-1} + I_j - 2 \cdot Q_{j-1}) \quad (1)$$

Na Equação (1), Q_j é a vazão de saída do lote no tempo (j), em m^3/s ; Q_{j-1} é a vazão de saída do lote no tempo ($j-1$), em m^3/s ; I_j é a vazão de entrada para o lote no tempo (j), em m^3/s ; I_{j-1} é a vazão de entrada para o lote no tempo anterior ($j-1$), em m^3/s ; K_r é o coeficiente de retardo (adimensional). A Figura 2 ilustra o esquema de vazões utilizadas como entrada e saída do lote. É conveniente citar que a vazão de saída do lote constitui a vazão de entrada no reservatório de retenção domiciliar. A simulação é efetuada em processo de marcha temporal, calculando vazões no instante (j), em função dos seus valores conhecidos no instante ($j-1$).

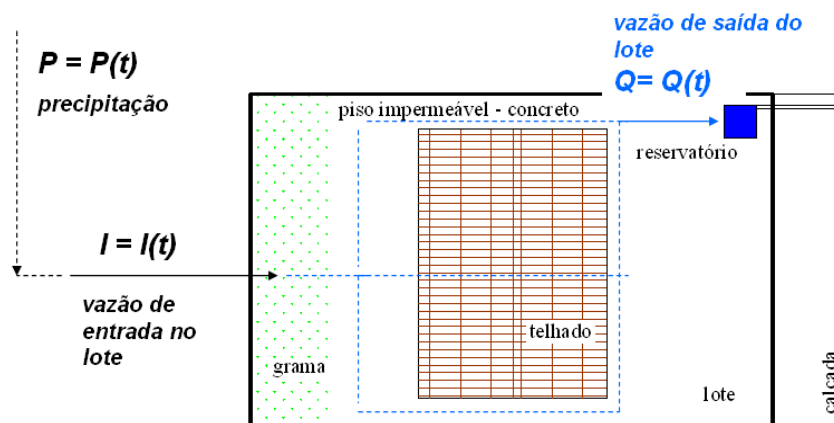


Figura 2 – Esquema de vazões de entrada e de saída do lote (I e Q , respectivamente). A vazão de entrada é induzida pela precipitação

O coeficiente de retardo pode ser calculado pela Equação (2).

$$K_r = \frac{\Delta t}{t_c + \Delta t} \quad (2)$$

Na Equação (2), K_r é o coeficiente de retardo. Os termos Δt e t_c são, respectivamente, o intervalo de tempo de cada passo da simulação e o tempo de concentração da bacia, ambos em segundos.

A distribuição temporal adotada para a obtenção do hidrograma de saída do lote padrão e para o dimensionamento do reservatório de retenção foi o hietograma característico do município de Uberlândia (MG), curva indicada pela Figura 3, referente à precipitação máxima diária anual de 2006, detectada como a maior tormenta registrada naquele ano. O uso desta distribuição temporal é justificado pelo fato dela produzir as maiores vazões no lote (Q), quando comparada com as distribuições das tormentas máximas dos anos de 1996 a 2010.

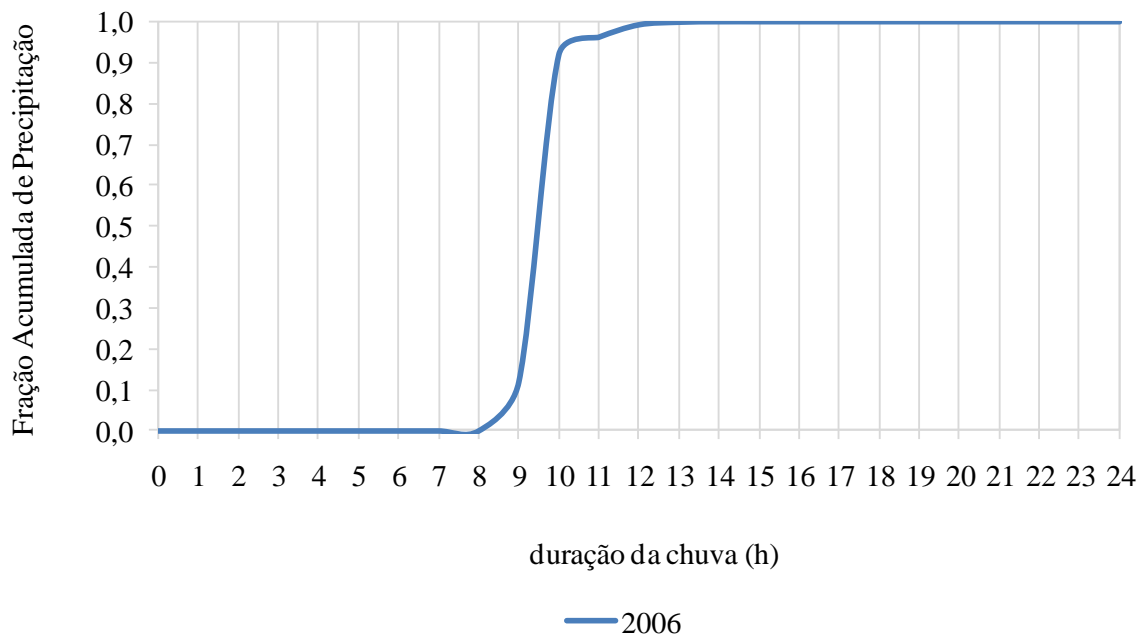


Figura 3 – Hietograma característico utilizado na simulação

O tempo de concentração do lote padrão (t_c) foi calculado conforme Tucci, Porto e Barros (1995), que explicam que o tempo de concentração em áreas urbanas, pode ser dividido em duas parcelas, conforme a Equação (3), onde t_i é decorrido até atingir a rede de drenagem, usualmente a primeira boca-de-lobo, e t_t é decorrido na translação na rede de drenagem.

$$t_c = t_i + t_t \quad (3)$$

O tempo t_i pode ser subdividido em t_{i1} e t_{i2} , onde o primeiro corresponde ao “escoamento que ocorre na forma de lâmina sobre superfícies e não se prolonga, geralmente, por mais do que 50 m”; e o segundo, é o escoamento “que se forma em calhas rasas ou sarjetas à medida que as águas vão engrossando”, segundo Tucci, Porto e Barros (1995).

Para a determinação de t_{i1} é utilizada a Equação (4).

$$t_{i1} = \frac{0,65 \times (1,1 - C) \times L^{1/2}}{S^{1/3}} \quad (4)$$

Na Equação (4), t_{i1} é o tempo de escoamento em superfície, em min; C é o coeficiente de escoamento superficial para período de retorno de 5 a 10 anos; L é o comprimento do escoamento, em metros (no máximo 50 m); S é a declividade média da bacia, em %.

