

239540

TÓPICOS DE HIDROLOGIA E HIDRÁULICA EM OBRAS HIDRÁULICAS DE COMBATE À EROSÃO

Prof. Orlando M. Strobel (★)

RESUMO

Com o objetivo de subsidiar o projeto de obras contra a erosão tipo voçoroca, é feita uma análise superficial dos elementos intervenientes, como a precipitação, obtenção de vazão de projeto, hidráulica de canais, vertedores e bacias dissipadoras. São feitos comentários gerais de aspectos no combate à erosão.

ABSTRACT

In order to subsidize structures design against type voçoroca erosion, a superficial analysis of the main intervenient elements as precipitation, design flow estimation, open channel flow, spillways and stilling basins is made. General comments about the main aspects related to erosion prevention are also presented.

A. HIDROLOGIA: Determinação da vazão de projeto

A.1 - Aspectos Gerais da Precipitação

As voçorocas ocorrem no exutório de pequenas bacias rurais ou urbanas, onde compreensivelmente não existem postos pluviométricos. Assim, a obtenção da vazão de projeto para a estrutura hidráulica de controle é obtida através de correlações com a precipitação.

As variações regionais das três principais características da precipitação (altura, duração e frequência) são regidas por aspectos tão diferenciados como latitude, altitude, tipo de cobertura, orografia, época do ano, etc. Entretanto, pode-se obter valores médios ao longo do tempo, desde que o registro histórico tenha um número razoável de anos que permita a análise estatística.

A plotagem das alturas de chuva para uma dada duração (intensidade) dos vários postos em um mapa geográfico permite a obtenção de linhas, ao longo das quais a intensidade seria constante (isoietas). A exatidão do traçado é muito dependente da densidade de estações pluviométricas.

Para pequenos intervalos de tempo (minutos, horas), a intensidade da precipitação só é obtível em se analisando os pluviogramas. Para se obter uma relação intensidade, duração, frequência para um determinado posto, relacionam-se, para cada intervalo de tempo, os valores ao longo do tempo e seleciona-se o máximo valor anual, obtendo-se, desta maneira, n valores em n anos de registro histórico (série anual). A seguir determina-se a frequência de ocorrência ($F = 1/T_R$) através de critérios como o de Califórnia (i/n), de Weibull ($i/(n+1)$) ou de natureza mais elaborada como uma lei de probabilidade de eventos extremos (Gumbel, por exemplo).

Assim, plotando-se estes valores num gráfico bi-log (ordenada: intensidade; abscissa: duração) obtêm-se várias curvas; cada uma delas para um período de retorno em particular. Estas curvas podem ser traduzidas por uma equação empírica do tipo (Equação de Chuvas Intensas):

$$i = \frac{KT^m}{(t + b)^n}$$

onde: T é o período de retorno; k , b , n e m são constantes para uma dada localidade; e t é o tempo de duração da precipitação. Para Campo Grande, por exemplo, RONDON [14] desenvolveu a expressão:

$$i = \frac{43019 \cdot T^{0,55}}{(t + \sigma)^{1,405} \cdot T^{0,0053}}$$

onde: i é em mm/h; T em anos; e t em minutos. Já existem várias cidades brasileiras com sua equação de chuvas intensas desenvolvida.

A.2. - Obtenção da Vazão de Projeto

Genericamente, os métodos de determinação da vazão de projeto em pequenas áreas, com ausência de dados pluviométricos, são:

a) Métodos baseados em correlação estatística:

São fórmulas do tipo $Q = c \cdot A^n$ (Fuller, Horton, Forsaith, Myers, Fanning, etc.), onde c e n são expoentes característicos da região. Este tipo de fórmula não deve ser usada em obras de engenharia, dado que os coeficientes variam amplamente de uma região para outra, podendo ocasionar erros de 1000% [4].

b) Métodos baseados na fórmula racional:

A fórmula $Q = C \cdot i \cdot A$, desenvolvida em 1851 por Mulvaney, apesar de empírica, fornece bons resultados, desde que seus componentes sejam bem avaliados e a área não seja muito grande ($A = 5 \text{ km}^2$). Na fórmula, Q é a vazão, A é a área da bacia, C é o coeficiente de deflúvio e i é a intensidade média de precipitação, com um período de retorno e duração de chuva para a qual se quer a vazão de projeto.

