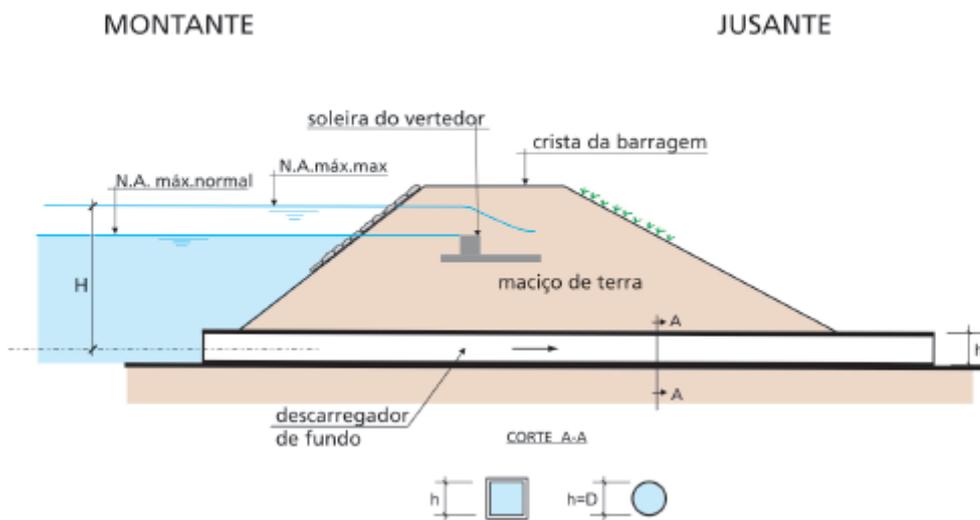


## Capítulo 67

### Exemplo de aplica o do cr terio unificado

Pelo início da era cristã, Marcos Vetr vio Pollio escreveu sobre o regime de chuva e água no escoamento, sugerindo a teoria da infiltra o como o fundamento do acúmulo de água subterrânea.  gua subterrânea e poços tubulares. Johnson, 1969



## SUMÁRIO

Ordem	Assunto
<b>Capítulo 67 - Exemplo critério unificado</b>	
67.1	Exemplo
67.2	Volume de água para qualidade das águas pluviais ( $WQ_v$ )
67.3	Controle da erosão $CP_v$ ( $Tr=1,5$ anos)
67.4	Determinação do volume do reservatório para enchente para $Tr=2$ anos ( $Q_{p2v}$ )
67.5	Verificar a viabilidade de se construir uma bacia de detenção alagada
67.6	Cálculo do pré-tratamento, ou seja, pré-tratamento
67.7	Cálculo do volume do reservatório temporário ( $ED_v$ ) ou detenção estendida ( <i>Extended Detention ED</i> )
67.8	Determinação da geometria da lagoa de detenção alagada.
67.9	Determinações básicas da bacia
67.10	Calcular o diâmetro do orifício para $ED_v$ para descarregar $457m^3$ em 24h
67.11	Calcular a equação da descarga para o orifício de 100mm do $WQ_v$ – ED
67.12	Cálculo de $CP_v$
67.13	Calcular a equação da descarga para o orifício de 75mm do $CP_v$
67.14	Cálculo de $Q_{p25}$
67.14.1	Vazão no orifício de 100mm
67.14.2	Vazão no orifício de 75mm
67.15	Bueiro - verificação se o controle está na entrada ou na saída
67.15.1	Controle na entrada
67.15.2	Controle na saída
67.16	Cálculo do vertedor para $Q_{p100}$
67.17	Verificar regra dos 10%
67.18	Verificação da segurança da barragem
67.19	Cálculo do pré-tratamento
67.19.1	Dimensões do pré-tratamento
67.19.2	Escolha do comprimento do pré-tratamento
67.19.3	Medidas
67.19.4	Velocidade média no pré-tratamento:
67.20	Vazão catastrófica
67.21	Enchimento do reservatório

24 páginas

## Capítulo 67 - Exemplo do método unificado

### 67.1 Exemplo

Este exemplo foi adaptado dos estudos do Estado de *New York*, 2001 e do Estado da *Geórgia*, 2000.

Área residencial: A= 26,04ha

Área impermeável = AI= 18,4%

Número da curva CN= 72 (pré-desenvolvimento)

Número da curva CN= 78 (pós-desenvolvimento)

tc= tempo de concentração (horas ou minuto).

**Tabela 67.1 - Dados hidrológicos**

	Pré-desenvolvimento	Pós-desenvolvimento
CN	72	78
tc (h)	0,46h (27,6min)	0,35h (21min)
area	26,04ha	26,04ha
AI		18,4%

### 67.2 Volume de água para qualidade das águas pluviais (WQ<sub>v</sub>)

R<sub>v</sub>= coeficiente volumétrico

AI= 18,4%

R<sub>v</sub>= 0,05 + 0,009 x AI = 0,05+ 0,009 x 18,4= 0,22

*First flush* P= 15mm (adotado para efeito de exemplo)

Volume para melhoria da qualidade das águas pluviais= WQ<sub>v</sub> (m<sup>3</sup>)

WQ<sub>v</sub>= (P/1000) x R<sub>v</sub> x A

R<sub>v</sub>= 0,22

A= 26,04ha

WQ<sub>v</sub>= (15mm/1000) x 0,22 x (26,04ha x 10000m<sup>2</sup>)= 860m<sup>3</sup>

Para o uso do método do *Soil Conservation Service* (SCS), usamos dados da Região Metropolitana de São Paulo (RMSP). Os cálculos foram feitos para duas situações básicas: pré-desenvolvimento e pós-desenvolvimento. Foi usada precipitação de duração de 24h. Obtivemos a vazão de pico, o volume do *runoff* e a chuva excedente.

**Tabela 67.2 – Vazões de pico em função do período de retorno para pré-desenvolvimento usando o método do SCS para CN= 72 e tc= 0,46h**

Período de retorno Tr (anos)	Precipitação para chuva de 24h (mm)	Vazão de pico (m <sup>3</sup> /s)	Volume do runoff (m <sup>3</sup> )	Chuva excedente (cm)
1,5	54,58	0,38	2.359	0,91
2	64,10	0,62	3.570	1,37
5	87,70	1,45	7.195	2,77
10	103,30	1,61	7.646	3,83
25	123,00	2,96	13.710	5,28
50	137,60	3,64	16.658	6,41
100	152,10	4,33	19.692	7,58

**Tabela 67.3 – Vazões de pico em função do período de retorno para pós-desenvolvimento, usando o método do SCS para CN= 78 e tc= 0,35h**

Período de retorno Tr (anos)	Precipitação para chuva de 24h (mm)	Vazão de pico (m <sup>3</sup> /s)	Volume do runoff (m <sup>3</sup> )	Chuva excedente (cm)
1,5	54,58	0,90	<b>3828</b>	1,45
2	64,10	1,31	<b>5386</b>	2,04
5	87,70	2,45	<b>9794</b>	3,71
10	103,30	2,78	<b>13015</b>	4,93
25	123,00	4,33	<b>17292</b>	6,55
50	137,60	5,14	<b>20592</b>	7,80
100	152,10	5,96	<b>23918</b>	9,06

#### Método Santa Bárbara

Usando o Método Santa Bárbara calculamos as vazões de pico pré e pós-desenvolvimento para os diversos períodos de retornos.

**Tabela 67.4 - Vazões de pico em função do período de retorno para pré-desenvolvimento usando o Método Santa Bárbara para CN= 72 e tc= 0,46h (27,6min)**

Período de retorno Tr (anos)	Precipitação para chuva de 24h (mm)	Vazão de pico (m <sup>3</sup> /s)	Volume do runoff (m <sup>3</sup> )	Runoff (mm)
1,5	54,58	0,26	2.326	9
2	64,10	0,44	3.572	14
5	87,70	1,01	7.194	28
10	103,30	1,45	9.965	38
25	123,00	2,05	113.713	53
50	137,60	2,52	16.663	64
100	152,10	2,99	19.727	76

**Tabela 67.5 - Vazões de pico em função do período de retorno para pós-desenvolvimento usando o Método Santa Bárbara para CN= 78 e tc= 0,35h (21min)**

Período de retorno Tr (anos)	Precipitação para chuva de 24h (mm)	Vazão de pico (m <sup>3</sup> /s)	Volume do runoff (m <sup>3</sup> )	Runoff (mm)
1,5	54,58	0,94	5.688	22
2	64,10	1,26	7.402	28
5	87,70	2,15	12.083	46
10	103,30	2,78	15.413	59
25	123,00	3,60	19.798	76
50	137,60	4,22	23.146	89
100	152,10	4,85	26.532	102

Utilizamos os métodos SCS e Santa Bárbara para estes cálculos por serem muitos usados nos Estados Unidos.

