



# TEXTO ACADÊMICO

63

## OBRAS HIDRÁULICAS

JACINTO DE ASSUNÇÃO CARVALHO

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE LAVRAS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA**

# **OBRAS HIDRÁULICAS**

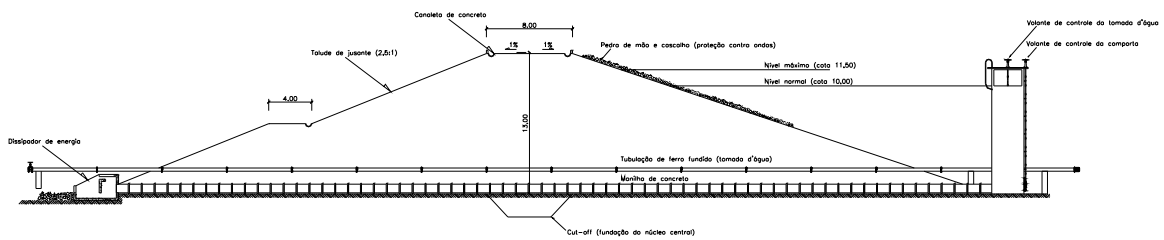
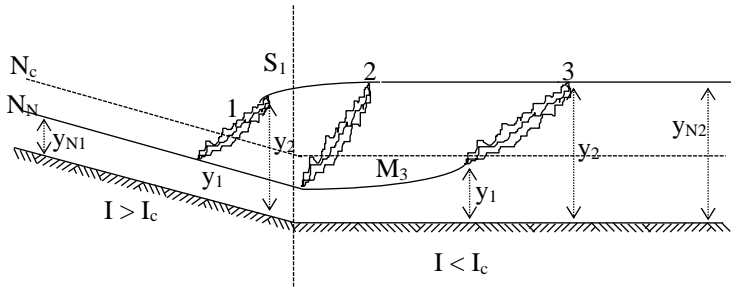
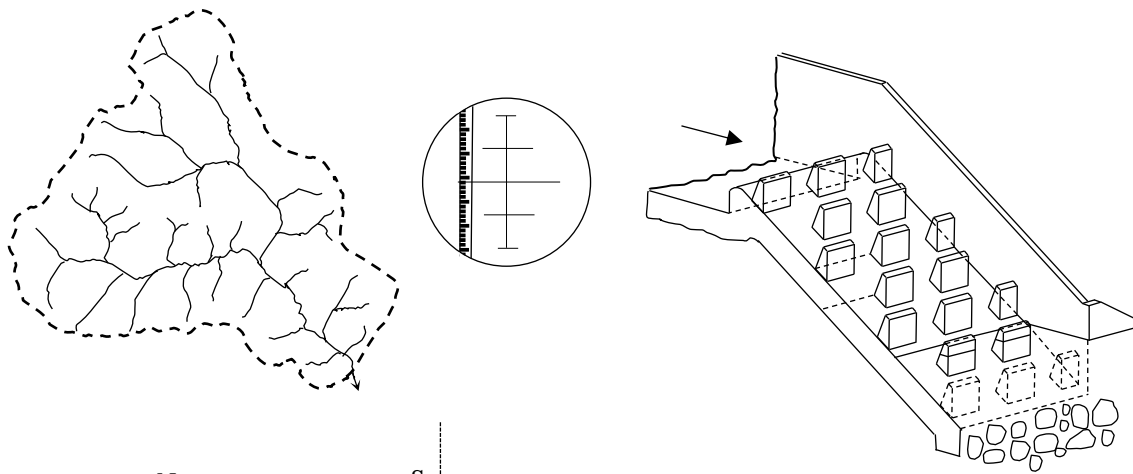
**Jacinto de Assunção Carvalho**

**EDITORA UFLA  
Lavras - MG**

UNIVERSIDADE FEDERAL DE LAVRAS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA

# OBRAS HIDRÁULICAS

Jacinto de Assunção Carvalho



Corte Transversal do Maciço  
Escala 1:200

Os textos Acadêmicos visam a publicar trabalhos elaborados pelos docentes para uso em sala de aula. Os textos, de responsabilidade dos autores e respectivos departamentos, poderão ser aperfeiçoados para, em futuras edições, serem publicados sob a forma de livro.

Nenhuma parte desta publicação pode ser reproduzida, por qualquer meio ou forma, sem a autorização escrita e prévia da Editora/UFLA.



**Editora UFLA**

Campus Histórico, Caixa Postal 3037

37200-000 – Lavras – MG

Fone: (35) 3829-1089 – Fax (35) 3829-1551

e-mail: editora@ufla.br ; Homepage: www.editora.ufla.br

**Diretoria Executiva:** Renato Paiva (Diretor), Carlos Alberto Silva, Elias Tadeu Fialho

**Conselho Editorial:** Renato Paiva (Presidente), Brígida de Souza, Carlos Alberto Silva, Elias Tadeu Fialho, Flávio Meira Borém, Joelma Pereira, Luiz Antônio Augusto Gomes

**Secretária:** Silvana Paula Elieser

**Revisão de Texto:** Eveline de Oliveira

**Revisão de Referências Bibliográficas:** Maria Helena de Castro

**Editoração:** Jacinto de Assunção Carvalho, Luciana Carvalho Costa, Christyane Ap. Caetano, Isabel C. Oliveira

**Comercial:** Quele Pereira de Gois

**Financeiro:** Bruna de Carvalho Naves

**Comissão Editorial Responsável Pela Análise e Avaliação dos Textos Acadêmicos Produzidos pelo Departamento de Engenharia:** Cláudio Milton Montenegro (Presidente), Flávio Meira Borém, Jacinto de Assunção Carvalho

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE LAVRAS**

**REITOR:** Antonio Nazareno Guimarães Mendes

**VICE-REITOR:** Elias Tadeu Fialho

**Ficha Catalográfica Preparada pela Divisão de Processos Técnicos  
da Biblioteca Central da UFLA**

Carvalho, Jacinto de Assunção

Obras hidráulicas / Jacinto de Assunção Carvalho.

Lavras : Editora UFLA, 2009.

266 p. : il. – (Texto Acadêmico 63)

Bibliografia.