Observa-se assim, que levantada a área da bacia, estabelecido o coeficiente de deflúvio, o problema está na determinação de intensidade. Genericamente, poderiam ocorrer as seguintes situações:

b.1) A cidade onde se situa o projeto, possui equação de chuva intensa.

Bastaria computar, na equação de chuvas intensas, o período de retorno para o qual está se desenvolvendo o projeto e usar, como tempo de duração da chuva, o tempo de concentração da bacia.

O tempo de concentração pode ser determinado pela fórmula:

$$t_c = 57 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

onde L é o comprimento do talvegue principal (km) e H é o desnível entre a cota do ponto mais alto (no divisor) e a cota do exutório (m). Esta fórmula proporciona bons resultados em bacias rurais, uma vez que nas urbanas, devido às galerias (sarjetas, bocas de lobo, tubos de queda, etc.), dever-se-ia fazer uma compensação. Neste sentido, poucos estudos foram realizados (veja-se Chow [2], 20-12 e H. Urbana [4] — DAEE).

b.2) Não há equação de chuvas intensas desenvolvida para a cidade onde se situa o projeto.

Neste caso, pode-se empregar as seguintes metodologias:

b.2.1) Existem isolinhas provenientes de uma rede densa.

Em função das isolinhas para a região, constroem-se mapas, tais que cada um seja relativo a uma chuva de certa duração e período de retorno. Caso o tempo de concentração e/ou período de retorno não coincidam com aqueles das isolinhas, levantam-se curvas auxiliares e fazem-se as interpolações.

b.2.2) Não existem isolinhas provenientes de rede densa.

Neste caso, pode-se empregar a metodologia anterior e compará-la com inferências prove-

nientes de estudos de regionalização (bacias homogêneas) ou relações generalizadas desenvolvidas por Bell [1], onde se explora a similaridade entre os mecanismos de formação de chuvas convectivas, o que proporcionaria resultados mais corretos.

Silveira et alii [15], num estudo brasileiro, sugerem a fórmula:

$$i_T = [(0,58 + 0,1824 \cdot \ln(T)) \cdot (0,4966 \cdot t^{0,27} - 0,50)] \cdot i_{10}^{60}$$

$$2 \leq T \leq 100 \text{ (anos)} (T_R)$$

$$5 \leq t \leq 120 \text{ (min)} (t_c)$$

onde, tendo por base a intensidade horária com $T_R = 10$ anos (estimado por via indireta, o que é uma deficiência do método), obtém-se uma intensidade qualquer entre os limites fixados. Não se deve empregar apenas esta ou outra metodologia; deve-se fazer uma comparação entre os resultados de metodologias diversas, optar por uma e estar consciente do risco que se está assumindo.

Além das metodologias citadas anteriormente, existem várias outras, aplicáveis com níveis de confiabilidade diversos. Dentre elas, citamos a baseada em relações entre chuvas de diferentes durações, cuja grande aplicabilidade está no fato de que um grande número de localidades possui registros diários. Esta metodologia [18], chamada de desagregação diária estabelece vínculos entre uma chuva de certa duração para com a chuva de 24 horas, para uma mesma frequência. Por exemplo: quer-se obter a intensidade de chuva com T_R de 10 anos e duração de 1 hora numa localidade que possui apenas dados pluviométricos diários. Destes dados obtém-se a altura H , cujo período de retorno é 10 anos, vai-se à Tabela 1, a seguir, e obtém-se a relação 0,42. Assim, a intensidade da chuva com $T_R = 10$ anos e 1 hora de duração é 0,42 H. A crítica a este método, à parte de erros de correlação, está no fato de que o total diário do pluviômetro não é necessariamente relativo a uma chuva de duração de 24 horas, motivo pelo qual, sendo este o caso, deve-se multiplicar a intensidade encontrada pelo fator constante 1,14, ou seja, $i = 1,14 \times 0,42 \text{ H}$.