Para a determinação de t_{i2} é necessário a obtenção da velocidade de escoamento em superfícies e calhas rasas, dada pela Equação (5).

$$V_e = C_V \times S^{0,5} \quad (5)$$

Na Equação (5), V_e é a velocidade do escoamento, em m/s; C_V é o coeficiente dado pela Tabela 1; S é a declividade média da bacia, em %. Vale citar que a adaptação aqui feita considera a bacia como sendo o lote padrão.

Tabela 1 – Coeficientes de escoamento superficial

Ocupação do solo	C_V
Florestas densas	0,075
Campos naturais poucos cultivados	0,135
Gramas ou pastos ralos	0,210
Solos quase nus	0,300
Canais gramados	0,450
Escoamento em lâmina sobre pavimentos ou em sarjetas e calhas rasas	0,600

As alturas pluviométricas para a chuva inicial de dimensionamento e chuva máxima para verificação de funcionamento, foram calculadas pela Equação (6), referente à equação de chuva do município de Uberlândia (MG).

$$i = \frac{35,576 \times T_r^{0,179}}{(t + 16,0)^{0,879}} \quad (6)$$

Na Equação (6), i é a intensidade de chuva, em mm/min; T_r é o período de retorno, em anos; e t é a duração da chuva, em min.

Definidos o estímulo (precipitação e sua distribuição temporal) e a resposta (vazões de entrada e de saída do lote), o amortecimento desta ocorre pelo reservatório de retenção utilizado neste estudo, dimensionado preliminarmente pelo método de *Baker*, conforme Equação (7), obtendo-se o seu volume de amortecimento, a sua área de fundo e os seus comprimentos laterais.

$$\frac{V_s}{V_{depois}} = 1 - \alpha \quad (7)$$

Na Equação (7), V_s é o volume do reservatório (m^3); V_{depois} é o volume do *runoff* do escoamento (m^3); $\alpha = Q_{antes} / Q_{depois}$, sendo Q_{antes} a vazão de pico da bacia (lote) natural e Q_{depois} a vazão de pico da bacia (lote) urbanizada, em (m^3/s).

O valor de V_{depois} é determinado pela Equação (8).

$$V_{depois} = Q_{depois} \times T_d \quad (8)$$

Na Equação (8), T_d é o tempo de concentração depois do desenvolvimento da bacia (s).

Para a verificação de seu funcionamento, foi utilizado o processo *routing* que “é o processo que determina espacialmente e no tempo as variações de vazões ao longo de um curso de água”, segundo Chin (2000) apud Tomaz (2002).

O processo de propagação *routing* não dimensiona o reservatório, faz apenas a verificação do funcionamento de suas características adotadas preliminarmente, como cota máxima fixada para o pico de vazão máxima, volume e dispositivos hidráulicos de saída, obtendo-se o hidrograma de saída desejado.

Ainda segundo Tomaz (2002), para o caso de reservatórios de detenção, é indicado “o método de armazenamento, ou seja, o método modificado de *Pulz* elaborado em 1928”, conforme equação da continuidade na forma da Equação (9).

$$\frac{dS}{dt} = I - Q \quad (9)$$

Na Equação (9), S é o armazenamento; t é o tempo; I é a vazão de entrada do reservatório; Q é a vazão de saída do reservatório.

Discretizando dS/dt e reorganizando a Equação (9), tem-se a Equação (10).

$$(I_1 + I_2) + \left(\frac{2 \times S_1}{\Delta t} - Q_1\right) = \left(\frac{2 \times S_2}{\Delta t} + Q_2\right) \quad (10)$$

Na Equação (10), S_1 e S_2 são os armazenamentos nos tempos 1 e 2, respectivamente; t é o tempo; I_1 e I_2 são as vazões de entrada do reservatório nos tempos 1 e 2, respectivamente; Q_1 e Q_2 são as vazões de saída do reservatório nos tempos 1 e 2, respectivamente. Nota-se que o cálculo pelo método de *Pulz* também ocorre na forma de marcha temporal. Enquanto o 1º membro tem valores conhecidos, o 2º membro tem duas incógnitas Q_2 e S_2 , ou seja, tem-se uma equação e duas incógnitas, sendo necessária mais uma equação, “aquela que fornece o armazenamento S_2 em função da descarga”, conforme elucidada Tomaz (2002).

Para a determinação dos valores de S_2 , deve-se primeiramente calcular a área de fundo do reservatório, dividindo-se o volume preliminar determinado pelo método de *Baker*, pelo nível máximo adotado para o reservatório. Com o resultado obtido, basta multiplicá-lo pelas alturas do nível de água para se obter as relações *altura x volume armazenado x vazão*.

Com as relações *altura x volume armazenado x vazão*, a determinação da última incógnita procurada Q_2 , é feita pelo processo de propagação propriamente dito, a qual define o hidrograma efluente do reservatório.

Analisando-se os esquemas dos hidrogramas de entrada e saída do reservatório, o ponto de encontro “A” da Figura 4, “indica duas coisas: o tempo em que o reservatório chega ao volume máximo” e a “diferença entre as áreas fornece o volume do reservatório de retenção procurado” (TOMAZ, 2002).

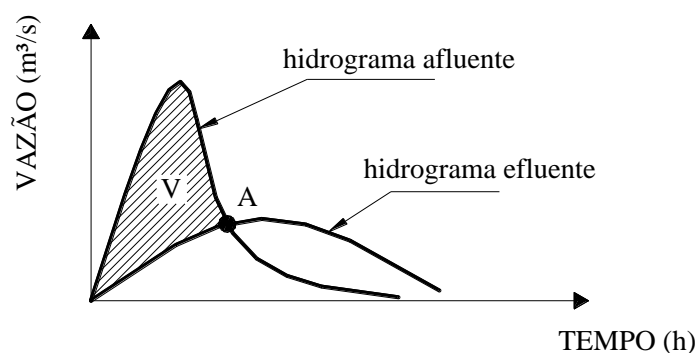


Figura 4 – Hidrogramas afluentes e efluentes do reservatório

É recomendado que se tenha um hidrograma de saída do reservatório, nos moldes do hidrograma natural da bacia (TUCCI, PORTO e BARROS, 1995), ou um hidrograma cuja vazão limite é imposta pelo sistema de micro-drenagem, (TOMAZ, 2002).