1. Hidráulica de canais. 2. Estruturas hidráulicas. 3. Barragens. I. Universidade Federal de Lavras. II. Título.

CDD-627

# SUMÁRIO

<b>1 – Movimento uniforme</b>	<b>1</b>
1.1 – Classificação dos regimes de escoamento	1
1.1.1 – Em relação ao tempo	1
1.1.1.1 - Permanente	1
1.1.1.2 – Não permanente (transitório)	1
1.1.2 – Em relação ao espaço	2
1.1.2.1. – Uniforme	2
1.1.2.2. – Não uniforme (variado)	2
1.1.3 – Exemplos	3
1.1.4 - Resumo	3
1.2 – Movimento uniforme	4
1.2.1 – Movimento permanente e uniforme	5
1.2.2 – Seções transversais de canais	7
1.2.3 – Equação da resistência	8
1.2.4 – Distribuição da velocidade nos canais	11
1.2.5 – Limite de velocidade em canais	12
1.2.6 – Folga nos canais	14
1.2.7 – Exercícios resolvidos	14
1.2.8 – Dimensionamento de seções de canais (tabelas)	17
1.2.8.1 – Seções circulares	17
1.2.8.2 – Seções trapezoidais e retangulares	19
1.2.8.3 – Exercícios resolvidos	26
1.2.9 – Canais circulares	28
1.2.9.1 – Exercícios resolvidos	30
1.3 – Exercícios propostos	33
<b>2 – Canais com mínima resistência</b>	<b>36</b>
2.1 – Seções de mínima resistência	37
2.1.1 – Seção trapezoidal	37
2.1.2 – Seção retangular	38
2.1.3 – Seção triangular	38

2.2 – Exercícios resolvidos	39
2.3 – Exercícios propostos	40
<b>3 – Rugosidade equivalente</b>	<b>42</b>
3.1 – Equações para obtenção da rugosidade equivalente	42
3.2 – Exercício resolvido	43
3.3 – Exercícios propostos	44
<b>4 – Canais de seção composta</b>	<b>45</b>
4.1 – Exercício resolvido	46
4.2 – Exercícios propostos	47
<b>5 – Energia específica</b>	<b>48</b>
5.1 – Representação gráfica da energia específica	49
5.2 – Determinação do escoamento crítico	50
5.3 – Número de Froude	51
5.4 – Tipos de escoamentos	51
5.4.1 – Escoamento supercrítico	52
5.4.2 – Escoamento crítico	52
5.4.3 – Escoamento subcrítico	52
5.5 – Ocorrência do regime crítico	53
5.6 - Variação da vazão unitária ( $q$ ) em relação à profundidade ( $y$ )	54
5.7 – Seções de controle	55
5.8 – Escoamento crítico para canais de seção qualquer (geral)	56
5.9 – Exercícios resolvidos	57
5.10 – Exercícios propostos	60
<b>6 – Transições em canais</b>	<b>63</b>
6.1 – Depressão ou elevação suave no fundo do canal	63
6.1.1 – Elevação suave do fundo do canal	64
6.1.1.1 – Regime subcrítico	65
6.1.1.2 – Regime supercrítico	65
6.1.2 – Depressão suave do fundo do canal	65
6.1.2.1 – Regime subcrítico	66
6.1.2.2 – Regime supercrítico	66

6.2 – Contração ou expansão da seção transversal do canal	66
6.2.1 – Contração suave da seção transversal do canal	67
6.2.1.1 – Regime subcrítico	68
6.2.1.2 – Regime supercrítico	68
6.2.2 – Expansão suave da seção transversal do canal	68
6.2.2.1 – Regime subcrítico	69
6.2.2.2 – Regime supercrítico	69
6.3 – Exercícios resolvidos	69
6.4 – Exercícios propostos	73
<b>7 – Movimento gradualmente variado</b>	<b>75</b>
7.1 – Análise qualitativa	76
7.2 – Classificação dos perfis	77
7.3 – Classes de curvas de remanso	79
7.3.1 – Declividade suave ( $i < 0$ , $Fr < 1$ ) – Curvas M	79
7..3.1.1 – Região 1 (Curva $M_1$ )	79
7..3.1.2 – Região 2 (Curva $M_2$ )	79
7..3.1.3 – Região 3 (Curva $M_3$ )	79
7.3.2 – Declividade forte ( $i > 0$ , $Fr > 1$ ) – Curvas S	80
7..3.1.1 – Região 1 (Curva $S_1$ )	80
7..3.1.2 – Região 2 (Curva $S_2$ )	80
7..3.1.3 – Região 3 (Curva $S_3$ )	81
7.3.3 – Declividade crítica ( $i > 0$ , $Fr = 1$ ) – Curvas C	81
7..3.3.1 – Região 1 (Curva $C_1$ )	82
7..3.2.2 – Região 3 (Curva $C_3$ )	82
7.3.4 – Declividade nula ( $i = 0$ ) – Curvas H	83
7.3.5 – Declividade adversa ( $i < 0$ ) – Curvas A	83
7.4 – Observações gerais	84
7.5 – Análise quantitativa (Determinação da curva de remanso – linha d'água)	85
7.6 – Exercícios resolvidos	86
7.7 – Exercícios propostos	92
<b>8 – Movimento bruscamente variado</b>	<b>93</b>
8.1 – Ressalto hidráulico	93

8.2 – Importância do ressalto	94
8.3 – Classificação do ressalto	94
8.4 – Alturas conjugadas do ressalto ( $y_1$ e $y_2$ )	96
8.5 – Ressalto hidráulico em uma seção geométrica qualquer	99
8.6 – Localização do ressalto	100
8.7 – Dissipação da energia hidráulica	101
8.8 – Exercícios resolvidos	104
8.9 – Exercícios propostos	108
<b>9 – Vazão de projeto</b>	<b>110</b>
9.1 – Tempo de concentração	111
9.2 – Intensidade de precipitação	117
9.3 – Estimativa da vazão de projeto	123
9.4 – Exercícios resolvidos	128
9.5 – Exercícios propostos	135
<b>10 – Dissipadores de energia</b>	<b>136</b>
10.1 - Dissipador de energia para saída de tubulações e canais	136
10.2 - Dissipadores de energia para rampas extravasoras	138
10.2.1 – Escada de dissipação	139
10.2.2 – Rampa com blocos	140
10.3 - Dissipação de energia por meio de ressaltos hidráulicos	142
10.3.1 – Calhas	144
10.3.1.1 – Dimensionamento hidráulico da calha retangular	145
10.3.2 – Formação e controle do ressalto hidráulico	146
10.3.2.1 – Soleira de parede espessa	146
10.3.2.2 – Elevação abrupta do fundo do canal	147
10.3.2.3 – Queda no fundo do canal (degrau)	148
10.3.3 – Bacias de dissipação padronizadas (USBR)	149
10.3.4 – Determinação da cota do fundo da bacia de dissipação	151
10.5 – Exercícios resolvidos	154
10.6 – Exercícios propostos	159



<b>11 – Bueiros</b>	160
11.1 – Dispositivos de entrada e saída	160
11.2 – Grade de proteção	161
11.3 – Hidráulica dos bueiros	161
11.4 – Identificação de tipos de bueiros	165
11.5 – Exercícios resolvidos	167
11.6 – Exercícios propostos	172
<b>12 – Barragens de terra</b>	173
12.1 - Principais elementos de uma barragem de terra	174
12.2 – Projeto e dimensionamento	175
12.2.1 - Escolha do local	175
12.2.1.1 – Maciço	176
12.2.1.2 – Reservatório	177
12.2.1.3 – Extravasor	178
12.3 – Balanço hídrico	178
12.4 – Armazenamento e amortecimento da cheia	180
12.5 – Projeto do maciço e reservatório	183
12.6 – Estruturas hidráulicas	191
12.6.1 - Esvaziamento da represa	191
12.6.2 - Extravasor	195
12.6.2.1 - Extravadores de parede espessa	196
12.6.2.2 - Canais extravadores	197
12.6.2.3 - Bueiros	199
12.6.3 - Tomada de água	200
12.6.4. – Dissipadores de energia	201
12.7 – Construção do maciço	201
12.8 – Manutenção da barragem	208
12.9 – Exercício resolvido	212
<b>13 – Medidores de vazão em condutos livres</b>	227
13.1 – Vertedores	227
13.1.2 – Classificação dos vertedores	228
13.1.3 – Principais vertedores	229