		VALORES			
Relação entre alturas pluviométricas		Obtidos do estudo do DNOS (Médios)	Adotados pelo U.S. Weather Bureau	Adotados em Denver	De outros Estudos
(01)	5 min/30 min	0,34	0,37	0,42	
(02)	10 min/30 min	0,54	0,57	0,63	
(03)	15 min/30 min	0,70	0,72	0,75	
(04)	20 min/30 min	0,81		0,84	
(05)	25 min/30 min	0,91		0,92	
(06)	30 min/1 h	0,74	0,79		
(07)	1 h/24 h	0,42			0,435(a)
(08)	6 h/24 h	0,72			
(09)	8 h/24 h	0,78			
(10)	10 h/24 h	0,82			
(11)	12 h/24 h	0,85			

OBS.: (a) Valor obtido nos Estados Unidos para $T = 2$ aos.

TAB. 1 - Relação entre alturas pluviométricas.
Valores médios obtidos do estudo do DNOS.

Outra metodologia é a de Woloszyn [21], empregada na Polônia, onde é feita a transferência da intensidade de chuva de uma localidade para outra através de vetores que levam em conta a temperatura e a precipitação média mensal de ambas as localidades.

B - HIDRÁULICA: Dimensionamento de Estruturas Hidráulicas no Controle da Erosão

Uma vez decididos os valores da vazão de projeto nos vários pontos da bacia onde se implantarão obras hidráulicas, comentar-se-ão alguns tópicos sobre o dimensionamento destas obras.

B.1 - Canais Artificiais

B.1.1 - CANAIS REVESTIDOS

Para seu dimensionamento, pode-se usar a fórmula de Chézy ou a de Manning.

$$\text{Chézy: } V = C \sqrt{RI}$$

onde: v = velocidade (movimento uniforme), R é o raio hidráulico e I é a declividade da linha de energia (ou do talvegue, pois o movimento seria uniforme), e c é um fator de resistência, o qual, pode ser obtido pela expressão de Ganguillet-Kutter, Bazin ou Powell [3].

$$\text{Manning: } V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$$

$$\text{ou } Q = \frac{1}{n} \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} I^{1/2}$$

onde Q é a vazão (de projeto), A é a área de escoamento, P é o perímetro molhado e n é o coeficiente de rugosidade (resistência). A relação entre as fórmulas de Chézy e Manning é:

$$C = \frac{R^{1/6}}{n}$$

Não existe um método preciso para a determi-

nação de n , dado que não é constante para um mesmo canal, sob condições de fluxo diferentes (ver ref. 3). O valor de n é função da superfície, da vegetação marginal, de irregularidade no canal, tais como, modificação da seção transversal, declividade e alinhamento, da vazão sólida transportada, obstruções, magnitude da vazão, etc. A bibliografia 3 cita uma fórmula para a determinação de n :

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5$$

onde os termos integrantes são obtidos em tabelas específicas.

Definidos os termos e escolhendo-se um formato de seção transversal (normalmente o trapezoidal ou retangular), faz-se o dimensionamento levando em conta a seção de máxima eficiência (formulada e tabelada em livros clássicos) [3, 7].

Como a onda de cheia não é compatível com o movimento uniforme, convém também analisar o comportamento do canal através do método declividade — área (slope-area method — Ver referência Chow).

B.1.2 - CANAIS ARTIFICIAIS NÃO REVESTIDOS

A condição necessária é a de transportar a onda de cheia sem ocasionar erosão. Os principais fatores a serem levados em conta são a máxima velocidade permissível (muito usado nos EUA) e a tensão tangencial admissível (usado na Europa). As metodologias em uso não são muito precisas, sendo que a da máxima velocidade permissível se apóia amplamente sobre ábacos e tabelas experimentais.