O DAEE/CETESB (1980) recomenda ainda que o sistema de drenagem urbana seja dimensionado “tanto para a chuva inicial de projeto, como para a chuva máxima de projeto”, desta forma, o dimensionamento do reservatório de retenção domiciliar foi realizado com a chuva inicial de projeto, com os períodos de retorno de 05 e 10 anos e duração de 10 min. Seu funcionamento foi verificado com as chuvas máximas com os períodos de retorno de 02, 05, 10, 15, 20, 25, 50 e 100 anos, com duração de 30 min.

A configuração proposta para o desenvolvimento deste estudo, com dois ou três orifícios de saída e vertedor de emergência, pode ser verificada na Figura 5.

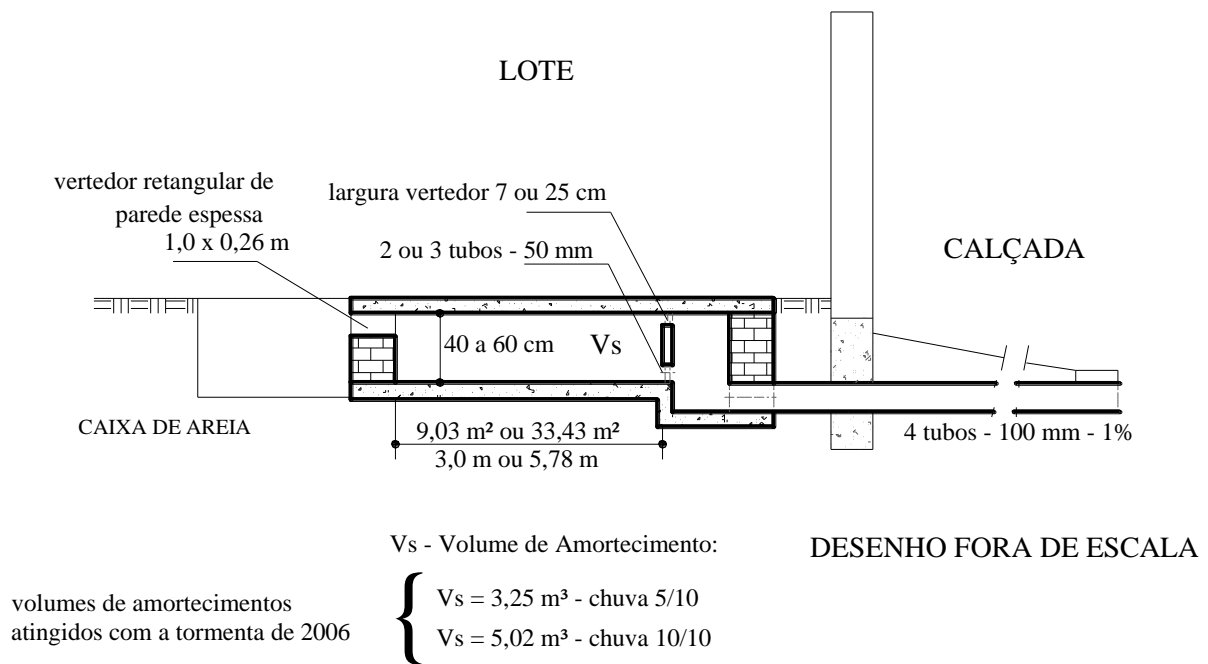


Figura 5 – Esquema dos reservatórios de detenção domiciliares propostos

Atenuado o hidrograma de saída obtido para o lote padrão pelo reservatório, o hidrograma de escoamento de calçadas e ruas, é feito pelas sarjetas que funcionam como canais.

As cargas de velocidade, de pressão e de posição, envolvidas em uma seção de um canal, estão ilustradas na Figura 6, onde H_t corresponde à carga total e H_e à carga específica.

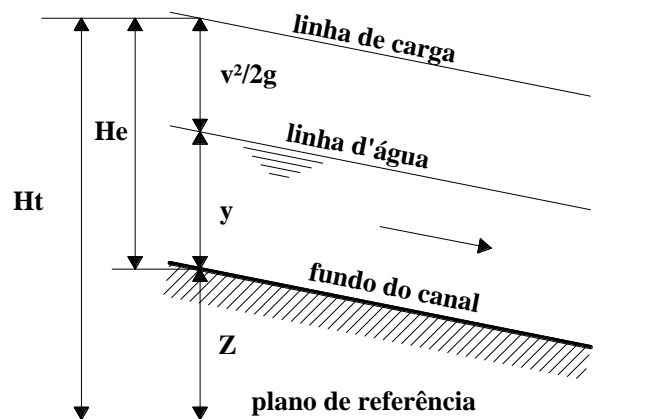


Figura 6 – Corte longitudinal de um canal

Fonte: Azevedo Netto (1998, p. 363), modificado

A Equação (11) relaciona as cargas de velocidade, pressão e posição da Figura 6.

$$H_t = Z + y + \frac{v^2}{2 \times g} \quad (11)$$

Na Equação (11), H_t é a carga total; Z é a altura do fundo do canal; y é a altura de água do canal; $\frac{v^2}{2 \times g}$ é a carga cinética ou energia de velocidade, por unidade de peso de fluido.

A fórmula de Chézy com coeficiente de Manning é a mais utilizada no cálculo da vazão de um canal em movimento permanente e uniforme, Equação (12).

$$\frac{n \cdot Q}{\sqrt{I}} = A \cdot R_H^{2/3} \quad (12)$$

Na Equação (12), n é o coeficiente de rugosidade de Ganguillet e Kutter; Q é a vazão, em m^3/s ; I é a declividade do fundo do canal, em m/m ; A é a área molhada do canal, em m^2 ; R_H é o raio hidráulico, em metros.

Como já citado anteriormente, os canais armazenam temporariamente a água durante a propagação de uma onda de cheia (NAGHETTINI, 2008). Isto pode ser verificado conforme a Figura 7 que traz a propagação de uma onda de cheia decomposta em uma cunha sobre um prisma, indicando um movimento não permanente do canal, entre as seções 1 e 2.

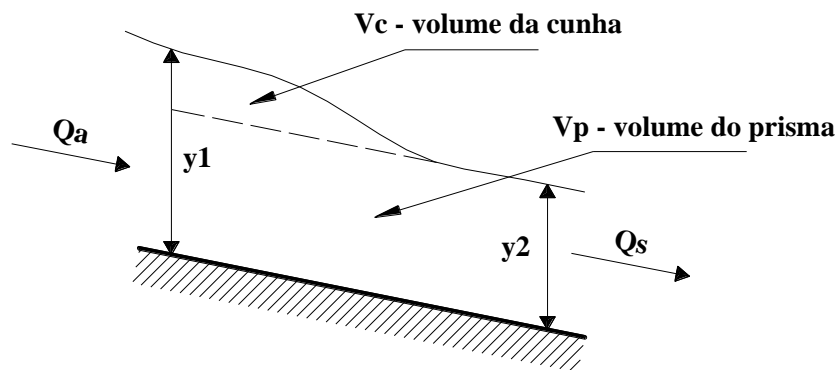


Figura 7 – Esquema de um trecho de canal

Fonte: Villela (1975, p. 178), modificado

A equação hidrológica de armazenamento para uma seção do canal, segundo Canholi (2005), é a Equação (9) que descreve também o processo de propagação (*routing*).