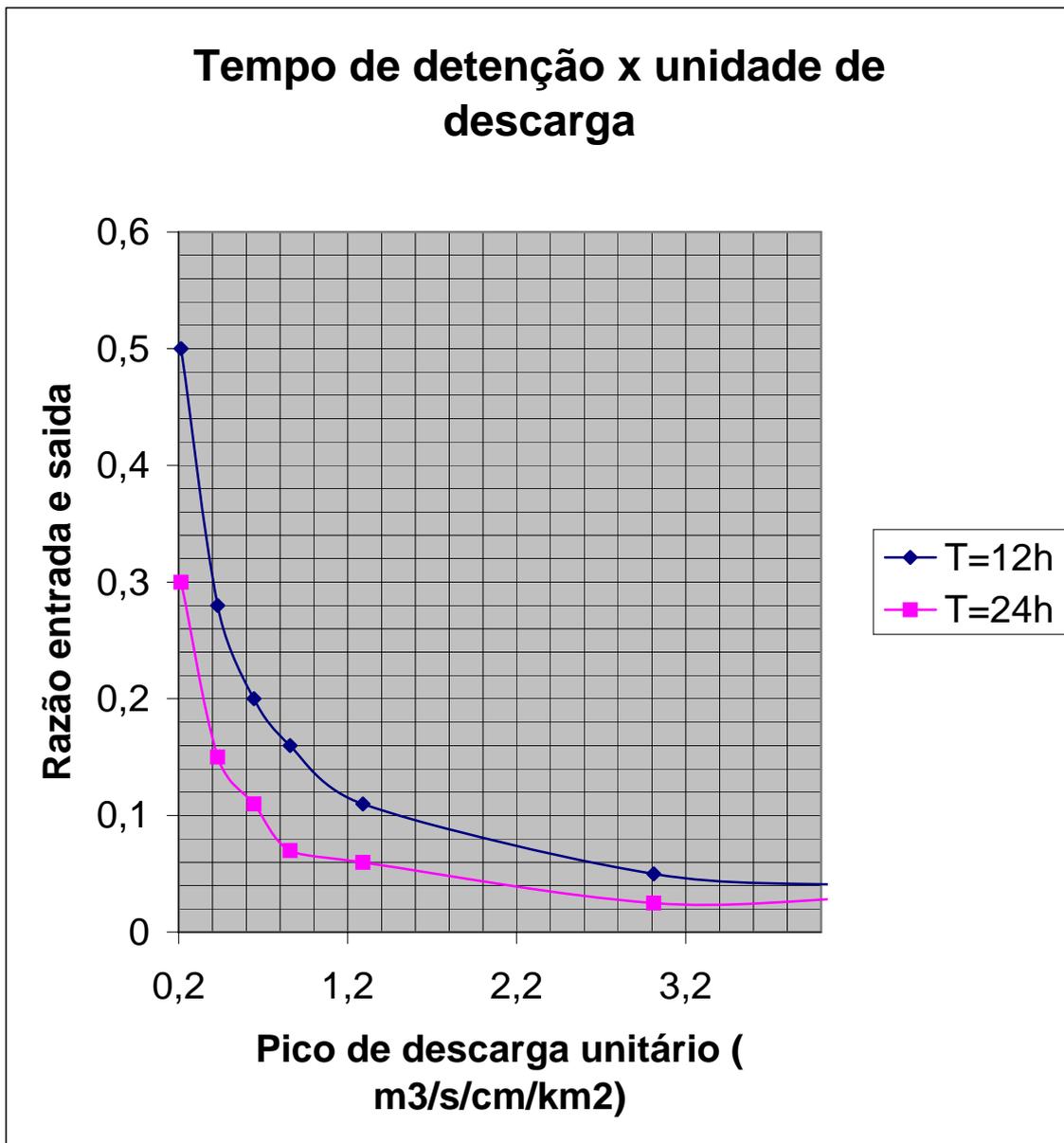


Figura 67.1: Razão da entrada/saída com fornecimento do pico de descarga unitário e dos tempos de detenção de 12h e **24h (mais comum)**.

#### 67.3 Controle da erosão CP<sub>v</sub> (Tr= 1,5anos)

Supomos Tr= 1,5anos e detenção do volume em 24h.

Vamos usar o TR-55 com chuva Tipo II do SCS.

CN= 78 (pós-desenvolvimento)

A= 26,04ha

P= 54,58mm Tr= 1,5 ano chuva 24h RMSP

S= 25.400/ CN - 254= 25400/ 78 - 254= 71,64mm

Ia= 0,2 S = 0,2 x 71,64mm= 14,33mm

P= 54,58mm

Ia/ P= 14,33mm/ 54,58mm= 0,26

Usando o Método TR-55, que está no Capítulo 16 deste livro, e entrando com Ia/P= 0,26 para Tipo II achamos:

C<sub>0</sub>= 2,46532

C<sub>1</sub>=-0,62257

C<sub>2</sub>= -0,11652

tc= 0,35h

$$\begin{aligned}\text{Log}(Q_u) &= C_0 + C_1 \cdot \log tc + C_2 \cdot (\log tc)^2 - 2,366 \\ \text{Log}(Q_u) &= 2,46532 - 0,62257 \times \log(0,35) - 0,11652 \times (\log 0,35)^2 - 2,366 \\ \text{Log}(Q_u) &= 0,3589\end{aligned}$$

Portanto a descarga unitária de pico é:

$$Q_u = 2,29 \text{ m}^3/\text{s} / \text{cm} / \text{km}^2$$

Vamos usar o recurso do TR-55 elaborado pelo Departamento de Meio Ambiente de Maryland – *Maryland Department Environment* (MDE) em 1987 por Harrington. É o que denomina a técnica do “*short-cut*”.

Para 24h de detenção do reservatório CPv, entramos com  $2,29 \text{ m}^3/\text{s} / \text{cm} / \text{km}^2$  na Figura (16.1) do Capítulo 16, TR-55 e achamos a relação  $\alpha = Q_{\text{antes}}/Q_{\text{depois}} = 0,03$  para detenção  $T = 24\text{h}$ .

Para chuva Tipo II o TR-55 para chuva de 24h apresenta a equação:

$$\begin{aligned}\text{Volume do reservatório/Volume do runoff} &= C_0 + C_1 \cdot \alpha + C_2 \cdot \alpha^2 + C_3 \cdot \alpha^3 \\ \text{Volume do reservatório/Volume do runoff} &= 0,682 - 1,43 \times 0,03 + 1,64 \times 0,03^2 - 0,804 \times 0,03^3 \\ \text{Volume do reservatório/Volume do runoff} &= 0,64 \\ \text{Mas volume do runoff} &= 3.828 \text{ m}^3 \text{ (pós-desenvolvimento, } T_r = 1,5 \text{ anos } 24\text{h)} \\ \text{Portanto, o volume do reservatório será:}\end{aligned}$$

$$\text{Volume do reservatório} = \text{volume runoff} \times 0,64 = 3.828 \text{ m}^3 \times 0,64 = 2.450 \text{ m}^3$$

$$CP_v = 2.450 \text{ m}^3$$

O volume para o controle da erosão para a área de 26,04h deverá ser de  $2.450 \text{ m}^3$  com tempo de detenção de 24h.

#### Vazão média que sai do CP<sub>v</sub>

Como o volume de  $2.450 \text{ m}^3 - 430 \text{ m}^3 = 2.020 \text{ m}^3$  deverá sair em 24h pelo orifício, a vazão média será:

$$\text{Vazão média do CP}_v = 2.020^3 / (86.400 \text{ segundos}) = 0,023 \text{ m}^3/\text{s} = 23 \text{ L/s}$$

#### 67.4 Determinação do volume do reservatório para enchente para $T_r = 2$ anos ( $Q_{p2v}$ )

Consultando as Tabelas (2.2) e Tabela (67.3) referente ao pré e pós-desenvolvimento.

$$\begin{aligned}Q_{p2\text{pré}} &= 0,62 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_{p2\text{pós}} &= 1,31 \text{ m}^3/\text{s}\end{aligned}$$

$$\alpha = Q_{\text{antes}}/Q_{\text{depois}} = 0,62 \text{ m}^3/\text{s} / 1,31 \text{ m}^3/\text{s} = 0,47$$

Usando TR-55 para se determinar o volume do reservatório.

Para chuva Tipo II o TR-55 para chuva de 24h apresenta a Equação:

$$\text{Volume do reservatório/Volume do runoff} = C_0 + C_1 \cdot \alpha + C_2 \cdot \alpha^2 + C_3 \cdot \alpha^3$$

$$\text{Volume do reservatório/Volume do runoff} = 0,682 - 1,43 \times 0,47 + 1,64 \times 0,47^2 - 0,804 \times 0,47^3$$

$$\text{Volume do reservatório/Volume do runoff} = 0,29$$

$$\text{Mas volume do runoff} = 5.386 \text{ m}^3 \text{ (pós-desenvolvimento, } T_r = 2 \text{ anos } 24\text{h)}$$

Para corrigir o volume a ser achado pelo método *short-cut* do TR-55, temos que aumentar o volume em 15% quando a estrutura incorpora usos múltiplos, como é o caso em questão, onde temos controle da qualidade, erosão e enchentes.

$$\text{Volume do reservatório} = \text{volume runoff} \times 0,29 = 5.386 \text{ m}^3 \times 0,29 \times 1,15 = 1.796 \text{ m}^3$$

Portanto, o volume do reservatório para enchente  $T_r = 1,5$  anos.

$$Q_{p2v} = 1.796 \text{ m}^3$$

Procedendo da mesma forma achamos os volumes dos reservatórios para os diversos períodos de retorno de 5anos, 10anos, 25anos, 50anos e 100anos, conforme Tabela (67.6).