13.1.3.1 – Vertedores retangulares	229
13.1.3.2 – Vertedor trapezoidal de Cipoletti	232
13.1.3.3 – Vertedor triangular	232
13.1.3.4 – Vertedor circular	233
13.1.3.5 – Vertedores de parede espessa	233
13.1.3.6 – Vertedor tubular	234
13.2 – Medidores de regime crítico	235
13.2.1 – Medidores Parshall	235
13.2.2 – Calhas WSC flume	237
13.3 – Molinetes	238
13.4 – Exercícios resolvidos	239
13.5 – Exercícios propostos	241
<b>14 – Dispositivos hidráulicos</b>	<b>242</b>
14.1 – Dispositivos de segurança, de alimentação e extravasores	242
14.1.1 – Sifões automáticos (sifões de segurança)	242
14.1.2 – Comportas e adufas	244
14.1.2.1 – Comporta de fundo	244
14.1.2.2 – Adufas	247
14.1.3 – Vertedor lateral	248
14.2 – Dispositivos reguladores de nível	249
14.2.1 – Comporta automática reguladora de nível de montante	249
14.2.2 – Comporta automática reguladora de nível de jusante	251
14.3 – Dispositivos reguladores de fluxo	253
14.3.1 – Descarregadores de vazão constante ajustável	253
14.3.2 – Repartidor proporcional	254
<b>15 – Revestimento de canais</b>	<b>256</b>
15.1 – Escolha do material de revestimento	258
15.2 – Principais tipos de revestimento	259
15.3 – Determinação das perdas de água em canais	262
<b>16 - Bibliografia</b>	<b>264</b>

## 1 MOVIMENTO UNIFORME

### 1.1 CLASSIFICAÇÃO DOS REGIMES DE ESCOAMENTO

#### 1.1.1 EM RELAÇÃO AO TEMPO

##### 1.1.1.1 PERMANENTE

Não há variação das características do escoamento (velocidade constante) em um ponto considerado. Daí, os diversos parâmetros de uma seção molhada são constantes. Esses parâmetros (superfície molhada, profundidade, vazão, etc.) podem depender da seção ou do ponto considerado, porém são independentes do tempo.

Para que o movimento seja permanente, a quantidade de água que entra é igual à quantidade que sai, isto é, a corrente líquida não perde nem recebe líquido durante o trajeto (afluentes, alimentação pelo lençol freático, perdas por infiltração, derivação, etc.). Neste caso há continuidade da vazão entre as diversas seções do canal.

A vazão e a profundidade do líquido em qualquer seção não variam com o tempo, durante o período que interessa considerar.

No escoamento permanente têm-se:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = 0, \quad \frac{\partial p}{\partial t} = 0, \quad \frac{\partial \rho}{\partial t} = 0, \quad \text{etc.}$$

##### 1.1.1.2 NÃO PERMANENTE (TRANSITÓRIO)

A velocidade em um determinado ponto depende do tempo. Os diversos parâmetros (profundidade, área molhada, vazão, etc) variam na seção em função do tempo.

Nesse caso, há variação das características de escoamento:

$$\frac{\partial V}{\partial t} \neq 0, \quad \frac{\partial p}{\partial t} \neq 0, \quad \frac{\partial \rho}{\partial t} \neq 0, \quad \text{etc.}$$

OBS: Com todo o rigor da definição, o regime permanente não existe na prática. Considera-se permanente o regime em função de elementos médios, resultando em um movimento permanente em média.

## 1.1.2 EM RELAÇÃO AO ESPAÇO

### 1.1.2.1 UNIFORME

O escoamento uniforme é quase sempre de regime permanente. A velocidade e a profundidade da água (canal) são constantes ao longo do conduto, ou seja, a velocidade é constante em qualquer ponto ao longo do escoamento, para um determinado tempo. Este regime só pode se estabelecer em canais uniformes muito longos e em trechos distantes das suas extremidades.

$$\frac{\partial V}{\partial L} = 0$$

### 1.1.2.2 NÃO UNIFORME (VARIADO)

Este tipo de escoamento pode ser verificado em regime permanente ou não. Caracteriza-se pela variação da vazão (velocidade) e da profundidade do líquido ao longo da extensão do canal. As trajetórias das partículas são curvas e a declividade das superfícies livres é variável ao longo do canal. É o regime que se tem necessariamente em canais não uniformes, tais como os cursos d'água naturais, sendo também muito frequentes em canais uniformes. Neste caso, existe variação da velocidade de escoamento entre uma seção e outra.

$$\frac{\partial V}{\partial L} \neq 0$$

O regime não uniforme pode ser gradualmente variado (MGV) ou bruscamente variado (MBV). No regime MGV, os raios de curvatura das trajetórias das partículas são muito grandes em relação às dimensões do canal. No MBV, as trajetórias das partículas apresentam grandes curvaturas acentuadas.

### 1.1.3 EXEMPLOS

Regime permanente uniforme:

- Água escoando por um canal longo, de seção constante e carga constante.

Regime permanente e não uniforme:

- Água escoando por um conduto de seção crescente com vazão constante.
- Água escoando na crista de um vertedor de barragem.

Regime não permanente:

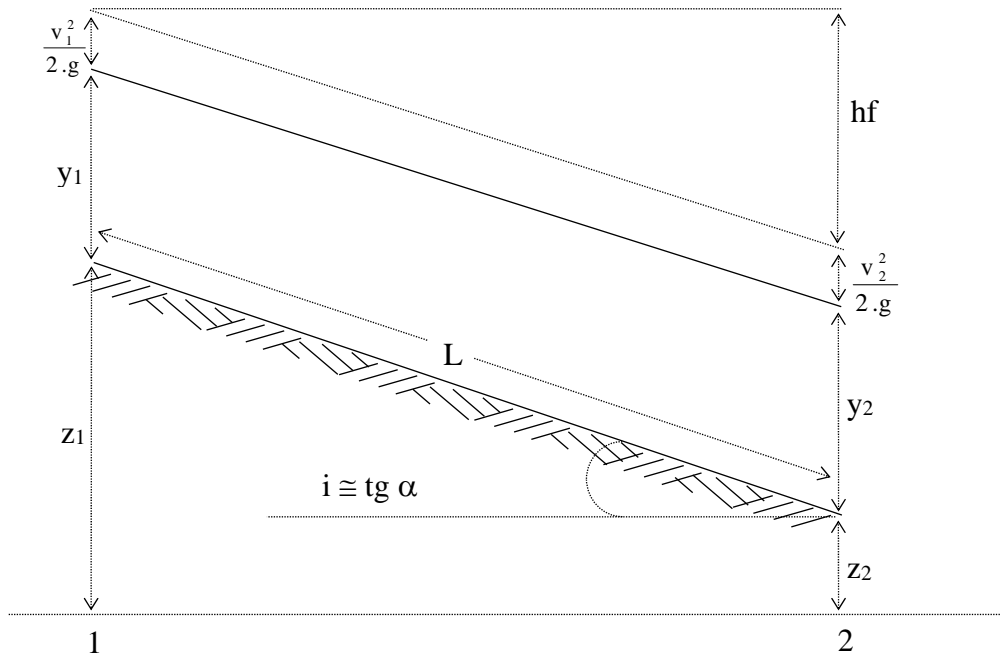
- Uma onda de cheia em um curso d'água natural.
- Uma onda de maré.