A Equação (13) é a equação de armazenamento, com intervalo de tempo incremental Δt , cujos índices 1 e 2 são o tempo inicial e final, respectivamente, para o tempo t_1 que gera a relação entre S_1 , I_1 e Q_1 , e para o tempo t_2 que gera a relação entre S_2 , I_2 e Q_2 , onde I é a vazão de entrada do reservatório, Q é a vazão de saída do reservatório, S é o volume armazenado..

$$\frac{S_2 - S_1}{\Delta t} = \frac{(I_1 + I_2)}{2} + \frac{(Q_1 + Q_2)}{2} \quad (13)$$

Admitindo que a seção do escoamento é proporcional à vazão, Muskingum assume a seguinte relação linear entre o volume V e as vazões I e Q , conforme Equação (14).

$$S = K.(Q + X.(I - Q)) \quad (14)$$

Na Equação (14), S é o armazenamento; K é o tempo médio de trânsito da onda; X é o fator de ponderação das vazões; I é a vazão de entrada do reservatório; Q é a vazão de saída do reservatório.

O método de Muskingum-Cunge (Cunge, 1969) permite expressar K e X , Equações (15) e (16), em termos de características físicas do canal, Akan e Houghtalen (2003) apud Canholi (2005):

$$K = \frac{L}{m.V_0} \quad (15)$$

Na Equação (15), K é o tempo médio de trânsito da onda; L é o comprimento do canal; m é o expoente da seção A quando se dispõe de uma relação de canais abertos do tipo $Q = e.A^m$; V_0 é a velocidade média no canal, correspondente à vazão de referência.

$$X = 0,5 \times \left(1 - \frac{Q_0 / T_0}{S_0 . m . V_0 . L} \right) \quad (16)$$

Na Equação (16), onde X é o fator de ponderação das vazões, o qual varia entre 0 e 0,5; Q_0 é a vazão de referência; T_0 é a largura máxima do canal, correspondente à vazão de referência; S_0 é a declividade longitudinal do canal; L é o comprimento do canal; m é o expoente da seção A quando se dispõe de uma relação de canais abertos do tipo $Q = e.A^m$; V_0 é a velocidade média no canal, correspondente à vazão de referência.

Substituindo a Equação (14) na Equação (13) e rearranjando os termos, obtém-se a Equação (17).

$$Q_2 = C_0.I_2 + C_1.I_1 + C_2.Q_1 \quad (17)$$

Na Equação (17), os coeficientes C_0 , C_1 e C_2 representam a porcentagem que cada parcela de vazão I_1 , I_2 e Q_1 contribui para a vazão à jusante Q_2 .

Com os parâmetros K e X determinados, calculam-se os coeficientes adimensionais C_0 , C_1 e C_2 pelas equações (18), (19) e (20), respectivamente, onde a somatória destes parâmetros é igual a 1,0.

$$C_0 = \frac{\frac{(\Delta t)}{K} - 2.X}{2.(1 - X) + \left(\frac{\Delta t}{K}\right)} \quad (18)$$

Na Equação (18), C_0 é o coeficiente adimensional; Δt é o intervalo de tempo incremental; K é o tempo médio de trânsito da onda; X é o fator de ponderação das vazões.

$$C_1 = \frac{\frac{(\Delta t)}{K} + 2.X}{2.(1 - X) + \left(\frac{\Delta t}{K}\right)} \quad (19)$$

Na Equação (19), C_1 é o coeficiente adimensional; Δt é o intervalo de tempo incremental; K é o tempo médio de trânsito da onda; X é o fator de ponderação das vazões.

$$C_2 = \frac{2.(1 - X) - \left(\frac{\Delta t}{K}\right)}{2.(1 - X) + \left(\frac{\Delta t}{K}\right)} \quad (20)$$

Na Equação (20), C_2 é o coeficiente adimensional; Δt é o intervalo de tempo incremental; K é o tempo médio de trânsito da onda; X é o fator de ponderação das vazões.

Ponce e Theurer (1982) apud Canholi (2005) “recomendam que Δt seja menor que 1/5 do tempo de pico do hidrograma afluente”, e ainda indicam que convém limitar o comprimento do canal para a obtenção de resultados mais precisos. Esta limitação é feita conforme Equação (21).

$$L \leq 0,5 \cdot \left(m.V_0.\Delta t + \frac{Q_0/T_0}{m.V_0.S_0} \right) \quad (21)$$

Na Equação (21), L é o comprimento do canal; m é o expoente da seção A para uma relação de canais abertos do tipo $Q = e.A^m$; V_0 é a velocidade média no canal, correspondente à vazão de referência; Δt é o intervalo de tempo incremental; Q_0 é a vazão de referência; T_0 é a largura máxima do canal, correspondente à vazão de referência; S_0 é a declividade longitudinal do canal.

Com os modelos de cálculo definidos pelas equações anteriores, a simulação hidrológica foi desenvolvida em *Visual Basic for Applications*, dentro do Excel, utilizando-se da quadra padrão da Figura 8, que ilustra as áreas de contribuição de cada lote padrão, as áreas das calçadas e ruas frontais aos lotes e as áreas A e B de passagem da água pluvial.

A quadra padrão adotada se refere a uma das quadras da futura urbanização prevista para o bairro do Córrego da Lagoinha, na cidade de Uberlândia (MG), cujo tempo de concentração calculado da área em estudo é de 30 min, subáreas 25A e 26A, com declividades de 0,023 e 0,03 m/m, respectivamente, correspondentes ao trecho 1 e 2 da Figura 8, com 25 lotes urbanizados contribuintes. As áreas de calçadas e ruas também são contribuintes, pavimentadas em concreto e asfalto, respectivamente. As contribuições dos lotes, calçadas e ruas foram consideradas no trecho de jusante de cada lote, onde o escoamento ocorre do trecho 1 para o 2, simulado inicialmente sem reservatório e logo após com a utilização desse dispositivo de detenção.