**Tabela 67.6 - Resumo das vazões de pico e volume dos reservatórios**

Período de retorno Tr (anos)	Precipitação para chuva de 24h (mm)	Pré-desenvolvimento		Pós-desenvolvimentos			Q <sub>pré</sub> /Q <sub>pós</sub> α	Vol res/vol runoff	Volume do reservatório (m <sup>3</sup> )
		Vazão de pico (m <sup>3</sup> /s)	Volume do runoff (m <sup>3</sup> )	Vazão de pico (m <sup>3</sup> /s)	Volume do runoff (m <sup>3</sup> )	Chuva excedente (cm)			
1,5	54,58	0,38	2.359	0,86	<b>3828</b>	1,45			<b>2450</b>
2	64,1	0,62	3.570	Q <sub>p2</sub> = 1,31	<b>5386</b>	2,04	0,47	<b>0,29</b>	<b>1796</b>
5	87,7	1,45	7.195	Q <sub>p5</sub> = 2,45	<b>9794</b>	3,71	0,59	<b>0,24</b>	<b>2742</b>
10	103,3	1,61	7.646	Q <sub>p10</sub> = 2,78	<b>13015</b>	4,93	0,58	<b>0,25</b>	<b>3708</b>
25	123	2,96	13.710	Q <sub>p25</sub> = 4,33	<b>17292</b>	6,55	0,68	<b>0,22</b>	<b>4375</b>
50	137,6	3,64	16.658	Q <sub>p50</sub> = 5,14	<b>20592</b>	7,8	0,71	<b>0,21</b>	<b>4884</b>
100	152,1	4,33	19.692	Q <sub>p100</sub> = 5,96	<b>23918</b>	9,06	0,73	<b>0,20</b>	<b>5512</b>

(\*) Devido a detenção de 24h.

**Tabela 67.7 - Sumário**

Símbolo	Categoria	Volume necessário (m <sup>3</sup> )	Notas
WQ <sub>v</sub>	Controle da Qualidade da água	860	P= 15mm
CP <sub>v</sub>	Controle da erosão	2.450	Tr= 1,5anos e descarga em 24h.
Q <sub>p25</sub>	Pico de enchente	4.375	Tr= 25anos
Q <sub>p100</sub>	Pico máximo	5.512	Tr= 100anos

### 67.5 Verificar a viabilidade de se construir uma bacia de detenção alagada

A área da bacia tem 26,04ha, vamos supor que o nível do lençol freático está a 0,90m abaixo da cota de fundo da bacia que é 700,00m.

O fundo é composto de solo argiloso e que não é preciso de revestimento, podendo, portanto, ser construído um reservatório de detenção alagado, observando-se que a área tem mais de 25ha, o clima não é árido e nem semi-árido e portanto pode garantir uma vazão base.

A vazão base ou escoamento base constitui o escoamento das águas subterrâneas. Quando há uma precipitação, uma parte das águas se infiltra e dá origem a vazão base.

### 67.6 Cálculo do pré-tratamento

Admitimos 10% de WQ<sub>v</sub> mas, sendo WQ<sub>v</sub>= 860m<sup>3</sup> então o volume do pré-tratamento será:  
 $0,1 \times 860\text{m}^3 = 86\text{m}^3$

### 67.7 Cálculo do volume do reservatório temporário (ED<sub>v</sub>) ou detenção estendida (Extended Detention ED)

O dimensionamento do ED<sub>v</sub> é de 50% do volume de WQ<sub>v</sub> e então teremos:

$$ED_v = 0,50 \times WQ_v = 0,5 \times 860\text{m}^3 = 430\text{m}^3$$

Portanto, para a qualidade de água temos dois reservatórios, um com nível permanente e com volume de 430m<sup>3</sup> e outro com volume temporário de 430m<sup>3</sup>, chamado ED<sub>v</sub>.

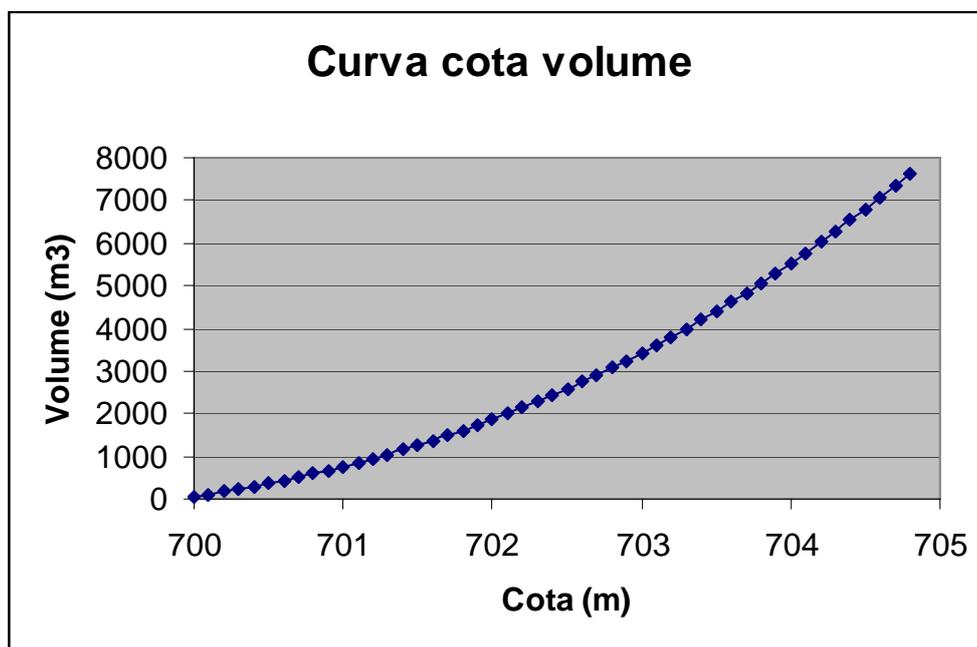
### 67.8 Determinação da geometria da lagoa de detenção alagada.

O reservatório deve ter capacidade de ser instalada o pré-tratamento com 86m<sup>3</sup>, bem como o reservatório fixo para qualidade de água com 430m<sup>3</sup> e, o reservatório temporário para qualidade de água, denominado



**Tabela 67.8 - Curva cota-volume**

Cota	Volume acumulado						
(m)	(m <sup>3</sup> )						
700,00	52	701,20	949	702,40	2430	703,60	4619
700,10	108	701,30	1048	702,50	2584	703,70	4838
700,20	166	701,40	1152	702,60	2742	703,80	5062
700,30	229	701,50	1260	702,70	2906	703,90	5292
700,40	294	701,60	1372	702,80	3075	704,00	5528
700,50	363	701,70	1488	702,90	3249	704,10	5770
700,60	435	701,80	1609	703,00	3428	704,20	6019
700,70	512	701,90	1734	703,10	3613	704,30	6273
700,80	591	702,00	1864	703,20	3803	704,40	6534
700,90	675	702,10	1998	703,30	3999	704,50	6801
701,00	762	702,20	2137	703,40	4200	704,60	7075
701,10	854	702,30	2281	703,50	4407	704,70	7355
						704,80	7642
						704,90	7935



**Figura 67.2 - Curva cota-volume**

**Tabela 67.9 - Dimensões do reservatório, cotas e volumes**

699,70	Cota geratriz inferior descarga na saída	Relação	Largura lagoa	Comprimento da lagoa	Tan(θ) Normal	Volume	Res.	Vol.	Volume
699,85	Cota fundo da Torre								
Cota	Altura	Comp/Larg	bw	bL	3H: 1V	(m <sup>3</sup> )			(m <sup>3</sup> )
(m)	h	Ra	(m)	(m)	Coluna 6	Coluna 7	Coluna 8	Col. 9	Coluna 10
Coluna 1	Coluna 2	Coluna 3	Coluna 4	Coluna 5	Coluna 6	Coluna 7	Coluna 8	Col. 9	Coluna 10
700,00	0	3	13	39	3	52			
700,10	0,1	3	13	39	3	108			
700,20	0,2	3	13	39	3	166			
700,30	0,3	3	13	39	3	229			
700,40	0,4	3	13	39	3	294			
700,50	0,5	3	13	39	3	363			
700,60	0,6	3	13	39	3	435			
700,70	0,7	3	13	39	3	512			
700,80	0,8	3	13	39	3	591			
700,90	0,9 (nível máximo res.permanente)	3	13	39	3	675	RP	576	0
701,00	1,0	3	13	39	3	762			84
701,10	1,1	3	13	39	3	854			171
701,20	1,2	3	13	39	3	949			263
701,30	1,3	3	13	39	3	1048			358
701,40	1,4	3	13	39	3	1152	ED	430	430
701,50	1,5	3	13	39	3	1260			561
701,60	1,6	3	13	39	3	1372			669
701,70	1,7	3	13	39	3	1488			781
701,80	1,8	3	13	39	3	1609			897
701,90	1,9	3	13	39	3	1734			1018
702,00	2,0	3	13	39	3	1864			1143
702,10	2,1	3	13	39	3	1998			1273
702,20	2,2	3	13	39	3	2137			1407
702,30	2,3	3	13	39	3	2281			1546
702,40	2,4	3	13	39	3	2430			1690
702,50	2,5	3	13	39	3	2584			1839
702,60	2,6	3	13	39	3	2742			1993
702,70	2,7	3	13	39	3	2906			2151
702,80	2,8	3	13	39	3	3075			2315
702,90	2,9	3	13	39	3	3249	CPv	2450	2450
703,00	3,0 (nível máximo CPv)	3	13	39	3	3428			2658
703,10	3,1	3	13	39	3	3613			2837
703,20	3,2	3	13	39	3	3803			3022
703,30	3,3	3	13	39	3	3999			3212
703,40	3,4	3	13	39	3	4200			3408
703,50	3,5	3	13	39	3	4407			3609
703,60	3,6	3	13	39	3	4619			3816
703,70	3,7	3	13	39	3	4838			4028
703,80	3,8	3	13	39	3	5062			4247
703,90	3,9 (nível máximo Q25anos)	3	13	39	3	5292	Qp25	4375	4375
704,00	4,0	3	13	39	3	5528			4701
704,10	4,1	3	13	39	3	5770			4937
704,20	4,2	3	13	39	3	6019			5179