### 1.1.4 RESUMO

Escoamento	Permanente (para determinada seção, a vazão é constante)	Uniforme (seção uniforme, $v$ e $y$ constantes)	Gradualmente (MGV)
	Não permanente (vazão variável)	Variado (acelerado e retardado)	Bruscamente (MBV)

## 1.2 MOVIMENTO UNIFORME

Em um canal de declividade constante, o movimento é uniforme quando a seção de escoamento é constante em forma e dimensões. De acordo com a equação da continuidade,  $Q = A_1.V_1 = A_2.V_2$ , para que a velocidade seja constante, a seção também deve ser, ou seja, a profundidade da água ( $Y$ ) é constante e a superfície livre da água é paralela ao fundo. A linha piezométrica coincide com a superfície da água (Figura 1.1).



**FIGURA 1.1** Representação esquemática de um segmento de canal.

Aplicando Bernoulli entre as seções 1 e 2 afastadas entre si de uma distância  $L$ , tem-se:

$$Y_1 + z_1 + \frac{v_1^2}{2.g} = Y_2 + z_2 + \frac{v_2^2}{2} + hf$$

No movimento uniforme  $V_1 = V_2$ ,  $A_1 = A_2$ , e,  $Y_1 = Y_2$ , então:

$$z_1 = z_2 + hf \quad hf = z_1 - z_2 \quad \rightarrow \quad J = \frac{hf}{L}$$

No movimento uniforme, a perda de carga é igual à diferença de cotas da superfície, ou do fundo do canal, dado o paralelismo existente.

### 1.2.1 MOVIMENTO PERMANENTE E UNIFORME

$$\frac{\partial V}{\partial t} = 0 \quad \text{e} \quad \frac{\partial V}{\partial L} = 0$$

Ocorre em canais prismáticos, de grande comprimento e pequena declividade.

A superfície da água é paralela à linha de energia e ao fundo do canal ( $i = J$ ).

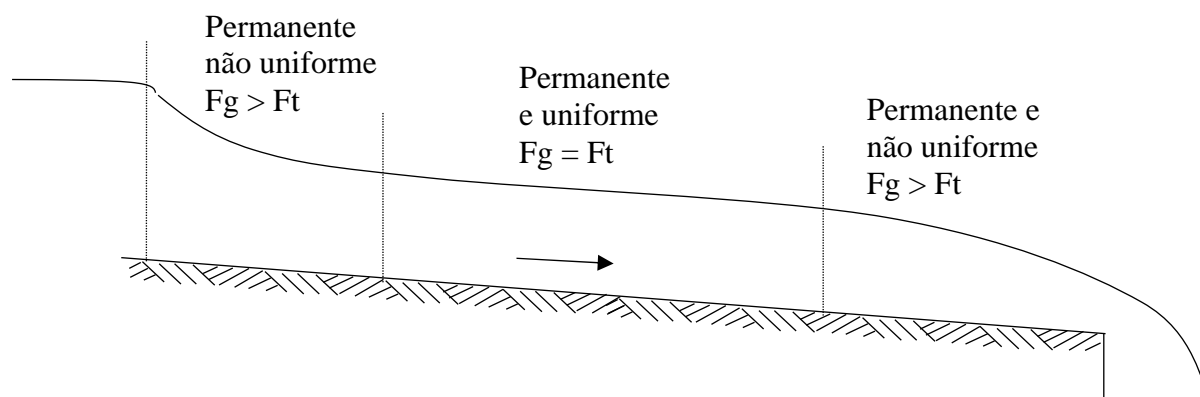
O movimento uniforme (MU) só é atingido depois da zona de transição, cujo comprimento dependerá, principalmente, das resistências oferecidas ao escoamento. Esse tipo de escoamento só ocorre em condições de equilíbrio dinâmico, isto é, quando houver um balanceamento entre a força aceleradora e a força de resistência.

A força de resistência depende da velocidade média do escoamento e, portanto, é necessário que essa velocidade atinja um determinado valor para que haja o equilíbrio entre essas forças. Por isso, é necessário que o canal tenha um comprimento razoável para que haja a possibilidade do estabelecimento do escoamento permanente e uniforme, fora dos trechos nos quais existe a influência das extremidades de montante e jusante.

Considere o escoamento apresentado na Figura 1.2, em que um canal prismático, de declividade e rugosidade constante é alimentado por reservatório e termina em uma queda brusca.

O movimento uniforme só se estabelecerá após a fase de transição, quando existir um balanceamento das forças aceleradora e resistiva.

A força resistiva, originada pela presença de uma tensão de cisalhamento, que depende da viscosidade do fluido e da rugosidade do canal, é função da velocidade média do escoamento.



**FIGURA 1.2** Representação esquemática de um escoamento

A força aceleradora é a componente da força gravitacional na direção do escoamento.

Ainda na Figura 1.2, observa-se que, no trecho inicial do canal, haverá uma aceleração do escoamento necessária para a velocidade passar de um valor praticamente nulo no reservatório para um certo valor finito. Neste trecho há um desequilíbrio das forças, já que a componente gravitacional supera a resistiva, caracterizando um movimento não uniforme.

Com o aumento da velocidade cresce a força da resistência, até que esta se torna igual e oposta à da gravidade. Ao atingir este equilíbrio, resulta um movimento com velocidade constante, que é caracterizado pela constância da vazão, através da seção reta e constância da altura d'água, caracterizando o escoamento permanente e uniforme.

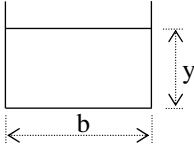
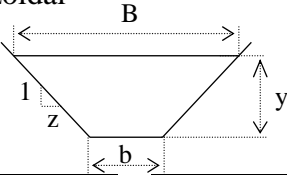
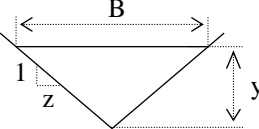
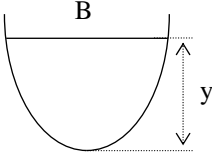
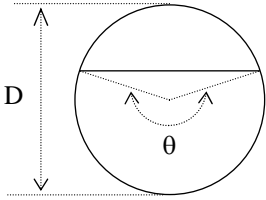
Próximo à extremidade de jusante o escoamento é influenciado pela presença da queda livre e existe novamente o desequilíbrio entre as forças, caracterizando um escoamento no qual a altura varia gradualmente (no trecho em que o escoamento é paralelo), que é chamado escoamento permanente gradualmente variado.