A tensão tangencial (τ) no fundo do talvegue pode ser expressa por:

$$\tau = \gamma \cdot R \cdot S$$

onde γ é o peso específico da água, R o raio hidráulico e S a declividade do talvegue. Isolando-se o raio hidráulico, a seção fica definida em se admitindo uma tensão máxima admissível sobre o grão do leito. Esta tensão admissível é função das características do solo constituinte do leito (diâmetro, ângulo de repouso, tipo, etc).

À parte destes métodos, existem aqueles de natureza mais empírica, desenvolvidos por Lane, Lacey, Blench e Simons & Albertson. Uma ampla discussão sobre estas metodologias pode ser encontrada em Henderson [7], Leliavsky [10] e Graf [6].

B.2 - Vertedores

As eventuais obras hidráulicas de barramento possuem extravasor, cuja finalidade é o de permitir a passagem das cheias sem afetar a estrutura do barramento.

Nos vertedores de superfície, com formato retangular, a área de extravasão deve ser tal que satisfaça a relação

$$Q_{\text{projeto}} = C \cdot L \cdot H^{3/2}$$

onde C é um coeficiente de descarga (tabelado em função do tipo do vertedor), L é a largura do vertedor e H é a altura da lâmina d'água vertente, medida a montante do vertedor.

Na determinação de L e H , o que se faz normalmente é fixar um dos dois parâmetros e daí estabelecer o outro. Nesta fixação fica-se limitado à largura da barragem ou voçoroca (L) ou ao desnível entre a crista do vertedor e a borda da voçoroca. O valor de H deve ser tomado, preferivelmente, na altura de movimento uniforme do trecho a montante do vertedor.

Em se tratando de extravasor interno, tipo tulpia (cachimbo), as condições de escoamento tornam-se mais complexas de se preverem devido ao grande número de variáveis atuantes. Uma resposta mais conclusiva sobre o comportamento hidráulico somente é possível através da análise experimental.

B.3 - Bacias Dissipadoras de Energia

Um dos meios mais efetivos para a dissipação da energia hídrica é o ressalto hidráulico, fenômeno que consiste na diminuição do estado energético do fluxo através do atrito interno entre as moléculas (turbilhonamento). O ressalto se forma por si só, bastando que se crie condições para a sua existência (regime supercrítico a montante e subcrítico a jusante). Estas condições quase sempre são possíveis à jusante das estruturas vertedoras. Entretanto, como o turbilhonamento é muito intenso, necessita-se proteger o leito com um revestimento adequado caso contrário ocorrerá uma rápida erosão colocando em risco a própria estrutura barradoura.

Esta região onde se processa o ressalto é chamada de bacia de dissipação e o seu dimensionamento é tão importante quanto o de outras estruturas hidráulicas, sendo que o comprimento (L) desta bacia deve ser compatível com a vazão de projeto. Frequentemente, a colocação de uma soleira terminal reduz substancialmente este comprimento.

Existem muitas fórmulas empíricas para o dimensionamento deste comprimento, e nenhuma que forneça uma boa precisão, de tal forma que, em obras de porte, o dimensionamento final provém da análise em modelos reduzidos. Entre estas várias fórmulas (Smetana, Safranek, Douma, Leliavsky, etc.) citamos a do USBR (United States Bureau of Reclamation) que é

$$L = 6,9 y_R$$

sendo y_R a diferença entre as alturas conjugadas de jusante e montante do ressalto. Numa recente pesquisa do ISAM [5] discute-se alguns aspectos da bacia de dissipação.

C - COMENTÁRIOS GERAIS

As causas mais comuns de insucesso em es-

truturas barradoras apontadas pela bibliografia e observadas em campo são:

1) Colapso da fundação e ombreiras por sifonagem (erosão tubular — «piping»).

Tal fenômeno pode ocorrer em qualquer tipo de estrutura mas é mais freqüente na rígida devido ao estabelecimento de caminho preferencial na interface solo-estrutura. Assim, deve-se iniciar a obra com a construção de uma parede-diafragma (concreto, estaca-prancha, cutoff, etc.) do talvegue à ombreira, o que irá aumentar o caminho de percolação da água e diminuir a probabilidade de ocorrência de tal fenômeno.

2) Dimensionamento insuficiente do vertedor, para uma dada vazão de projeto.