704,30	4,3	3	13	39	3	6273		5428
704,40	4,4 (nível máximo Q100anos)	3	13	39	3	6534		5682
704,50	4,5	3	13	39	3	6801		5943
704,60	4,6	3	13	39	3	7075		6210
704,70		3	13	39	3	7355		6484
704,80		3	13	39	3	7642		
704,90	4,9 (topo da barragem)	3	13	39	3	7935		

### 67.9 Determinações básicas da bacia:

A cota de fundo da bacia de retenção alagada é 700,00m.

Há condições de esvaziamento da bacia de retenção alagada através de tubulação na cota 699,85m, que é a cota do fundo da torre.

A cota de fundo da torre de drenagem do reservatório é 699,85m.

Vamos supor que temos a tabela de volume em função da cota, isto é, a curva cota-volume conforme Tabela (67.9).

Como o reservatório de qualidade de águas pluviais deve ter aproximadamente 1,00m de altura escolhemos a altura de 0,90 e vemos que corresponde a cota 700,90m onde existe um volume de 576m<sup>3</sup>, mais do que suficiente para atender os 430m<sup>3</sup> necessários, havendo inclusive uma folga para sedimentação.

O reservatório temporário ED<sub>v</sub>, precisa de 430m<sup>3</sup> e na cota 701,40m temos 430m<sup>3</sup> a partir do nível do reservatório fixo de qualidade de água. Estamos supondo que teremos um reservatório fixo e um reservatório temporário ED<sub>v</sub>. Temos um volume um pouco maior que o necessário. OK.

Para o cálculo do CP<sub>v</sub> para controle de erosão precisamos de um volume de 2450m<sup>3</sup> e na cota 702,90m temos um volume de 2.450m<sup>3</sup>.

Para o combate a enchente Q<sub>p25</sub> admitido, precisamos de 4268m<sup>3</sup>, mas na cota 703,90m temos volume de 4.375m<sup>3</sup>.

Colocaremos um vertedor para extravasamento da enchente máxima de 100anos Q<sub>f100</sub> e então atingiremos a cota 704,40, que será o nível máximo de água.

Deixaríamos ainda uma folga de pelo menos 0,30m e a cota do topo da barragem será 704,70m.

Com os dados escolhidos podemos fazer uma Tabela (67.10) simplificadora com cotas, volume necessário e existente bem como altura.

**Tabela 67.10 – Cotas, volume necessário, volume existente e altura**

Cota escolhida	Cota	Volume A partir cota 700	Volume do reservatório a partir do reservatório permanente	Altura	Volume Necessário
	(m)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m)	(m <sup>3</sup> )
Fundo do reservatório	700,00	0		0	
Res. permanente	700,90	675	0	0,90	430
ED temporário	701,40	1152	477	1,40	430
CP <sub>v</sub> erosão	702,90	3249	2574	2,90	2450
Q <sub>p25</sub>	704,60	7075	6400	4,60	4375

### 67.10 Calcular o diâmetro do orifício para ED<sub>v</sub> para descarregar 430m<sup>3</sup> em 24h

A vazão média para descarregar o reservatório temporário ED que tem volume de 430m<sup>3</sup> em 24 horas, conforme Tabela (67.10):

$$430\text{m}^3 / (86.400 \text{ segundos}) = 0,0053 \text{ m}^3/\text{s} = 5,3 \text{ litros/segundo}$$

A cota inferior será 700,90m, onde está o nível do reservatório fixo.

Sendo a cota superior de 701,40m a inferior de 700,90m teremos a média de:

$$(701,40\text{m} - 700,90) / 2 = 0,5/2 = 0,25\text{m}$$

A equação do orifício é:

$$C_d = 0,62$$

$$h = 0,25\text{m}$$

$$g = 9,81\text{m/s}^2$$

$$Q = C_d A \cdot (2gh)^{0,5} = 0,62 \times A \times (2 \times 9,81 \times 0,25)^{0,5} = 0,0053\text{m}^3/\text{s}$$

$$1,37 A = 0,0053\text{m}^3/\text{s}$$

Portanto, achando o valor de A.

$$A = 0,0053\text{m}^3/\text{s} / 1,37 = 0,004\text{m}^2$$

$$\text{Área} = \pi \times D^2/4 = 3,14 / 4 \times D^2 = 0,004\text{m}^2$$

$$\text{Portanto } D = 0,07\text{m}$$

Como o diâmetro de 75mm é o mínimo que se pode usar, vamos escolher um diâmetro de 100mm, prevendo um registro (válvula) para regular a vazão caso seja necessário.

$$\text{Área} = \pi \times D^2/4 = 3,14 \times 0,1^2 / 4 = 0,01\text{m}^2$$

### 67.11 Calcular a equação da descarga para o orifício de 100mm do WQ<sub>v</sub>- ED

$$Q_{\text{WQv-ED}} = C_d \times A (2gh)^{0,5} = 0,62 \times 0,01\text{m}^2 \times (2 \times 9,81 \times h)^{0,5} = 0,027 h^{0,5}$$
$$Q_{\text{WQv-ED}} = 0,027 h^{0,5}$$

O desnível é de 0,50m, mas para aplicar a equação do orifício ela vai até o meio da seção e isto deverá ser levado em conta: 0,10m/ 2 = 0,05m.

Nota: usa-se a metade do orifício para calcular a carga.

### 67.12 Cálculo de CP<sub>v</sub>

O orifício para descarga da parte do reservatório destinada a erosão CP<sub>v</sub>.

O volume de descarga do CP<sub>v</sub> = 2.450m<sup>3</sup> sendo a cota do topo de 702,90m e do fundo 701,40m, havendo desnível de 1,50m.

A vazão média para descarregar o reservatório para controle da erosão CP<sub>v</sub> que tem volume de 2.484m<sup>3</sup> em 24h conforme Tabela (67.10).

$$2.450\text{m}^3 / (86.400\text{s}) = 0,029\text{m}^3/\text{s}$$

No ED<sub>v</sub> temos um orifício com diâmetro de 0,10m e a vazão em função da altura h é:

$$Q_{\text{ED}} = 0,027 \times h^{0,5}$$

O valor de h é contado da metade do diâmetro 0,10/2.

$$h = [702,90 - (700,90 + 0,10/2)] / 2 = 0,975\text{m}$$

Então a vazão será:

$$Q_{\text{ED}} = 0,027 \times h^{0,5}$$
$$Q_{\text{ED}} = 0,027 \times 0,975^{0,5} = 0,027\text{m}^3/\text{s}$$

Portanto a vazão no orifício será:

$$CP_v - ED_v = 0,029\text{m}^3/\text{s} - 0,027\text{m}^3/\text{s} = 0,002\text{m}^3/\text{s}$$

A cota inferior será 701,40m onde está o nível do reservatório temporário ED.

Sendo a cota superior de 702,90m a média de:

$$(702,90\text{m} - 701,40) / 2 = 1,50/2 = 0,75\text{m}$$

A equação do orifício é:

$$C_d = 0,62 \quad h = 0,75\text{m} \quad g = 9,81\text{m/s}^2$$

$$Q = C_d A \cdot (2gh)^{0,5} = 0,62 \times A \times (2 \times 9,81 \times 0,75)^{0,5} = 0,002\text{m}^3/\text{s}$$

$$2,38 A = 0,002\text{m}^3/\text{s}$$

Portanto achando o valor de A

$$A = 0,002/2,38 = 0,00084\text{m}^2$$

$$\text{Área} = \pi \times D^2/4 = (3,14/4) \times D^2 = 0,00084$$

Portanto  $D = 0,03\text{m}$ , mas como o **diâmetro mínimo de um orifício é 75mm** para não haver entupimento, adotamos  $D = 0,075\text{m}$ .

Poderíamos instalar registros (válvulas para controlar a vazão até o valor desejado) e até desprezar o efeito do controle da erosão, visto que a vazão original  $0,029\text{m}^3/\text{s}$ , ou seja,  $29\text{ L/s}$  é menor que  $56\text{ L/s}$ . Mas, para efeito de exemplo, vamos considerar o controle da erosão.