Dessa maneira, pode-se verificar que, em canais curtos, as condições de escoamento uniforme não são atingidas. Entretanto, a solução de problemas de escoamento uniformes forma a base para os cálculos de escoamentos em canais.



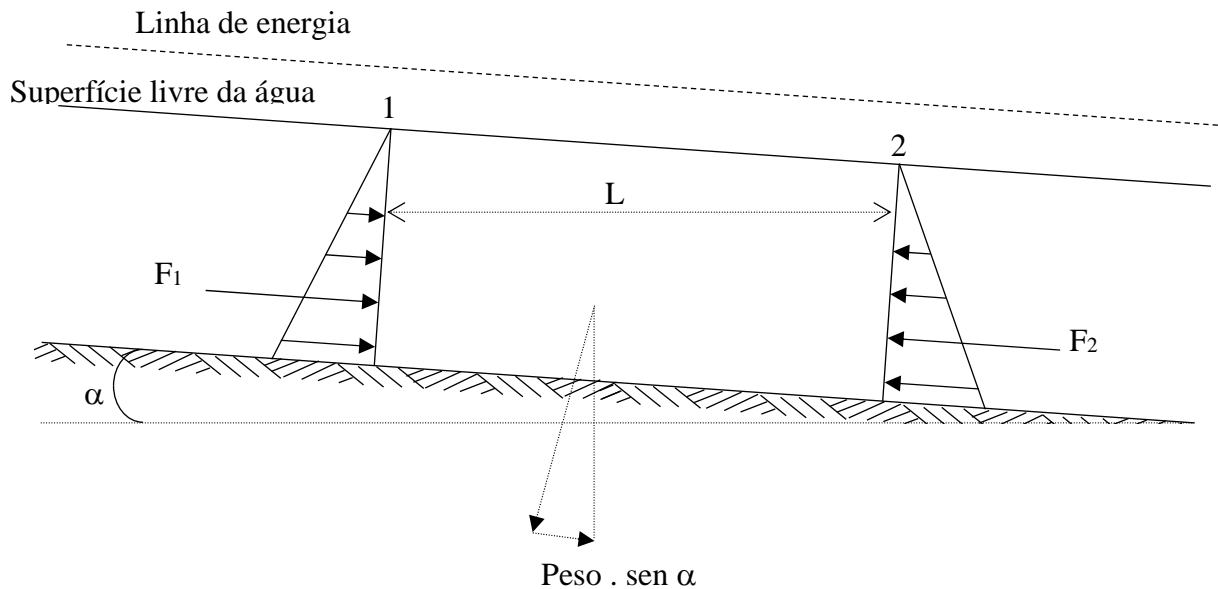
## 1.2.2 SEÇÕES TRANSVERSAIS DE CANAIS

TABELA 1.1 Parâmetros geométricos das seções transversais mais usuais

Seção transversal	Parâmetro	Fórmula
Retangular 	Área	$A = b \cdot y$
	Perímetro molhado	$P = b + 2 \cdot y$
	Largura da superfície	$B = b$
Trapezoidal 	Área	$A = (b + z \cdot y) \cdot y$
	Perímetro molhado	$P = b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{z^2 + 1}$
	Largura da superfície	$B = b + 2 \cdot z \cdot y$
Triangular 	Área	$A = b + z \cdot y^2$
	Perímetro molhado	$P = 2 \cdot y \cdot \sqrt{z^2 + 1}$
	Largura da superfície	$B = 2 \cdot z \cdot y$
Parábola 	Área	$A = \frac{2}{3} \cdot B \cdot y$
	Perímetro molhado	$P = B + \frac{8 \cdot y^2}{3 \cdot B}$
	Largura da superfície	$B = \frac{3 \cdot A}{2 \cdot y}$
Circular 	Área	$A = \frac{D^2}{8} \cdot (\theta - \text{sen } \theta)$
	Perímetro molhado	$P = \frac{\theta \cdot D}{2}$
	Largura da superfície	$B = D \cdot \left( \text{sen } \frac{\theta}{2} \right)$
	Ângulo	$\theta = 2 \cdot \text{arc. cos.} \left( 1 - 2 \cdot \frac{y}{D} \right)$
	Profundidade	$Y = \frac{D}{2} \cdot \left( 1 - \cos \frac{\theta}{2} \right)$

### 1.2.3 EQUAÇÃO DA RESISTÊNCIA

Considere um trecho de canal com escoamento uniforme (Figura 1.3).



**FIGURA 1.3** Balanço de forças no escoamento uniforme

No movimento permanente e uniforme, as características de escoamento (velocidade, profundidade e área) permanecem inalteradas no tempo e no espaço.

As forças atuantes no trecho do canal entre as seções 1 e 2, no sentido do escoamento, são:

- componente do peso (peso . sen  $\alpha$ );
- forças devido à pressão ( $F_1$  e  $F_2$ );
- força de resistência ao escoamento ( $F_R$ ).

Sendo o movimento uniforme, o balanço de forças que agem no trecho é nulo. Assim:

$$F_1 - F_2 + \text{Peso} \cdot \text{sen } \alpha - F_R = 0$$

No movimento uniforme, a profundidade não varia. Assim, as áreas de 1 e 2 serão iguais e, ainda, considerando a distribuição hidrostática das pressões, tem-se:

$$F_1 = F_2$$

Resultando em:

$$\text{Peso} \cdot \text{sen } \alpha - F_R = 0$$

ou seja,

$$\text{Peso} \cdot \text{sen } \alpha = F_R$$

Da expressão anterior tem-se que:

$$\text{Peso} = \gamma \cdot A \cdot L$$

Mas,  $\text{sen } \alpha \approx \tan \alpha$  (em canais, a declividade é, normalmente, muito pequena, ou seja, o ângulo de inclinação é pequeno, o que permite escrever que  $\text{sen } \alpha \approx \tan \alpha$ ). A tangente do ângulo  $\alpha$  é a declividade do próprio canal ( $i$ ).

Reescrevendo:

$$\text{Peso} \cdot \text{sen } \alpha = \gamma \cdot A \cdot L \cdot \tan \alpha$$

$$\text{Peso} \cdot \text{sen } \alpha = \gamma \cdot A \cdot L \cdot i$$

De acordo com Chezy (1796) a força de resistência ao escoamento ( $F_R$ ) é proporcional à superfície de contato (perímetro x comprimento) e ao quadrado da velocidade:

$$F_R = k \cdot v^2 \cdot P \cdot L$$

em que

$P$  = perímetro molhado, m;

$k$  = constante de proporcionalidade;

$v$  = velocidade de escoamento,  $\text{m s}^{-1}$ .