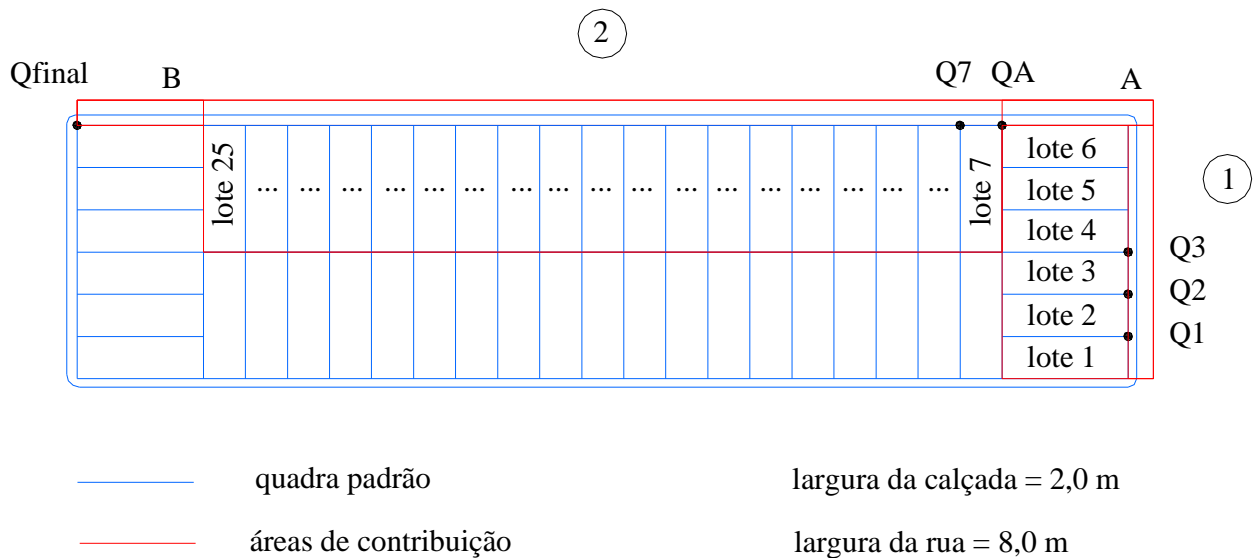


Figura 8 – Esquema da quadra padrão adotada

RESULTADOS E DISCUSSÃO

O volume do primeiro reservatório de detenção foi definido com a adoção do número mínimo de orifícios conforme a NBR 10844/1989, onde a mesma especifica a utilização de duas saídas para drenagem quando houver risco de obstrução e pela otimização do dispositivo a partir do dimensionamento preliminar pelo método de *Baker*.

Desta forma, o primeiro reservatório teve as seguintes dimensões: volume de amortecimento de 5,015 m³; 02 orifícios de saída de 5,0 cm; vertedor com largura de 7,0 cm; área de fundo interna com 33,43 m²; comprimento interno de 5,78 m. Para a chuva de 10 anos, a lâmina de água chegou a 14,99 cm, enquanto que para a chuva de 100 anos chegou a 36,89 cm.

A Figura 9 ilustra os hidrogramas de saída do lote em condições naturais, urbanizado e urbanizado com reservatório, para a chuva de 100 anos.

Hidrogramas para chuva de 100 anos

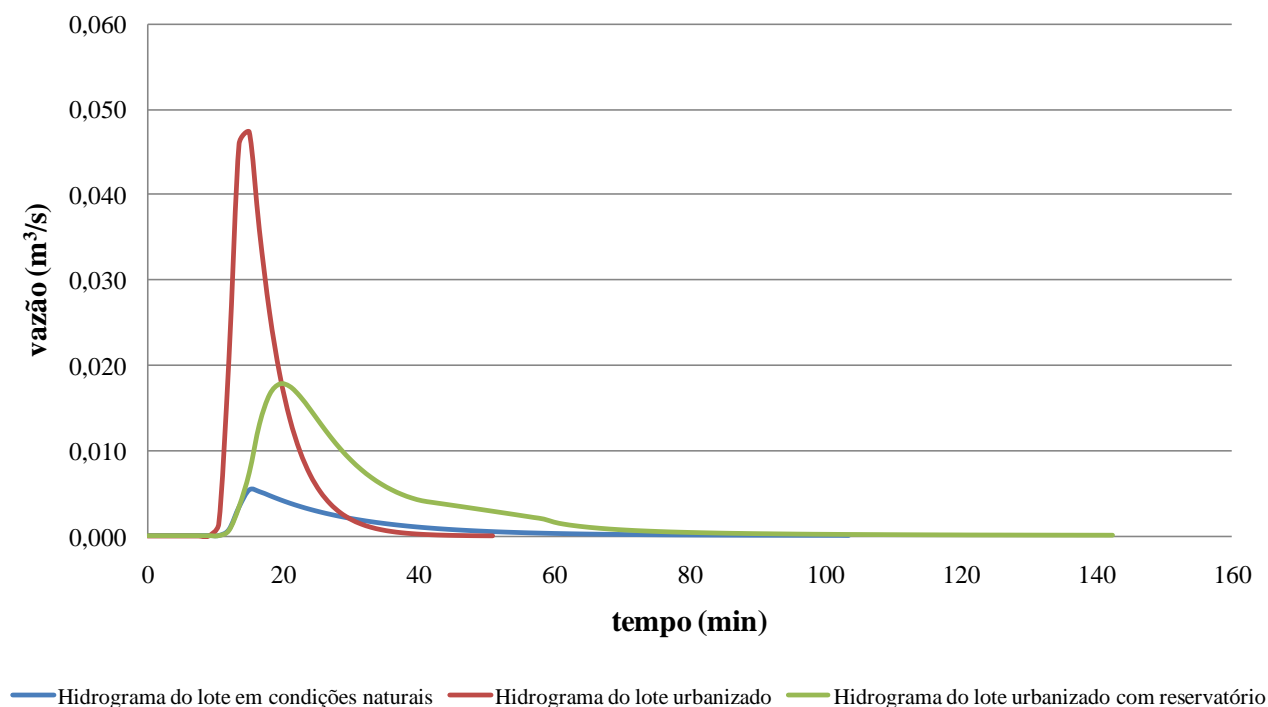


Figura 9 – Hidrogramas efluentes do lote. O reservatório de detenção considerado apresenta volume de 5,015 m³

O segundo reservatório surgiu a partir da idéia de se ter um dispositivo menor que o primeiro, onde o seu desenvolvimento exigiu o aumento do número de orifícios, após a diminuição do volume de amortecimento, para que a chuva de 05 anos continuasse a ser escoada apenas pelos orifícios, com o uso do vertedor para as chuvas máximas. Assim, com sua otimização, obteve-se o segundo reservatório. Vale notar que, devido ao objetivo de se obter um dispositivo menor, também se diminuiu o período de retorno.