### 67.13 Calcular a equação da descarga para o orifício de 75mm do CP<sub>v</sub>

$$\text{Área} = \pi \times D^2/4 = (3,14/4) \times 0,075^2 = 0,0044\text{m}^2$$

$$Q_{\text{CPV}} = C_d \times A (2gh)^{0,5} = 0,62 \times 0,0044\text{m}^2 \times (2 \times 9,81 \times h)^{0,5} = 0,012h^{0,5}$$

$$Q_{\text{cpv}} = 0,012 h^{0,5}$$

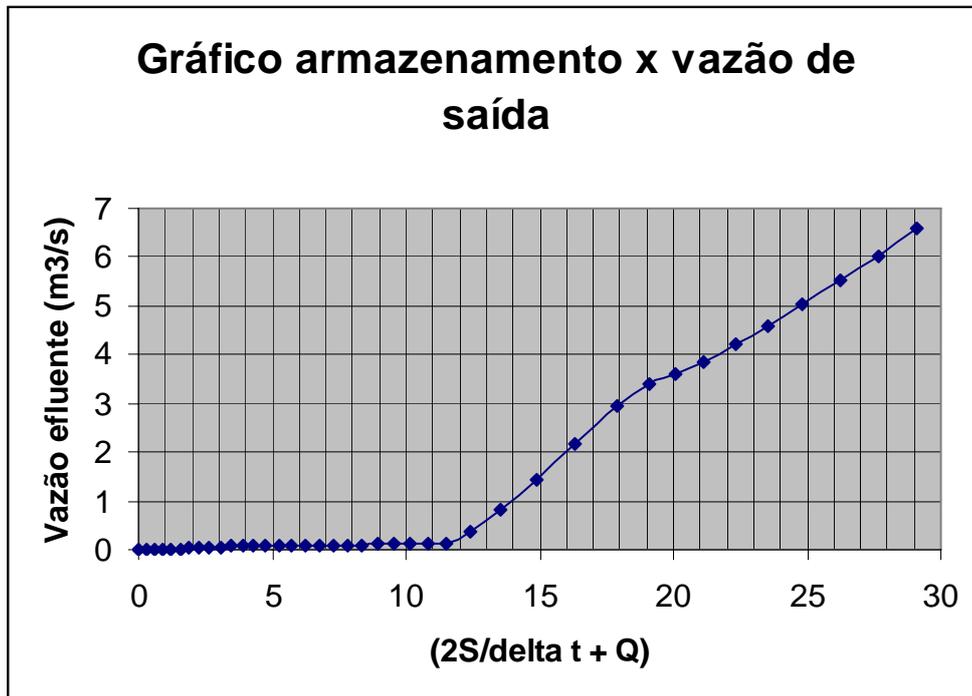


Figura 67.3 - Curva  $(2S/\Delta t + Q)$  x vazão

**Tabela 67.11 - Cotas, volume, orifícios, vertedores, vazões de saída.**

										Controle na entrada	Controle na saída		Qf <sub>100</sub>	Qf <sub>100</sub>	Descarga
Volume	Cota	Vazão	Cota		Cota				Bueiro	Bueiro	Bueiro	Bueiro	Vertedor de Emergência		Total
acumul	(m)	(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m <sup>3</sup> /s)	(m)	m <sup>3</sup> /s	(m)	(m <sup>3</sup> /s)	Cota	Vazão	Cota	Vazão	Cota	Vazão	
(m <sup>3</sup> )	ED	ED	CP <sub>v</sub>	CP <sub>v</sub>	Qp <sub>25</sub>	Qp <sub>25</sub>	Qp <sub>25</sub>	Qp <sub>25</sub>	(m)	(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)
52															
108															
166															
229															
294															
363															
435															
512															
591															
675	0,000	0,000													0,000
762	0,100	0,007													0,007
854	0,200	0,012													0,012
949	0,300	0,015													0,015
1048	0,400	0,018													0,018
1152	0,500	0,020	0,000	0,000											0,020
1260	0,600	0,022	0,100	0,008											0,030
1372	0,700	0,024	0,200	0,018											0,042
1488	0,800	0,026	0,300	0,024											0,050
1609	0,900	0,028	0,400	0,029											0,056
1734	1,000	0,029	0,500	0,033											0,062
1864	1,100	0,031	0,600	0,036											0,067
1998	1,200	0,032	0,700	0,040											0,072
2137	1,300	0,034	0,800	0,043											0,076
2281	1,400	0,035	0,900	0,045											0,080
2430	1,500	0,036	1,000	0,048											0,084
2584	1,600	0,037	1,100	0,051											0,088
2742	1,700	0,039	1,200	0,053											0,092
2906	1,800	0,040	1,300	0,055											0,095
3075	1,900	0,041	1,400	0,058											0,098
3249	2,000	0,042	1,500	0,060											0,102
3428	2,100	0,043	1,600	0,062											0,105
3613	2,200	0,044	1,700	0,064											0,108
3803	2,300	0,045	1,800	0,066											0,111
3999	2,400	0,046	1,900	0,068											0,114
4200	2,500	0,047	2,000	0,069	0,000	0,000									0,116
4407	2,600	0,048	2,100	0,071	0,100	0,253									0,372
4619	2,700	0,049	2,200	0,073	0,200	0,716									0,837
4838	2,800	0,050	2,300	0,075	0,300	1,315									1,439
5062	2,900	0,051	2,400	0,076	0,400	2,024									2,151
5292	3,000	0,052	2,500	0,078	0,500	2,828			4,050	3,237	3,750	3,389			2,958
5528	3,100	0,052	2,600	0,079	0,600	3,704	0,350	3,680	4,150	3,284	3,850	3,434	0,000	0,000	3,416

5770	3,200	0,053	2,700	0,081	0,700	4,668	0,450	4,173	4,250	3,330	3,950	3,478	0,100	0,124	3,588
6019	3,300	0,054	2,800	0,083	0,800	5,703	0,550	4,613	4,350	3,375	4,050	3,522	0,200	0,350	3,861
6273	3,400	0,055	2,900	0,084	0,900	6,805	0,650	5,015	4,450	3,420	4,150	3,565	0,300	0,642	4,201
6534	3,500	0,056	3,000	0,086	1,000	7,970	0,750	5,387	4,550	3,464	4,250	3,608	0,400	0,989	4,594
6801	3,600	0,057	3,100	0,087	1,100	9,195	0,850	5,735	4,650	3,508	4,350	3,650	0,500	1,382	5,034
7075	3,700	0,057	3,200	0,088					4,750	3,551	4,450	3,692	0,600	1,817	5,514
7355	3,800	0,058	3,300	0,090					4,850	3,593	4,550	3,733	0,700	2,290	6,031
7642	3,900	0,059	3,400	0,091					4,950	3,635	4,650	3,774	0,800	2,798	6,583

#### 67.14 Cálculo de $Q_{p25}$

Trata-se de dimensionar um vertedor para descarga da parte do reservatório destinada ao controle de enchentes  $Q_{p25}$ .

O volume de descarga do  $Q_{p25} = 4.375\text{m}^3$ , sendo a cota do topo de 703,90m e do fundo 702,90m, havendo desnível de 3,00m.

A vazão pré-desenvolvimento de  $Q_{p25}$  pós-desenvolvimento é  $4,33\text{m}^3/\text{s}$ .

Tem que sair  $2,96\text{m}^3/\text{s}$  para o pré-desenvolvimento.

Supomos que a cota do vertedor seja 703,40m. Temos então um espaço que vai de 703,40m até 703,90m, ou seja, 0,50m.

A vazão para  $Q_{p25}$  será:

$2,96\text{m}^3/\text{s}$  – (vazão do orifício de 100mm + vazão do orifício de 75mm)

##### 67.14.1 Vazão no orifício de 100mm

$$h = [703,90 - (700,90 + 0,10/2)]/2 = 1,45\text{m}$$

$$Q_{ED} = 0,027 \times h^{0,5}$$

$$Q_{ED} = 0,027 \times 1,45^{0,5} = 0,0325\text{m}^3/\text{s}$$

##### 67.14.2 Vazão no orifício de 75mm

$$h = [703,90 - (701,40 + 0,075/2)]/2 = 1,23\text{m}$$

$$Q_{cpv} = 0,012 \times h^{0,5}$$

$$Q_{cpv} = 0,012 \times 1,23^{0,5} = 0,0133\text{m}^3/\text{s}$$

$$2,96\text{m}^3/\text{s} - (0,0325\text{m}^3/\text{s} + 0,0133\text{m}^3/\text{s}) = 2,91\text{m}^3/\text{s}$$

Vamos calcular o vertedor retangular.

De Tomaz, 2002 p.198, sendo  $h_p = 3,40\text{m}$  e  $h = 0,70\text{m}$ , e  $h/h_p = 0,5/3,40 = 0,15$  nos fornece da tabela o valor  $k_w = 0,40$ .

$$Q = k_w L (2g)^{0,5} h^{3/2}$$

$$h = 0,5\text{m}$$

$$2,91\text{m}^3/\text{s} = 0,40 \times L (2 \times 9,81)^{0,5} \times 0,7^{(3/2)}$$

$$2,91\text{m}^3/\text{s} = 1,036L$$

$$L = 2,81\text{m}$$

Adotando para a largura do vertedor  $3 \times 0,94\text{m}$  e altura de  $0,70\text{m}$ .

O fundo do vertedor está na cota 703,40m e cota superior é 703,90m

A equação do vertedor

$$Q = k_w L (2g)^{0,5} h^{3/2}$$

$$Q = 0,40 \times 3 \times 0,94 \times (2 \times 9,81)^{0,5} \times h^{(3/2)}$$

$$Q = 5,00 \times h^{(3/2)}$$

Sendo  $h$  a contar da crista do vertedor que é a cota 702,90m.