Igualando as equações relativas às forças gravitacional (peso) e de resistência, obtém-se:

$$\gamma \cdot A \cdot L \cdot i = k \cdot v^2 \cdot P \cdot L$$

$$v = \sqrt{\frac{\gamma}{k} \cdot \frac{A}{P} \cdot i}$$

Substituindo na equação anterior a relação entre área e perímetro pelo raio hidráulico, tem-se:

$$v = \sqrt{\frac{\gamma}{k} \cdot R \cdot i} \quad \text{equação geral da resistência}$$

Chezy (1769) introduziu um fator de resistência “C” na equação geral da resistência:

$$C = \left(\frac{\gamma}{k}\right)^{\frac{1}{2}} \quad v = C \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

Esta expressão é conhecida como fórmula de Chezy para o escoamento uniforme em condutos livres. A dificuldade do emprego desta equação está na definição do fator de resistência “C”.

A partir desta expressão, diversos estudos foram desenvolvidos para o cálculo do coeficiente “C”, destacando-se a equação de Manning (1890), a qual é muito utilizada no Brasil:

$$C = \frac{R^{\frac{1}{6}}}{n} \quad \text{e} \quad v = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad \text{ou} \quad Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$

em que

$v$  = velocidade,  $\text{m s}^{-1}$ ;

$Q$  = vazão,  $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ ;

$n$  = coeficiente de rugosidade de Manning (Tabela 1.2);

$A$  = área da seção transversal ao escoamento,  $\text{m}^2$ ;

$R$  = raio hidráulico,  $\text{m}$ ;

$i$  = declividade,  $\text{m m}^{-1}$ .

**TABELA 1.2 Coeficientes de rugosidade de Manning**

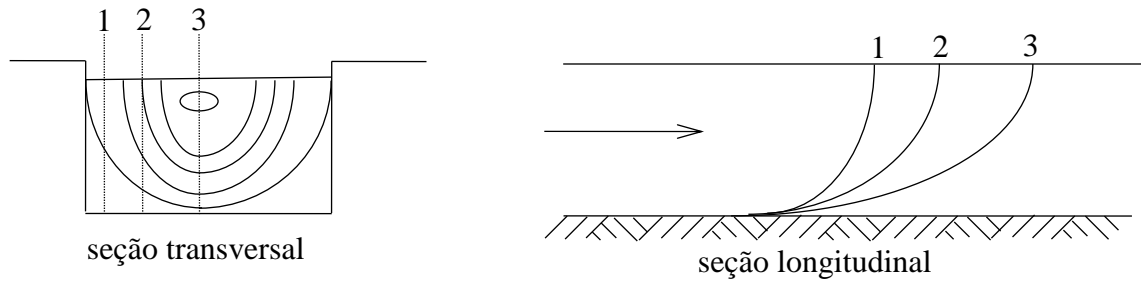
Natureza das paredes	Condições			
	Muito boa	Boa	Regular	Má
Alvenaria de pedra argamassada	0,017	0,020	0,025	0,030
Alvenaria de pedra aparelhada	0,013	0,014	0,015	0,017
Alvenaria de pedra seca	0,025	0,033	0,033	0,035
Alvenaria de tijolos	0,012	0,013	0,015*	0,017
Calhas metálicas lisas (semicirculares)	0,011	0,012	0,013	0,015
Canais abertos em rocha (irregular)	0,035	0,040	0,045	-
Canais c/ fundo em terra e talude c/ pedras	0,028	0,030	0,033	0,035
Canais c/ leito pedregoso e talude vegetado	0,025	0,030	0,035	0,040
Canais com revestimento de concreto	0,012	0,014*	0,016	0,018
Canais de terra (retilíneos e uniformes)	0,017	0,020	0,023	0,025
Canais dragados	0,025	0,028	0,030	0,033
Conduitos de barro (drenagem)	0,011	0,012*	0,014*	0,017
Conduitos de barro vitrificado (esgoto)	0,011	0,013*	0,015	0,017
Conduitos de prancha de madeira aplainada	0,010	0,012*	0,013	0,014
Gabião	0,022	0,030	0,035	-
Superfícies de argamassa de cimento	0,011	0,012	0,013*	0,015
Superfícies de cimento alisado	0,010	0,011	0,012	0,013
Tubo de ferro fundido revestido c/ alcatrão	0,011	0,012*	0,013*	-
Tubo de ferro fundido sem revestimento	0,012	0,013	0,014	0,015
Tubos de bronze ou de vidro	0,009	0,010	0,011	0,013
Tubos de concreto	0,012	0,013	0,015	0,016
Tubos de ferro galvanizado	0,013	0,014	0,015	0,017
Córregos e rios limpos, retilíneos e uniformes	0,025	0,028	0,030	0,033
Igual anterior porém c/ pedras e vegetação	0,030	0,033	0,035	0,040
Com meandros, bancos e poços, limpos	0,035	0,040	0,045	0,050
Margens espraiadas, pouca vegetação	0,050	0,060	0,070	0,080
Margens espraiadas, muita vegetação	0,075	0,100	0,125	0,150

Fonte: Porto (1998) e Cirilo et al. (2001)

#### 1.2.4 DISTRIBUIÇÃO DA VELOCIDADE NOS CANAIS

Os conduitos livres podem ser abertos ou fechados, com as mais diversas formas: circular, trapezoidal, retangular, triangular, etc.

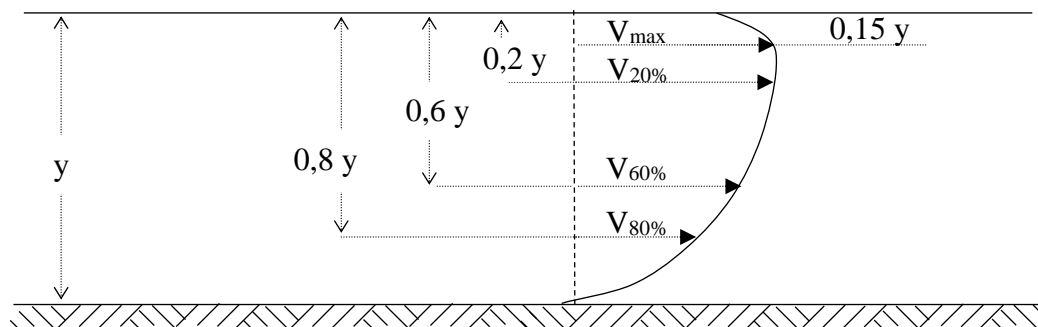
A velocidade de escoamento varia, dentro de uma mesma seção do canal (seção transversal e longitudinal). Com a resistência do fundo e da lateral, há redução da velocidade. Além disso, existe influencia da atmosfera e ventos, oferecendo resistência ao escoamento, influenciando a velocidade (Figura 1.4).