O segundo reservatório teve as seguintes dimensões: volume de amortecimento de 3,25 m³; 03 orifícios de saída de 5,0 cm; vertedor com largura de 25 cm; área de fundo interna com 9,03 m²; comprimento interno de 3,00 m. Para a chuva de 05 anos, a lâmina de água chegou a 26,8 cm, enquanto que, para a chuva de 100 anos, chegou a 54,96 cm.

A Figura 10 ilustra os hidrogramas de saída do lote em condições naturais, urbanizado e urbanizado com reservatório para a chuva de 100 anos.

Hidrogramas para chuva de 100 anos

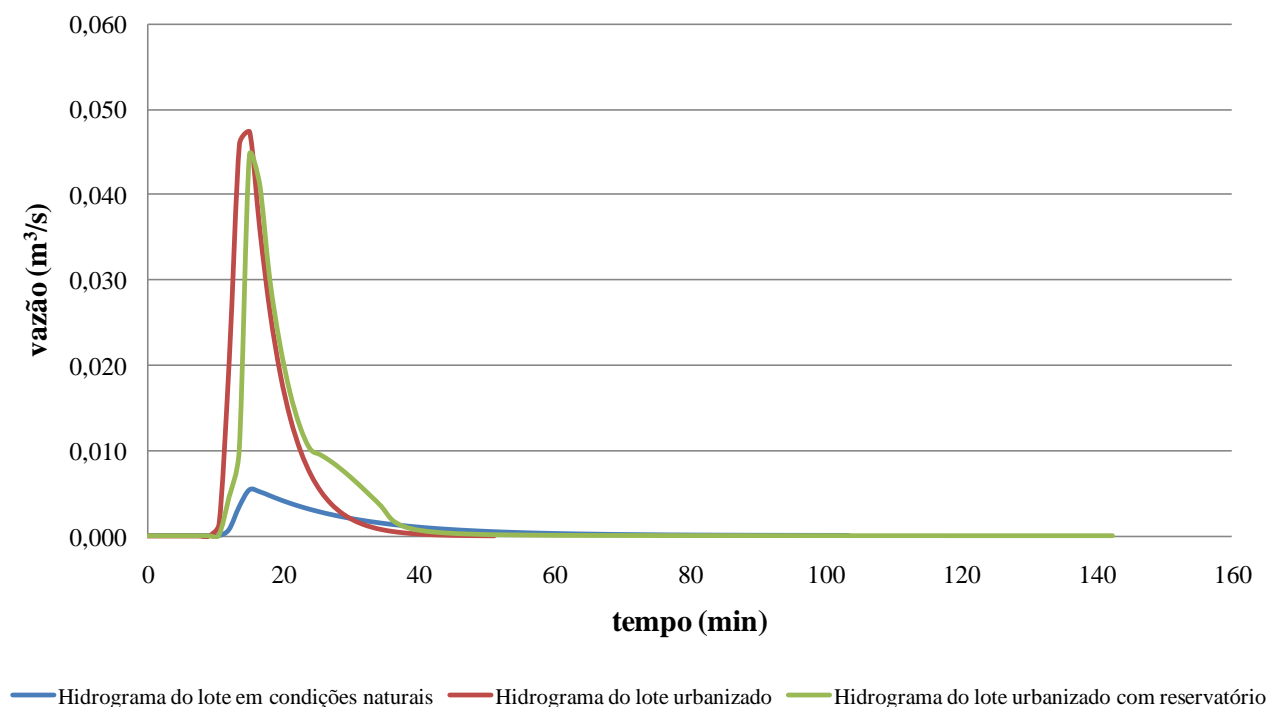


Figura 10 – Hidrogramas efluentes do lote. O reservatório de retenção considerado apresenta volume de 3,25 m³

A Tabela 2 apresenta o resumo das configurações para os dois reservatórios de retenção adotados.

Tabela 2 – Configurações dos reservatórios de retenção

volume de amortecimento	qtde de orifícios	diâmetro dos orifícios	largura do vertedor	área de fundo	comprimento lateral	altura da lâmina de água	
						Tr = 10 anos	Tr = 100 anos
m ³	um	cm	cm	m ²	m	cm	cm
5,015	2	5	7	33,43	5,78	14,99	36,89
3,25	3	5	25	9,03	3	26,8	54,96

Após o dimensionamento, foram verificadas as eficiências dos reservatórios na simulação dos dois trechos referentes à quadra padrão, para as chuvas com períodos de retorno de 2, 5, 10, 15, 20, 25, 50 e 100 anos, com durações de 30 min. A Tabela 3 relaciona as eficiências do reservatório com volume de 5,015 m³. Nota-se que tanto as eficiências do reservatório em amortecer a vazão de um único lote, coluna 02, quanto as eficiências no amortecimento na quadra padrão, coluna 05, são de grande proporção.

As eficiências verificadas estão relacionadas na Tabela 3.

Tabela 3 – Eficiências do reservatório com volume de 5,015 m³

chuvas	eficiência Reservatório	Qpico sem Reservatório (m ³ /s)	Qpico com Reservatório (m ³ /s)	eficiência Simulação
1	2	3	4	5
Tr 2 - 5,015 m ³ - 30 min	74,02%	0,6493	0,2291	64,72%
Tr 5 - 5,015 m ³ - 30 min	70,15%	0,8600	0,3001	65,10%
Tr 10 - 5,015 m ³ - 30 min	67,93%	1,0020	0,3612	63,96%
Tr 15 - 5,015 m ³ - 30 min	66,84%	1,0832	0,3983	63,23%
Tr 20 - 5,015 m ³ - 30 min	66,15%	1,1401	0,4251	62,71%
Tr 25 - 5,015 m ³ - 30 min	65,64%	1,1841	0,4462	62,32%
Tr 50 - 5,015 m ³ - 30 min	63,92%	1,3201	0,5134	61,11%
Tr 100 - 5,015 m ³ - 30 min	62,35%	1,4562	0,5827	59,98%

Os hidrogramas resultantes, referentes à simulação da quadra padrão para o reservatório de retenção com volume de amortecimento de 5,015 m³, com período de retorno de 100 anos, sem e com a utilização do reservatório, estão representados na Figura 11. Note-se que o uso deste reservatório proporcionou um amortecimento de 59,98% da chuva excedente.