Sendo a área de extravazão insuficiente, obrigando parte da vazão afluyente passar por sobre a barragem, causará danos nas ombreiras (erosão vertical, de cima para baixo) e no pé da barragem, comprometendo a sua estabilidade.

3) Dimensionamento insuficiente da estrutura de dissipação.

Tal ocorrência implicaria no alto poder erosivo da água a jusante da estrutura barradora, quer seja pela alta velocidade ou pelo turbilhonamento, o que acarretaria também em erosão do pé da estrutura.

4) Avaliação incorreta da vazão de projeto.

Vários fatores contribuem neste sentido, fatores estes de difícil avaliação dada a inexistência de dados e estudos mais apropriados, além do aspecto estocástico do problema.

Um deles é relativo ao coeficiente de escoamento superficial, sobre o qual observa-se que não é constante ao longo do tempo, nem quando o tempo é em anos, devido a evolução de áreas impermeabilizadas, nem quando o tempo é medido em horas, dado que este coeficiente é altamente dependente da capacidade de infiltração, a qual, por sua vez, dependente do grau de umidade do solo. Assim, o «C» a ser avaliado deve ser o projetado para o n-ésimo ano da vida útil da obra e considerando-se a precipitação de projeto caindo sobre o solo já saturado de água por uma precipitação antecedente. Já que dados que permitam tal avaliação são difíceis de serem obtidos (a não ser experimentalmente), o coeficiente escolhido já traz embutido dentro de si uma dose de incerteza e, conseqüentemente, esta incerteza se propaga de forma diretamente proporcional a vazão de projeto.

Outro fator é a intensidade de precipitação relativa a um dado período de retorno, onde dois aspectos são amplamente questionáveis:

A) Vínculo entre uma dada intensidade para dado período de retorno e uma duração de chuva, vínculo este artificial dada a evolução dos dados ao longo do registro histórico. Veja-se o caso da obtenção de expressões de período de retorno

com base numa série histórica (SH) pequena, pode dar origem a grandes erros de análise. Por exemplo, suponha-se que uma certa localidade possui uma S.H. de 10 anos, o que implica que existirá uma intensidade X com T_R de 10 anos, e extrai-se da série os elementos de cálculo. Entretanto, se no ano seguinte ocorrer uma intensidade Y , sendo $Y > X$, teremos que $T_{RY} = 11$ anos e $T_{RX} = 5,5$ anos! Isto sempre poderá ocorrer quando a S.H. não for estatisticamente representativa, o que, para as séries pequenas, é comum.

B) A utilização relativamente generalizada de equações pontuais de chuvas intensas derivadas para outras localidades. O risco que se corre ao adotar uma equação de chuvas intensas de uma localidade sita a mais de 40km da área do projeto é grande. Veja-se, por exemplo, os resultados que se obteriam para um mesmo T_R e t , em se aplicando as equações de Corumbá, Campo Grande e Jacarezinho. (Diferenças de 40%).

Além disso, em decorrência da variabilidade do coeficiente C , duas precipitações com intensidades de mesmo período de retorno X podem originar vazões cujos períodos de retorno são diferentes, Y e Z .

Observa-se assim a grande incerteza que envolve o valor da vazão de projeto, causando suspeitas qualquer valor adotado que não traga a amplitude de sua margem de confiança para mais ou para menos, a luz de dados obtidos «in situ» e análise através de conceitos probabilísticos. Em termos práticos, a obtenção de um valor de projeto mais confiável é dificultada pelos custos envolvidos.