**FIGURA 1.4 Distribuição da velocidade nas seções transversal e longitudinal**

A velocidade varia desde um valor igual a zero, junto ao fundo, até um valor máximo logo abaixo da superfície, próximo a 15% de profundidade (Figura 1.5). A velocidade média pode ser estimada por meio de uma das seguintes expressões:

- (a)  $V_m \cong 80\%$  a  $90\%$  da velocidade superficial;
- (b)  $V_m \cong$  velocidade a seis décimos de profundidade ( $V_{60\%}$ )
- (c) 
$$V_m \cong \frac{V_{20\%} + V_{80\%}}{2}$$
- (d) 
$$V_m \cong \frac{V_{20\%} + V_{80\%} + 2 \cdot V_{60\%}}{4}$$



**FIGURA 1.5 Distribuição dos valores de velocidade**

### 1.2.5 LIMITES DE VELOCIDADE EM CANAIS

A velocidade da água em um canal deve ser maior que um valor mínimo estabelecido em função da qualidade da água, para evitar sedimentação do material e, abaixo de um valor limite máximo, para evitar erosão das paredes laterais e do fundo do canal ( $V_{max} > V > V_{min}$ ).

Na Tabela 1.3 são apresentados valores médios para velocidade máxima aconselhável em função do tipo de material utilizado no revestimento do canal e, na Tabela 1.4, os valores mínimos para evitar deposição do material em suspensão na água.

**TABELA 1.3 Velocidade média máxima aconselhável, em função do tipo de canal**

Tipo de canal	Velocidade (m/s)
Areia muito fina	0,20 a 0,30
Areia solta-média	0,30 a 0,46
Areia grossa	0,46 a 0,61
Terreno arenoso comum	0,61 a 0,76
Terreno silte-argiloso	0,76 a 0,84
Terreno de aluvião	0,84 a 0,91
Terreno argiloso compacto	0,91 a 1,14
Terreno argiloso duro	1,14 a 1,22
Solo cascalhado	1,22 a 1,52
Cascalho grosso, pedregulho, piçarra	1,52 a 1,83
Rochas sedimentares moles-xistos	1,83 a 2,44
Alvenaria	2,44 a 3,05
Rochas compactas	3,05 a 4,00
Concreto	4,00 a 6,00

Fonte: Porto (1998)

**TABELA 1.4 Velocidades médias mínimas para evitar depósitos**

Tipo de água	Velocidade (m/s)
Água com suspensão fina	0,30
Água com areia fina	0,45
Água de esgoto	0,60
Água pluvial	0,75

Fonte: Silvestre (1983)

Em seções nas quais se empregam taludes (trapezoidais, triangulares, etc.), a inclinação máxima das paredes laterais depende do tipo de terreno (Tabela 1.5).

**TABELA 1.5 Inclinação dos taludes em função do material do canal**

Natureza das Paredes	$z = \text{tg}\theta$	$\theta$
Canais em terra sem revestimento	2,5 a 5	68,2° a 78,7°
Canais em saibro, terra porosa	2	63,4°
Cascalho roliço	1,75	60,2°
Terra compacta sem revestimento	1,5	56,3°
Terra muito compacta, paredes rochosas	1,25	51,4°
Rocha estratificada, alvenaria de pedra bruta	0,5	26,5°
Rocha compacta, alvenaria acabada, concreto	0	0°

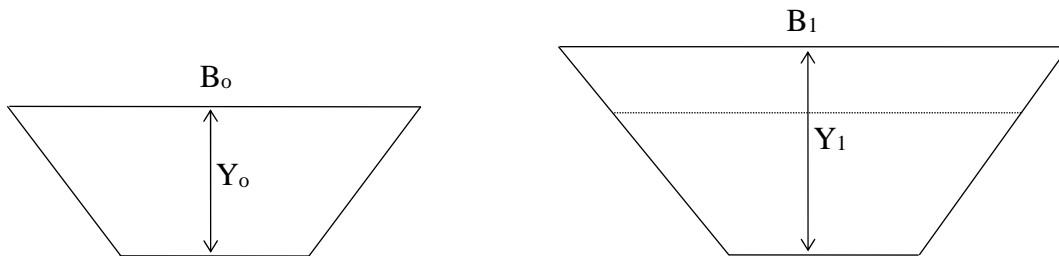
Fonte: Silvestre (1983)

### 1.2.6 FOLGA NOS CANAIS

Em canais abertos e fechados, deve-se prever uma folga de 20% a 30% da sua altura, acima do nível d'água máximo de projeto. Este acréscimo representa uma margem de segurança contra possíveis elevações do nível d'água acima do calculado, o que poderia causar transbordamento. Além disso, em muitas circunstâncias, esta folga poderá funcionar como uma prevenção à diminuição da capacidade do canal, devido à sedimentação no fundo do canal.

Para a obtenção da seção final do canal, procede-se da seguinte forma:

- 1 - após a determinação da seção hidráulica, prolonga-se, verticalmente, o valor da profundidade ( $Y$ ) de 20% a 30% (Figura 1.6);
- 2 - a partir deste ponto, traça-se uma horizontal;
- 3 - prolonga-se os taludes até intersecção com a horizontal.



**FIGURA 1.6** Folga nas dimensões do canal

### 1.2.7 EXERCÍCIOS RESOLVIDOS

1) Um canal retangular revestido com concreto em bom estado ( $n = 0,014$ ) apresenta uma base de 3,0 m e declividade de  $0,0012 \text{ m m}^{-1}$ . Calcular a vazão que escoar em regime uniforme sabendo-se que a profundidade é de 1,0 m.

Solução:

Área de escoamento (retangular)

$$A = b \cdot y, \quad \text{substituindo-se} \quad A = 3 \cdot 1 = 3 \text{ m}^2$$

Perímetro molhado

$$P = b + 2 \cdot y, \quad \text{substituindo-se} \quad P = 3 + 2 \cdot 1 = 5 \text{ m}$$



Raio hidráulico

$$R = \frac{A}{P}, \quad \text{substituindo-se} \quad R = \frac{3 \text{ m}^2}{5 \text{ m}} = 0,6 \text{ m}$$

Equação de Manning

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{i}$$

$$Q = \frac{1}{0,014} \cdot 3 \cdot 0,6^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{0,0012} = 5,28 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

2) Obter os valores da vazão e da velocidade média de escoamento da água em um canal trapezoidal com 2 m de base, profundidade de 0,8 m, inclinação das paredes laterais de 45° e declividade de 0,015%. O canal não possui revestimento, sendo suas paredes e fundo construídos (escavados) na própria terra (considere bom estado de conservação).

Solução:

Pela tabela, obtém-se o coeficiente de Manning “n” igual a 0,020.

A declividade 0,15% é igual a 0,0015 m m<sup>-1</sup>, e, a inclinação dos taludes de 45° correspondente a um z = 1.