Simulação para o Reservatório 5,015 m³

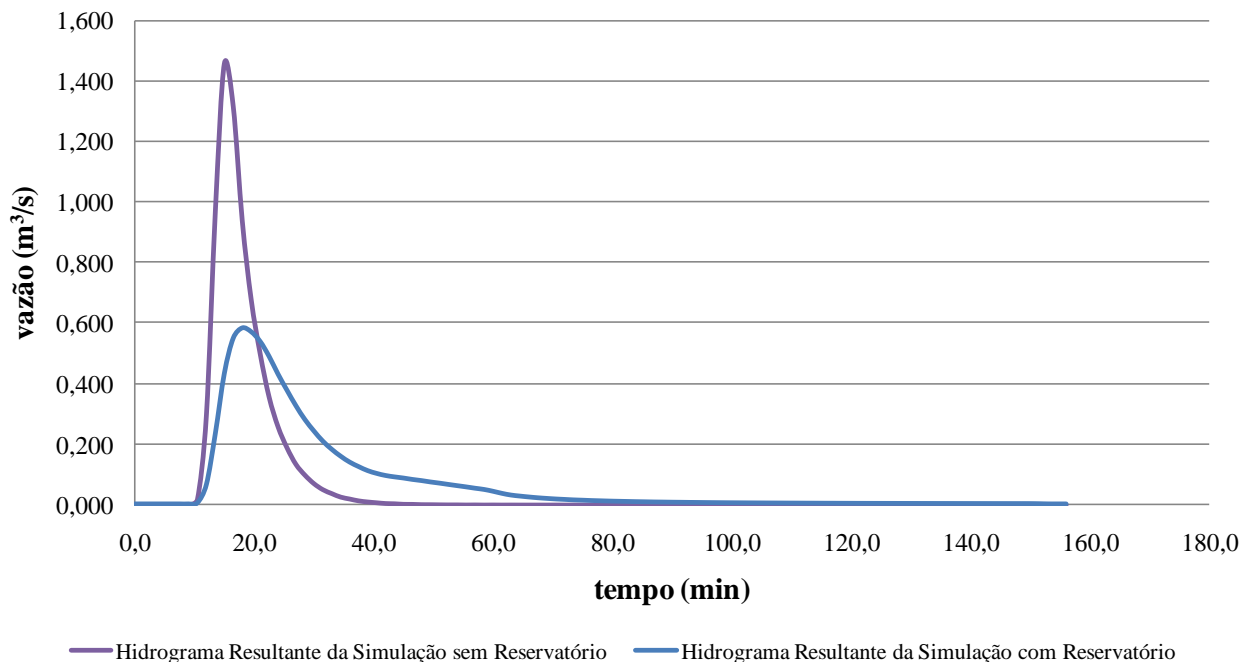


Figura 11 – Hidrogramas resultantes no trecho final da quadra padrão para 5,015 m³

O mesmo procedimento foi realizado para o reservatório de retenção menor. As eficiências relativas ao reservatório de 3,25 m³ estão relacionadas na Tabela 4.

Tabela 4 – Eficiências do reservatório com volume de 3,25 m³

chuvas	eficiência Reservatório	Qpico sem Reservatório (m ³ /s)	Qpico com Reservatório (m ³ /s)	eficiência Simulação
1	2	3	4	5
Tr 2 - 3,25 m ³ - 30 min	37,24%	0,6493	0,4066	37,38%
Tr 5 - 3,25 m ³ - 30 min	17,25%	0,8600	0,6534	24,02%
Tr 10 - 3,25 m ³ - 30 min	12,48%	1,0020	0,7843	21,74%
Tr 15 - 3,25 m ³ - 30 min	11,48%	1,0832	0,8558	20,99%
Tr 20 - 3,25 m ³ - 30 min	11,20%	1,1401	0,9291	18,51%
Tr 25 - 3,25 m ³ - 30 min	11,16%	1,1841	0,9864	16,70%
Tr 50 - 3,25 m ³ - 30 min	11,69%	1,3201	1,1653	11,73%
Tr 100 - 3,25 m ³ - 30 min	6,22%	1,4562	1,3466	7,52%

Os hidrogramas resultantes referentes à simulação do trecho para o reservatório de detenção com volume de amortecimento de 3,25 m³, com período de retorno de 100 anos, sem e com a utilização do reservatório, são ilustrados pela Figura 12. Neste caso, percebe-se que ocorreu um amortecimento de 7,52% da chuva excedente.

Simulação para o Reservatório 3,25 m³

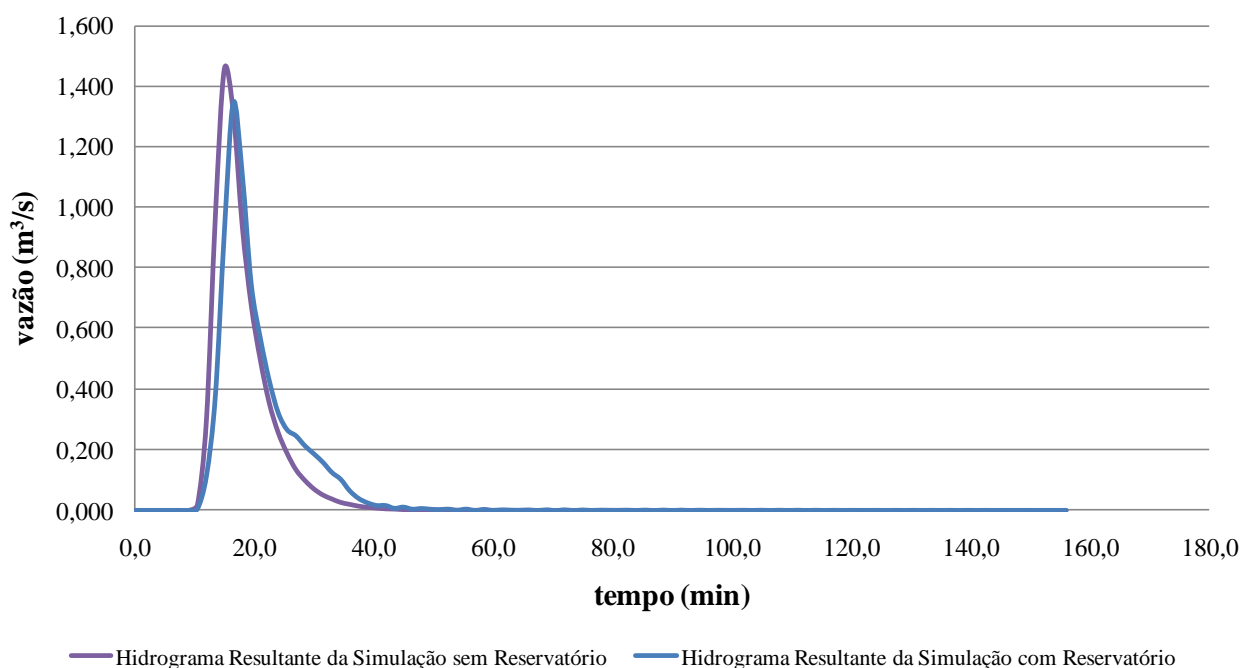


Figura 12 – Hidrogramas resultantes no trecho final da quadra padrão para 3,25 m³