A experiência estrangeira caracterizada pela bibliografia analisada faz referência a soluções tão diversas quanto a da China, onde milhares de trabalhadores transformaram, a pá e picareta o perfil longitudinal e transversal de voçorocas, e a dos Estados Unidos da América do Norte, onde empregam-se soluções milionárias. Todavia, desta análise e das observações em campo, pode-se concluir:

a) Não existe um tipo de obra adequada para toda e qualquer situação;

b) Soluções relativamente econômicas e simples só existem e são aplicáveis no início do desenvolvimento da voçoroca;

c) Em estruturas de barramento, uma que parece dar bons resultados, quando bem dimensionada, é a barragem de terra com vertedor tubular. Em locais onde haja abundância de pedras, as obras com gabiões podem ser relativamente econômicas;

d) A maior parte dos pesquisadores enfatiza a solução vegetativa como necessária, em complementação a qualquer obra ou medida de engenharia, independentemente do tamanho das voçorocas e nos braços pequenos das voçorocas grandes,

e) O chamado perfil longitudinal de equilíbrio é altamente dependente do tipo de solo. A literatura relata perfis estáveis, em até 2%. Entretanto, mesmo um perfil plano pode ser erodido, dependendo da carga hidráulica e resistência do solo à tensão de cisalhamento;

f) A erosão subterrânea é apontada como um importante agente causal da voçoroca, muito embora certas voçorocas não apresentem grande percolação subterrânea quando em épocas sem chuvas. A solução técnica para o alívio da subpressão dos taludes não é fácil mas pode ser tentada com a cravação de tubos-drenos, que seria satisfatória se a voçoroca estivesse sem grande carga hidráulica (durante as chuvas), o que não é muitas vezes o caso;

g) A tecnologia do solo-cimento não foi ainda efetivamente usada o suficiente em obras hidráulicas para que se chegue a conclusões definitivas. Caso tenha boa efetividade neste tipo de obra, seu uso poderia revolucionar as técnicas usuais;

h) Não há diferenças sensíveis entre erosão (voçoroca) rural e urbana, exceto na sua localização espacial e na rapidez da chegada da vazão de pico. A literatura recomenda um levantamento morfométrico de todas as voçorocas e o acompanhamento de sua evolução, o que pode ser feito através do piqueteamento de algumas seções transversais de controle;

i) O comportamento hidráulico de certas estruturas (extravazador tubular, bacia de dissipação, etc.) só pode ser bem definido quando é feita análise em modelo reduzido;

j) As inúmeras relações e fórmulas de erodibilidade desenvolvidas para a hidráulica fluvial não possuem aplicação segura quando da análise do talvegue da voçoroca;

k) As entidades responsáveis pela implantação de obras de controle devem ter em mente que não existem obras, mesmo que caras, que sejam completamente seguras, mesmo que a vazão de projeto seja obtida com grande acuidade, há um risco relativamente grande de colapso da estrutura, colapso este devido a probabilidade de afluir uma vazão maior (risco hidrológico). Chamando de $P = 15T_R$ a probabilidade de ocorrência de vazão maior ou igual à vazão de projeto em um ano qualquer, e de q a probabilidade de não ocorrência, pode-se dizer que em n anos o risco permissível K é igual a $1 - q^n$, ou seja:

$$K = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^n$$

Isto implica que K é a probabilidade da ocorrência de uma vazão maior ou igual a vazão de projeto durante a vida útil da obra. Caso se dimensione uma obra para um evento com período de retorno de 10 anos e vida útil igual, tem-se um risco de 65%. Para se diminuir este risco, deve-se diminuir o horizonte do projeto e/ou aumentar o período de retorno do projeto.

Desta forma, pode-se dizer que uma vez identificada a vazão de projeto e o horizonte de planejamento, com conseqüente aceitação do risco hi-

drológico, o problema está em se construir uma obra econômica que seja estável e efetiva para vazões iguais ou menores que aquela de projeto e que possua um baixo risco de ruptura por problemas de fundação, sifonagem e outros.