A vazão máxima que corre pelo vertedor quando  $h = 0,70\text{m}$  é:

$$Q = 5,00 \times h^{(3/2)}$$

$$Q = 5,00 \times 0,70^{(3/2)} = 2,93\text{m}^3/\text{s}$$

Vamos dimensionar a tubulação que sai da tomada de água e que fica em baixo da barragem.

O nível da tubulação está a  $0,45\text{m}$  abaixo da cota  $700,00\text{m}$ , ou seja,  $699,55\text{m}$ . A cota de topo é  $704,70\text{m}$ , ou seja,  $0,10\text{m}$  mais alto que  $704,60\text{m}$  e então teremos um desnível de  $704,70 - 699,50 = 5,20\text{m}$ .

Uma outra verificação que temos é checar a condição de orifício para carga acima do vertedor retangular do  $Q_{p25}$ . Usa-se o valor de h menos a metade da altura do bueiro, ou seja,  $h = 0,5/2$ .

A Equação do orifício é:

$$Q = C_d \cdot A \cdot (2gh)^{0,5}$$

$$C_d = 0,62$$

$$A = 0,94m \times 3 \times 0,70 = 1,97m^2$$

$$Q = 0,62 \times 1,97 (2 \times 0,98)^{0,5} \times h^{0,5}$$

$$Q = 5,41 \times h^{0,5}$$

Para  $h = [703,90 - (702,90 + 0,70/2)] / 2 = 0,325m$

$$Q = 5,41 \times h^{0,5}$$

$$Q = 5,41 \times 0,325^{0,5} = 3,084m^3/s$$

Para o orifício  $3,084m^3/s > 2,93m^3/s$  (máximo do vertedor).

Se fossemos usar a vazão acima do nível do vertedor, usaremos orifício e não vertedor.

### 67.15 Bueiro - verificação se o controle do bueiro está na entrada ou na saída

Trata-se de cálculo de um bueiro com carga de 5,20m e vazão de  $3,00m^3/s$ .

Temos que achar o diâmetro, sendo a declividade disponível no local é de 0,71% e o comprimento  $L = 21,00m$ .

O valor de  $H_w =$  cota  $Q_{p25}$  - cota de fundo da torre =  $703,90m - 699,85m = 4,05m$

$$H_w/D = 4,05/0,90 = 4,5$$

Vamos supor que o tubo seja  $D = 0,90$  e vamos verificar.

$$\text{Área } A = \pi D^2 / 4 = 0,64m^2$$

Conforme Tomaz, 2002 para dimensionamento de bueiros temos:

**Nota: o diâmetro mínimo do descarregador de fundo (bueiro) é de 0,80m conforme recomendações do DAEE, 2005.**

#### 67.15.1 Controle na entrada:

$$Q/AD^{0,5} = 3,00 / (0,64 \times 0,90^{0,5}) = 4,92 > 2,21, \text{ então o bueiro está submerso- orifício}$$

Tubo

$$C = 0,0379 \text{ metal - ferro fundido}$$

$$Y = 0,69$$

$$Z = -0,5.S = -0,5 \times 0,0071 = -0,004$$

$$Q = 0,43 \times D^{2,5} \times [(H_w/D - Y + 0,5 \times 0,0071)/c]^{0,5}$$

$$Q = 0,43 \times 0,90^{2,5} \times [(4,05/0,9 - 0,69 + 0,5 \times 0,0071)/0,0379]^{0,5}$$

$$Q = 3,31m^3/s \text{ (controle na entrada)}$$

#### 67.15.2 Controle na saída

Verificar a vazão considerando o comprimento, declividade e outras perdas.

$$Q = A (2.g (y_s + S.L - y_e)/K_L)^{0,5}$$

$$K_L = K_t + K_e + K_f + K_b + K_o$$

Para efeito de estimativa, supomos que 50% da grade está bloqueada com o lixo. Portanto:

$$A_n/A_g = 0,50$$

Substituindo na Equação acima temos:

$$K_t = 1,45 - 0,45 (A_n/A_g) - (A_n/A_g)^2$$

$$K_t = 1,45 - 0,45 \times 0,50 - (0,50)^2 = 0,97$$

Calcular o fator de entrada  $K_e$ .

O coeficiente de descarga  $C_d$  varia de 0,4 a 0,6, sendo o valor usual mais usado  $C_d = 0,60$ .

$$K_e = 1 / C_d^2 - 1$$

$$K_e = 1 / 0,62^2 - 1 = 1,63$$

Para tubulação de  $D = 0,90m$  e coeficiente  $n = 0,015$  calcular o fator  $K_f$ , sendo  $L = 21m$

$$f = 125 \times n^2 / D^{(1/3)}$$

$$f = 125 \times 0,015^2 / 0,9^{(1/3)}$$

$$f = 0,03$$

Mas

$$K_f = f \times L/D$$

$$K_f = 0,03 \times 21/0,9 = 0,7$$

Na saída se o tubo está submerso  $K_o = 0,5$  se não está  $K_o = 1,0$ .

$$K_L = K_t + K_e + K_f + K_b + K_o$$

$$K_L = 0,97 + 1,63 + 0,7 + 0,0 + 0,5 = 3,8$$

$$Q = A[2.g (y_s + S. L - y_e)/K_L]^{0,5}$$

$$Q = 0,64 [2. 9,81 (5,2 + 0,0071. 21 - 1,00)/3,8]^{0,5} = 3,03 \text{ m}^3/\text{s}$$

$Q = 3,03 \text{ m}^3/\text{s} < 3,31 \text{ m}^3/\text{s}$ , então o **controle é na saída**.

Portanto, o diâmetro da tubulação de ferro fundido de 21m de comprimento é  $D = 0,90\text{m}$  e a declividade é  $0,0071\text{m/m}$ .

**Tabela 67.12 – Histograma - entrada e saída**

tempo	entrada	Saída	tempo	entrada	Saída
min.	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s	min.	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s
0,00	0,00		730,00	2,60	2,11
10,00	0,00		740,00	1,41	1,28
20,00	0,00		750,00	1,10	0,97
30,00	0,00		760,00	0,79	0,74
40,00	0,00		770,00	0,63	0,63
50,00	0,00		780,00	0,59	0,55
60,00	0,00		790,00	0,48	0,47
70,00	0,00		800,00	0,42	0,42
80,00	0,00		810,00	0,40	0,38
90,00	0,00		820,00	0,35	0,35
100,00	0,00		830,00	0,31	0,33
110,00	0,00		840,00	0,30	0,31
120,00	0,00		850,00	0,27	0,28
130,00	0,00		860,00	0,25	0,26
140,00	0,00		870,00	0,25	0,25
150,00	0,00		880,00	0,22	0,23
160,00	0,00		890,00	0,21	0,22
170,00	0,00		900,00	0,21	0,21
180,00	0,00		910,00	0,20	0,20
190,00	0,00		920,00	0,19	0,20
200,00	0,00		930,00	0,19	0,19
210,00	0,00		940,00	0,18	0,18
220,00	0,00		950,00	0,18	0,18
230,00	0,00		960,00	0,18	0,18
240,00	0,00		970,00	0,18	0,18
250,00	0,00		980,00	0,18	0,18
260,00	0,00		990,00	0,18	0,17
270,00	0,00		1000,00	0,16	0,16
280,00	0,00		1010,00	0,15	0,16
290,00	0,00		1020,00	0,15	0,15
300,00	0,00		1030,00	0,15	0,15
310,00	0,00		1040,00	0,15	0,15
320,00	0,00		1050,00	0,15	0,15
330,00	0,00		1060,00	0,14	0,14
340,00	0,00		1070,00	0,14	0,14
350,00	0,00		1080,00	0,13	0,13

360,00	0,00		1090,00	0,13	0,13
370,00	0,00		1100,00	0,12	0,12
380,00	0,00		1110,00	0,12	0,12
390,00	0,00		1120,00	0,12	0,12
400,00	0,00		1130,00	0,12	0,12
410,00	0,00		1140,00	0,12	0,12
420,00	0,00		1150,00	0,12	0,12
430,00	0,00		1160,00	0,12	0,12
440,00	0,00		1170,00	0,12	0,12
450,00	0,00		1180,00	0,11	0,12
460,00	0,00		1190,00	0,11	0,12
470,00	0,00		1200,00	0,11	0,12
480,00	0,00		1210,00	0,10	0,12
490,00	0,00	0,00	1220,00	0,09	0,12
500,00	0,01	0,00	1230,00	0,09	0,12
510,00	0,01	0,00	1240,00	0,09	0,12
520,00	0,01	0,00	1250,00	0,09	0,12
530,00	0,02	0,00	1260,00	0,09	0,11
540,00	0,02	0,00	1270,00	0,09	0,11
550,00	0,03	0,00	1280,00	0,09	0,11
560,00	0,03	0,01	1290,00	0,09	0,11
570,00	0,04	0,01	1300,00	0,09	0,11
580,00	0,04	0,01	1310,00	0,09	0,11
590,00	0,05	0,01	1320,00	0,09	0,11
600,00	0,06	0,01	1330,00	0,09	0,11
610,00	0,07	0,01	1340,00	0,09	0,11
620,00	0,08	0,01	1350,00	0,09	0,11
630,00	0,09	0,02	1360,00	0,09	0,11
640,00	0,12	0,02	1370,00	0,09	0,11
650,00	0,15	0,02	1380,00	0,09	0,11
660,00	0,17	0,03	1390,00	0,09	0,11
670,00	0,23	0,04	1400,00	0,09	0,11
680,00	0,28	0,05	1410,00	0,09	0,11
690,00	0,31	0,08	1420,00	0,08	0,11
700,00	1,94	0,11	1430,00	0,08	0,11
710,00	3,44	2,92	1440,00	0,08	0,11
720,00	4,33	3,34			