Vale notar que, para nenhuma das chuvas testadas, a capacidade admissível da sarjeta, 740,7 L/s para o primeiro trecho e 792,1 L/s para o segundo, não são excedidas quando se usa o dispositivo de amortecimento com volume de 5,015 m³. Além disto, conforme a Tabela 3, pode-se

verificar que, com o uso do reservatório, a vazão na sarjeta para a chuva de 100 anos, de 0,5827 m³/s, é menor que a vazão na sarjeta para a chuva de 2 anos, de 0,6491 m³/s, sem o uso do dispositivo. Ou seja, com a utilização do reservatório, os hidrogramas para chuvas de até 100 anos são submetidos a uma considerável atenuação.

Já para o reservatório com volume de 3,25 m³, as capacidades admissíveis da sarjeta são excedidas para a chuva de 15 anos, porém, pode-se notar que os hidrogramas mostram uma atenuação da vazão de pico e um atraso no seu tempo de ocorrência, com o uso do reservatório para todas as chuvas testadas.

CONCLUSÕES

Conforme foi evidenciado pelas simulações, o bom desempenho do primeiro reservatório de detenção, com volume de 5,015 m³, permite concluir que as atenuações das vazões de pico são perfeitamente possíveis com o uso deste dispositivo para muitas chuvas estudadas. Porém, seu grande volume acentua o seu custo de construção, cuja estimativa está na ordem de R\$ 6.700,00, com base nos custos de composições do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), fator que inviabiliza sua aplicação em grande escala.

Já para o segundo reservatório, com volume de 3,25 m³, as simulações permitem concluir que as atenuações das vazões de pico são perfeitamente possíveis com o uso deste dispositivo para muitas chuvas estudadas, basicamente aquelas em torno de até 15 anos. Utilizando a mesma base de cálculo do reservatório anterior, seu custo de implantação está na ordem de R\$ 3.000,00.

Multiplicando-se pelos 4.538 lotes estimados para o loteamento total, no município de Uberlândia, os custos da implantação destes dois dispositivos ficam nas ordens de R\$ 30.404.600,00 e R\$ 13.614.000,00, respectivamente, o que pode ser viável, para o caso do segundo reservatório, se comparado ao custo de construção e manutenção de um grande reservatório de detenção (piscinão).

Os custos de construção para os piscinões variam muito: segundo o Diário de Suzano, em matéria publicada em 14/05/2011, a construção “de um piscinão no Jardim Estela, em Poá”, “está orçada em mais de R\$ 40 milhões”, cujo “projeto prevê a capacidade de armazenamento de 250 mil metros cúbicos de água”. Segundo a Veja Abril, em matéria publicada em 13/01/2011, o “governador de São Paulo, Geraldo Alckmin (PSDB), pediu ao governo federal 133 milhões de reais para a construção de um piscinão do Largo da Penha”. Ainda segundo este blog, o “governador pediu ao ministro” 140 milhões de reais para a construção de quatro piscinões: os “piscinões previstos serão em Mauá, que custará 20 milhões; São Bernardo, com o custo de 10 milhões;

Sumaré, também de 20 milhões, e um último na capital paulista, na região de Jaboticabal, que terá custo total de 90 milhões de reais”.

Além dos altos custos de construção, a manutenção é outro problema: em matéria publicada no dia 03/05/2007 quanto à limpeza de 18 piscinões no ABC, o Repórter Diário On Line cita que “a limpeza se tornou muito onerosa na medida em que o número de reservatórios aumentou, e os municípios querem repassar a responsabilidade para o Estado”. Ainda segundo o diário, “são gastos, para uma limpeza considerada precária, entre R\$ 2 e R\$ 2,5 milhões por ano. Estima-se que para a manutenção correta sejam necessários R\$ 13 milhões anuais”.

Considera-se ainda que o reservatório de detenção domiciliar retira a água excedente de ruas e sarjetas, em conjunto com a microdrenagem, enquanto que o grande reservatório não, pois encontra-se a jusante da área drenada, e ainda, sua manutenção pode chegar a níveis irrisórios se comparada à manutenção de um piscinão.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG).

BIBLIOGRAFIA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10844: Instalações prediais de águas pluviais. Rio de Janeiro, 1989.

CAITANO, A. São Paulo quer 133 milhões do governo federal para piscinão. *Veja*, São Paulo, 13 jan. 2011. Disponível em: <http://veja.abril.com.br/blog/veja-acompanha/tag/piscinao/>. Acesso em: 10 jun. 2011.

CANHOLI, A. P. Drenagem urbana e controle de enchentes. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL. Departamento de Águas e Energia Elétrica. Drenagem urbana: manual de projeto. 2. ed. Corrigida. São Paulo, 1980.

Jornal Repórter Diário, São Paulo, 03 mai. 2007. Disponível em:

<<http://www.reporterdiario.com.br/Noticia/40915/estado-pagara-parte-dos-custos-com-limpeza-de-piscinoes-do-abc/>>. Acesso em: 10 jun. 2011.

Diário de Suzano, Suzano, 14 mai. 2011. Disponível em:

<<http://www.diariodesuzano.com.br/main4/conteudo.php?cod=257973&data=2011-05-14>>.

Acesso em: 10 jun. 2011.

RIGHETTO, A. M. Hidrologia e recursos hídricos. São Carlos: Ed. EESC/USP, 1998.

SISTEMA NACIONAL DE PESQUISA DE CUSTOS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO CIVIL.

Caderno de custos de composições – sintético. Disponível em:

<http://downloads.caixa.gov.br/_arquivos/sinapi/relat_serv_abr_11/Servicos_MG_ABR11.pdf>.

Acesso em: 06/06/2011.

TOMAZ, P. Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais. 1. ed. São Paulo: Editora Navegar, 2002.

TUCCI, C. E. M.; PORTO, R. L. L.; BARROS, M. T. Drenagem urbana. 1. ed. Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade/UFRGS, 1995.

VILLELA, S. M.; MATTOS, A. Hidrologia aplicada. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1975.