Assim independentemente do risco hidrológico uma resposta mais conclusiva sobre o tipo de obra que implique num baixo risco físico só é obtida em campo, através da implantação dos vários tipos de obras em diversas situações e seu acompanhamento ao longo do tempo, estabelecendo-se índices comparativos que levem em conta os custos reais atualizados (inclusive os de manutenção) versus o desempenho hidráulico do sistema. Esta comparação não deve ser absoluta, pois os parâmetros geométricos e hidráulicos geralmente são diferentes, em situações diversas, sendo então necessário obter-se um padrão comum de comparação. Na busca deste padrão comum deve existir um certo consumo, pois numa barragem, por exemplo, quanto mais alta a carga hidráulica de montante, quanto maior o comprimento da crista e quanto maior o desnível montante-jusante, maior a possibilidade de ruptura. A quantificação apresentada (maior-maior) não é diretamente proporcional e sim uma relação segundo uma potência desconhecida. Entretanto, neste caso, poderia haver algum consenso no sentido de se utilizar como padrão de comparação o produto das três variáveis citadas, associadas possivelmente à vazão de projeto e à idade da obra. O custo da obra dividido por este padrão acarretaria em um índice comparativo.

Dificilmente chega-se a índices plenamente confiáveis, dada a pouca informação existente entre uma variável hidráulica e o risco físico existente, mesmo porque para uma mesma variável, o risco físico é diferente para obras de contextura diferentes (ex.: barragem terra e barragem de gabião). Entretanto, com um pouco de análise pode-se chegar a estes padrões de comparação e sua utilização é muito mais conveniente do que relegar certos tipos de obra apenas baseando-se em caracteres subjetivos.

Outro aspecto que merece destaque é o da manutenção do sistema hidráulico, onde por sistema se compreende não só a obra em si, mas também a própria voçoroca e bacia de drenagem. A manutenção é tão importante quanto a implantação de uma obra, dado que, muitas vezes, uma pequena medida de engenharia ao longo da vida do sistema, quando feita prestimosamente, impede o colapso deste.

A implantação das medidas citadas nos itens precedentes implica, muitas vezes, em custos imediatos adicionais. Entretanto, numa análise econômica comparada ao longo de um pequeno número de anos, é bem possível que se chegue a conclusão de que a construção de um número menor de obras, mas mais seguras, é preferível à construção de um número maior, todavia menos seguras, muito embora fatores de natureza política forcem Instituições Governamentais a agir em sentido contrário.

D - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. BELL, F.C. Generalized Rainfall - Duration - Frequency Relationships - Journal ASCE, Hydr, jan/69.
2. CHOW, V.T. Handbook of Hydrology. McGraw Hill.
3. CHOW, V.T. Open Channel Hydraulics. McGraw Hill.
4. DAEE. Hidrologia Urbana. 1.º relatório parcial.
5. FENDRICH, R. et alii. Estudo do Comportamento das Obras e Medidas de Engenharia Para Estabilização dos Vales Receptores de Drenagem de Áreas Urbanas.
6. GRAF, W.A. Hydraulics of Sediment Transport.
7. HENDERSON, F.M. Open Channel Flow. MacMillan, 1966.
8. HJELMFELT, A.T. et alii. Hydrology of Engineers and Planners.
9. HOLTZ, A.C.T. Critério para avaliação das máximas intensidades.
10. LELIAVSKY, S. An Introduction to Fluvial Hydraulics. Constable.
11. LINSLEY, R.K. et alii. Hydrology for Engineers.
12. PINTO, N.L.S. et alii. Ábaco e considerações gerais sobre o cálculo da vazão de dimensionamento de bueiros. CEHPAR. UFPR.
13. PINTO, N.L.S. et alii. Hidrologia Básica.
14. RONDON, M.A.C. Chuvas no Mato Grosso do Sul. Dissertação de Mestrado, IPH. 1982.
15. SILVEIRA, L.M.S. et alii. Estimativa de chuvas intensas a partir de precipitação horária com período de retorno de 10 anos. FDTE-DAEE-EPUSP, São Paulo, março/79.
16. USBR. Design of Small Dams.
17. USP-EPUSP. Anotação de aula do curso de pós-graduação em Engenharia Hidráulica.
18. CETESB-DAEE. Drenagem Urbana. Manual de Projeto. 1980.
19. STEPHENSON, D. Stormwater Hydrology and Drainage. 1981.
20. WILKEN, P.S. Engenharia de drenagem superficial. 1978.
21. WOLOSZYN, I. The genetic method of computation of flood caused by storm rainfalls in small catchment areas in the absence of hydrological data. Flood and their computation. 1967.