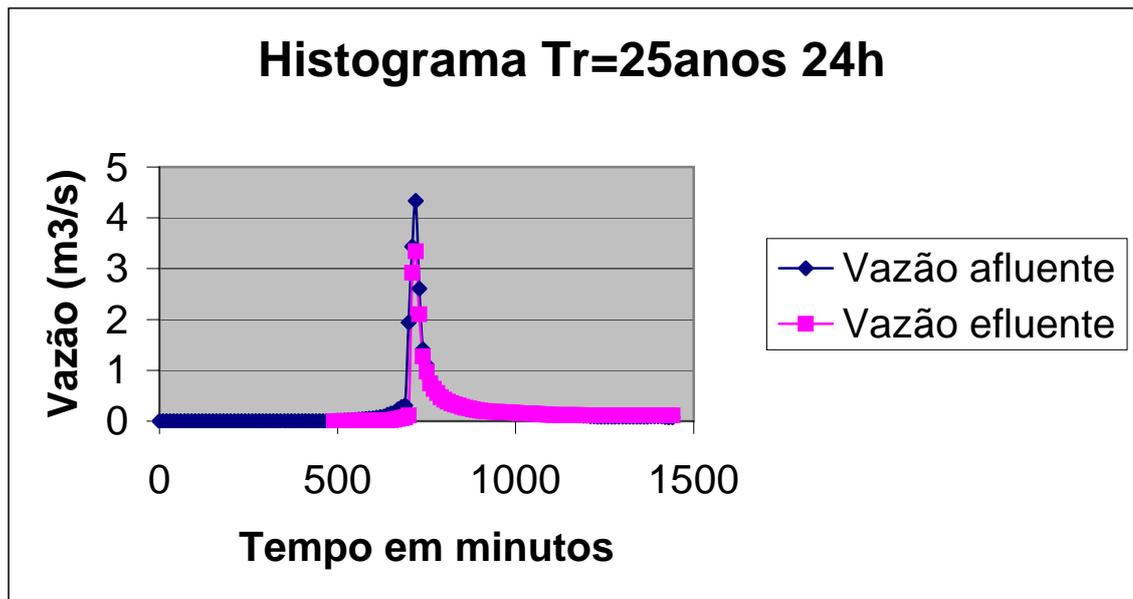


Figura 67.4 - Histograma das vazões afluyente e efluente.

#### 67.16 Cálculo do vertedor para $Q_{p100}$

A vazão de pós-dimensionamento para  $Q_{p100}$  é  $5,96\text{m}^3/\text{s}$  que deverá ser usada no vertedor lateral de emergência, feito fora da barragem (ao lado).

Como temos um reservatório para armazenamento de água, deve-se fazer o *routing* para  $Tr= 100\text{anos}$ .

A solução é estimar uma vazão no vertedor para  $Q_{p100}$  e depois fazer o *routing* para obtermos a vazão real.

A vazão de pré-desenvolvimento para  $Tr= 100\text{anos}$  é de  $4,33\text{m}^3/\text{s}$ .

Para a cota máxima do  $Q_{25}$  obtemos a vazão total de  $3,416\text{m}^3/\text{s}$ .

A diferença aproximada é que passará pelo vertedor:  $5,96\text{m}^3/\text{s} - 3,416\text{m}^3/\text{s} = 2,55\text{m}^3/\text{s}$

Portanto, supomos que deverá passar pelo vertedor de emergência a vazão de  $2,55\text{m}^3/\text{s}$

Como a altura mínima de um vertedor é de  $0,30\text{m}$ , supomos que a altura do vertedor  $h$  seja igual a  $0,50\text{m}$ .

$$h = 0,50\text{m}$$

$$Q = kw L (2g)^{0,5} h^{3/2}$$

$$2,55 = 0,50 \times L (2 \times 9,81)^{0,5} \times 0,50^{3/2}$$

$$L = 3,24\text{m}$$

Adotamos  $L = 3,25\text{m}$  e altura  $0,50\text{m}$ .

$$Q = kw L (2g)^{0,5} h^{3/2}$$

$$Q = 0,5 \times 3,25 (2 \times 9,81)^{0,5} h^{3/2}$$

$$Q = 7,2 \times h^{3/2}$$

#### 67.17 Verificar regra dos 10%

Como a área da bacia tem  $26,04\text{ha} > 20\text{ha}$ , temos que fazer uma verificação a jusante do que acontecerá a pontes, viadutos, obras públicas.

Pela regra dos 10% devemos examinar até área de  $260,4\text{ha}$ , de maneira que 10% seja igual a  $26,04\text{ha}$ . Para isto, deverá ser aplicado o método de *Muskingun-Cunge* (Capítulo 10, deste livro).

### 67.18 Verificação da segurança da barragem

Alguns estados americanos possuem normas de segurança das barragens onde está o volume armazenado máximo, a altura da barragem no ponto mais fundo e os perigos de rompimento com prejuízos materiais e humanos. São as chamadas falhas em pequenas barragens, isto é, aquelas com alturas menores que 6m e volume menor ou igual a 1.000.000m<sup>3</sup>.

Ver detalhes no “Capítulo 8 - Falhas em pequenas barragens” deste livro.

Vazão de pico devido a brecha na barragem ( $Q_p$ )

Pesquisa feita por FROEHLICH, (1995) in *Bureau of Reclamation*, 1998 fornece a vazão de pico devido a brecha na barragem.

$$Q_p = 0,607 \times V^{0,295} \times h^{1,24}$$

Sendo:

$Q_p$ = vazão de pico devido a brecha na barragem (m<sup>3</sup>/s);

V= volume total de água armazenado na barragem (m<sup>3</sup>);

h= altura máxima da barragem (m).

Calcular a vazão de pico ocasionada pela brecha na barragem que tem altura de 4,9m e volume de 7.935m<sup>3</sup>.

$$Q_p = 0,607 \times V^{0,295} \times h^{1,24}$$

$$Q_p = 0,607 \times 7935^{0,295} \times 4,9^{1,24} = 62 \text{ m}^3/\text{s}$$

Em caso de falha na barragem de terra, a vazão de pico será de 63m<sup>3</sup>/s.

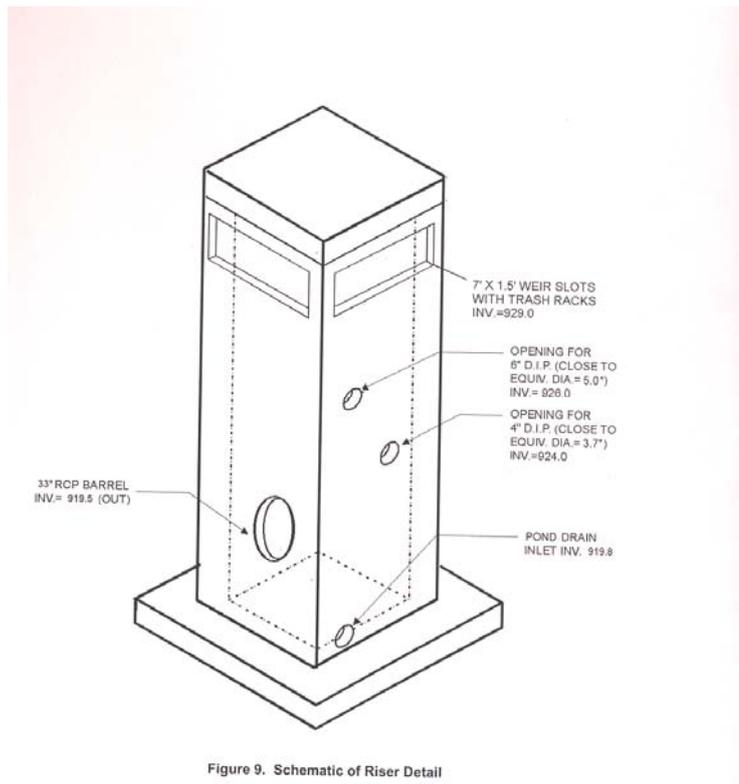


Figura 67.5 - Tomada d'água. Observar drenagem, saída da descarga, orifícios e vertedor para  $Q_{p25anos}$  ou  $Q_{p10anos}$ .  
 Fonte: Estado da Geórgia, 2001

### 67.19 Cálculo do pré-tratamento

O volume do reservatório para controle da qualidade das águas pluviais é de  $860m^3$  já calculado com  $P=15mm$  e  $R_v=0,22$ .

O volume do pré-tratamento é 10% do volume citado, ou seja,  $86m^3$ .

A vazão de pico para  $Tr=25anos$  no pós-desenvolvimento, conforme Tabela (67.5), é  $4,33m^3/s$ .

Dado  $P=15mm$  e  $AI=18,4\%$ . Usamos a Equação de Pitt, 1994 com  $P$  e  $Q$  em milímetros.

$Q = P \times R_v = 15mm \times 0,22 = 3,30mm = 0,33cm$  (notar que colocamos em cm para ser usado no TR-55)

$P = 15mm$  e  $Q = 3,30mm$

$$CN = 1000 / [10 + 0,197.P + 0,394.Q - 10 (0,0016Q^2 + 0,0019 .Q.P)^{0,5}]$$

Portanto, o valor é  $CN = 92$ .

$$S = 25400 / CN - 254 = 25400 / 92 - 254 = 276 - 254 = 22mm$$

Usa-se a simplificação de  $Q = P \times R_v$ , que produz o volume do reservatório para qualidade da água em mm.

$$I_a = 0,2 S = 0,2 \times 22mm = 4,40mm$$

$$I_a/P = 4,40mm/15mm = 0,39. \text{ Adotamos } I_a/P = 0,40$$

Escolhendo Chuva Tipo II para a Região Metropolitana de São Paulo.

$$C_0 = 2,36409$$

$$C_1 = -0,59857$$

$$C_2 = -0,05621$$

$t_c = 21min = 0,35h$  (tempo de concentração) para pós-desenvolvimento

$$\log Q_u = C_0 + C_1 \log t_c + C_2 (\log t_c)^2 - 2,366$$

$$\log Q_u = 2,36409 - 0,59857 \log (0,35) - 0,05621 [\log (0,35)]^2 - 2,366$$

$$\log Q_u = 0,2593$$

$$Q_u = 1,82m^3/s/cm / km^2 \text{ (pico de descarga unitário)}$$

$$Q_p = Q_u \times A \times Q$$
$$A = 26,04 \text{ ha} = 0,2604 \text{ km}^2$$
$$Q = 0,33 \text{ cm}$$
$$Q_p = Q_u \cdot A \times Q. F_p = 1,82 \text{ m}^3/\text{s}/\text{cm}/\text{km}^2 \times 0,2604 \text{ km}^2 \times 0,33 \text{ cm} = 0,16 \text{ m}^3/\text{s}$$

Portanto, o pico da descarga para o reservatório de qualidade de água é de  $0,16 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### 67.19.1 Dimensões do pré-tratamento

Portanto, a vazão de entrada é  $0,16 \text{ m}^3/\text{s}$ .

$$A_s = 2,3 \times Q_o / v_s$$

$$A_s = 2,3 \times Q_o / 0,036 = 64 Q_o = 64 \times 0,16 = 11 \text{ m}^2$$

$$V = 0,1 \times WQV = 0,1 \times 860 = 86 \text{ m}^3$$

Profundidade = Volume / área  $A_s = 86 \text{ m}^3 / 11 \text{ m}^2 = 7,8 \text{ m} > 3,5$  Não está bom, pois, deverá ser menor que 3,5m

$$\text{Profundidade} = \text{Volume} / \text{Área } A_s$$

$$3,00 = 86 \text{ m}^3 / A_s$$

$$A_s = 86/3 = 29 \text{ m}^2$$

$$L = \text{largura (m)}$$

$$\text{Comprimento} = 3 \times L \text{ (m)}$$

$$L \times 3L = 29 \text{ m}^2 \text{ portanto } L = 3,2 \text{ m}$$

$$\text{Comprimento} = 3 \times 3,2 \text{ m} = 9,6 \text{ m}$$

#### Verificações:

Velocidade ao longo da caixa de pré-tratamento =  $V = \text{espaço} / \text{tempo}$

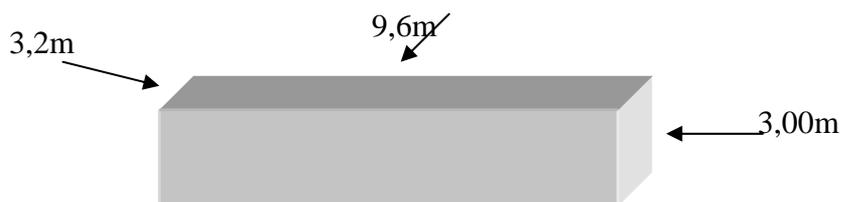
Portanto tempo =  $\text{espaço} / \text{velocidade}$

$$Q = S \times V$$

$$V = Q/S = 0,16 / (3,2 \times 3) = 0,017 \text{ m/s} < 0,25 \text{ m/s OK}$$

T Tempo =  $9,6 \text{ m} / 0,017 = 565 \text{ s} = 9 \text{ min}$  ( o valor mínimo é 5min ) OK.

O pré-tratamento terá as seguintes dimensões:  $9,6 \text{ m} \times 3,2 \text{ m} \times 3,00 \text{ m} = 92 \text{ m}^3 > 86 \text{ m}^3$



#### 67.20 Vazão catastrófica

Vamos estimar a vazão catastrófica da mesma maneira que o Guia Prático para projetos de pequenas obras hidráulicas do DAEE, 2005.

O vertedor tem 3,25m de largura por altura de água de 0,50m e como temos uma borda livre de 0,50m teremos uma altura total de  $0,50 \text{ m} + 0,50 \text{ m} = 1,00 \text{ m}$ .

Considerando a equação do vertedor:

$$Q = k_w \times L \times H \times (2gH)^{0,5}$$

$$Q = k_w \times L \times 4,43 \times H^{1,5}$$

$$K_w = 0,50$$

$$L= 3,25\text{m}$$
$$H= 1,00\text{m}$$
$$Q_s= 0,50 \times 3,25 \times 4,43 \times 1,00^{1,5} = 7,20 \text{ m}^3/\text{s}$$

O tempo de concentração no desenvolvimento é  $t_c=21$  minutos.  
Considerando o hidrograma pelo Método Racional e considerando a base  $t_b= 3 \times t_c = 3 \times 21= 63$  min

O volume aproximado para a vazão de  $7,20\text{m}^3/\text{s}$  e considerando a base de 63min teremos no vertedor na ocorrência da cheia denominada de "catastrófica".

$$V_s= Q_s \times t_b / 2 = 7,20\text{m}^3/\text{s} \times 21\text{min} \times 60\text{s} / 2= 13604\text{m}^3$$

O volume na cota 740,90m é  $7935\text{m}^3$  e o volume na cota 703,90m, soleira do vertedor é de  $5292\text{m}^3$ .  
Sendo a diferença  $V_r= 7935-5292= 2643\text{m}^3$

$$V_e= V_r + V_s$$

$$V_e= 2643\text{m}^3+13.604\text{m}^3= 16.247\text{m}^3$$

$$\text{Mas } V_e= (Q_e \times t_b) / 2$$

Como temos  $V_e$  e  $t_b$  achamos o valor de  $Q_e$

$$Q_e= V_e \times 2 / t_b = 16.247 \times 2 / (63 \times 60) = 8,6 \text{ m}^3/\text{s}$$

Supondo a aplicação do Método Racional com  $C=0,22$  que é o valor de  $R_v$  teremos:

$$Q= CIA / 360$$

$$Q= \text{vazão de pico (m}^3/\text{s)}= 8,6\text{m}^3/\text{s}$$

$$C= \text{coeficiente de escoamento superficial}= 0,22$$

$$I= \text{intensidade de chuva (mm/h)}$$

$$A= \text{área da bacia em hectare}= 26,04\text{ha}$$

Tirando o valor da intensidade de chuva  $I$  temos:

$$I = Q \times 360 / ( C \times A) = 8,6 \times 360 / (0,22 \times 26,04) = 540\text{mm/h}$$

Equação de Paulo S. Wilken para RMSP

$$I = \frac{1747,9 \cdot T_r^{0,181}}{(t + 15)^{0,89}} \quad (\text{mm/h})$$

Sendo:

$I$ = intensidade média da chuva (mm/h);

$T_r$ = período de retorno (anos);

$t_c$ =duração da chuva (min).

$$540 = \frac{1747,9 \cdot T_r^{0,181}}{(21 + 15)^{0,89}}$$

Aproximadamente podemos supor:

$$T_r^{0,181} = (21 + 15)^{0,89} \times 540 / 1747,9= 7,5$$

$$T_r= 65.000\text{anos}$$

Conclui-se que para a barragem em análise, o risco associado à vazão catastrófica é muito baixo.

### 67.21 Enchimento do reservatório

O volume do reservatório na cota 704,90m é de 6.534m<sup>3</sup> e pode ser verificado aproximadamente pela vazão afluente:

Na área da bacia de 26,04ha tem precipitação média anual de 1500mm.

Portanto, o volume anualmente precipitado é:

$$26,04\text{ha} \times 10.000\text{m}^2 \times 1,5\text{m} = 390.600\text{m}^3$$

Considerando que 70% das precipitações ocorrem de outubro a março (seis meses) e que cerca de 30% da precipitação resulta em escoamento superficial direto, temos:

$$390.600\text{m}^3 \times 0,7 \times 0,3 = 82.026\text{m}^3$$

A porcentagem entre o volume do reservatório e da precipitação é:

$$(6.534\text{m}^3 / 82.026\text{m}^3) \times 100 = \mathbf{8\%}$$

Portanto, não haverá problemas no enchimento.