A área e o perímetro são obtidos por

$$A = (b + z \cdot y) \cdot y \quad \text{substituindo-se, encontra-se} \quad A = (2 + 1 \cdot 0,8) \cdot 0,8 = 2,24 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{z^2 + 1} \quad \text{substituindo-se, encontra-se} \quad P = 2 + 2 \cdot 0,8 \cdot \sqrt{1^2 + 1} = 4,26 \text{ m}$$

$$\text{O raio hidráulico é } R = \frac{A}{P} = \frac{2,24}{4,26} = 0,526 \text{ m}$$

$$\text{Substituindo-se na equação de Manning } Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{i}$$

$$Q = \frac{1}{0,020} \cdot 2,24 \cdot 0,526^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{0,0015} = 2,83 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

A velocidade será

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{2,83}{2,24} = 1,26 \text{ m s}^{-1}$$

3) Calcular a altura da água em um canal circular, de concreto ( $n = 0,013$ ), com diâmetro de 1,5 m, declividade de  $0,0001 \text{ m m}^{-1}$ , conduzindo  $0,55 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ .

Solução:

A área da seção circular é dada por  $A = \frac{D^2}{8} \cdot (\theta - \text{sen } \theta)$ . Substituindo-se “D”, tem-se

$$A = \frac{1,5^2}{8} \cdot (\theta - \text{sen } \theta) \quad \text{ou seja,} \quad A = 0,28125 \cdot (\theta - \text{sen } \theta)$$

O perímetro molhado é obtido por  $P = \frac{\theta \cdot D}{2}$ . Substituindo o valor de “D”

$$P = \frac{\theta \cdot 1,5}{2}, \quad \text{ou seja,} \quad P = 0,75 \cdot \theta$$

O raio hidráulico será dado por  $R = \frac{0,28125 \cdot (\theta - \text{sen } \theta)}{0,75 \cdot \theta}$

Substituindo-se na equação de Manning  $Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{i}$

$$0,55 = \frac{1}{0,013} \cdot 0,28125 \cdot (\theta - \text{sen } \theta) \cdot \left( \frac{0,28125 \cdot (\theta - \text{sen } \theta)}{0,75 \cdot \theta} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{0,0001}$$

$$4,89 = \frac{(\theta - \text{sen } \theta)^{\frac{5}{3}}}{\theta^{\frac{2}{3}}}. \quad \text{Resolvendo-se, encontra-se } \theta = 3,819$$

A altura da água no canal ( $y$ ) é dada por  $y = \frac{D}{2} \cdot \left[ 1 - \cos \frac{\theta}{2} \right]$ . Substituindo-se, obtém-se

$$y = \frac{1,5}{2} \cdot \left[ 1 - \cos \frac{3,819}{2} \right] = 1 \text{ m}$$

### 1.2.8 DIMENSIONAMENTO DE SEÇÕES DE CANAIS (tabelas)

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \Rightarrow \frac{n \cdot Q}{\sqrt{I}} = A \cdot R^{\frac{2}{3}} \Rightarrow \frac{n \cdot Q}{\sqrt{I}} = \frac{A^{\frac{5}{3}}}{P^{\frac{2}{3}}}$$

“O segundo membro depende somente da geometria da seção molhada”.

#### 1.2.8.1 SEÇÕES CIRCULARES

$$\frac{n \cdot Q}{\sqrt{i}} = \frac{\left[ \frac{D^2}{8} \cdot (\theta - \text{sen}\theta) \right]^{\frac{5}{3}}}{\left( \frac{\theta \cdot D}{2} \right)^{\frac{2}{3}}} \Rightarrow \frac{n \cdot Q}{\sqrt{i}} = \frac{D^{\frac{8}{3}} (\theta - \text{sen}\theta)^{\frac{5}{3}}}{2^{\frac{13}{3}} \cdot \theta^{\frac{2}{3}}} \Rightarrow$$

Isolando-se o valor de D, tem-se:

$$D = \frac{3,084 \cdot \theta^{\frac{1}{4}}}{(\theta - \text{sen}\theta)^{\frac{5}{8}}} \cdot \left( \frac{n \cdot Q}{\sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Fazendo,  $\frac{3,084 \cdot \theta^{\frac{1}{4}}}{(\theta - \text{sen}\theta)^{\frac{5}{8}}} = K$  (fator de forma), e,

$\left( \frac{n \cdot Q}{\sqrt{i}} \right)^{\frac{3}{8}} = W$  (profundidade hidráulica), tem-se:

$$D = K \cdot W$$

Dando valores a  $\frac{Y}{D}$ , calculam-se o ângulo “ $\theta$ ” e o valor de “k” (Tabela 1.6).

**TABELA 1.6** Valores do fator **K** em função da relação **Y/D**, para dimensionamento de canais circulares

Y/D	$\theta$	K	Y/D	$\theta$	K	Y/D	$\theta$	K
0,01	0,401	41,987	0,35	2,532	2,555	0,69	3,921	1,667
0,02	0,568	23,962	0,36	2,574	2,505	0,70	3,965	1,655
0,03	0,696	17,277	0,37	2,616	2,457	0,71	4,008	1,643
0,04	0,805	13,708	0,38	2,657	2,412	0,72	4,053	1,633
0,05	0,902	11,462	0,39	2,698	2,369	0,73	4,098	1,622
0,06	0,990	9,907	0,40	2,739	2,328	0,74	4,143	1,612
0,07	1,071	8,762	0,41	2,780	2,289	0,75	4,189	1,603
0,08	1,147	7,880	0,42	2,820	2,252	0,76	4,235	1,593
0,09	1,219	7,178	0,43	2,861	2,216	0,77	4,282	1,585
0,10	1,287	6,606	0,44	2,901	2,182	0,78	4,330	1,577
0,11	1,352	6,129	0,45	2,941	2,150	0,79	4,379	1,569
0,12	1,415	5,724	0,46	2,981	2,119	0,80	4,429	1,561
0,13	1,475	5,377	0,47	3,022	2,089	0,81	4,479	1,554
0,14	1,534	5,076	0,48	3,062	2,061	0,82	4,531	1,548
0,15	1,591	4,811	0,49	3,102	2,034	0,83	4,583	1,542
0,16	1,646	4,577	0,50	3,142	2,008	0,84	4,637	1,536
0,17	1,700	4,369	0,51	3,182	1,983	0,85	4,692	1,531
0,18	1,753	4,181	0,52	3,222	1,959	0,86	4,749	1,526
0,19	1,804	4,012	0,53	3,262	1,935	0,87	4,808	1,522
0,20	1,855	3,858	0,54	3,302	1,913	0,88	4,868	1,518
0,21	1,904	3,718	0,55	3,342	1,892	0,89	4,931	1,514
0,22	1,953	3,590	0,56	3,382	1,871	0,90	4,996	1,512
0,23	2,001	3,472	0,57	3,423	1,852	0,91	5,064	1,509
0,24	2,048	3,363	0,58	3,463	1,833	0,92	5,136	1,508
0,25	2,094	3,262	0,59	3,504	1,815	0,93	5,212	1,507
0,26	2,140	3,169	0,60	3,544	1,797	0,94	5,293	1,506
0,27	2,186	3,082	0,61	3,585	1,780	0,95	5,381	1,507
0,28	2,230	3,001	0,62	3,626	1,764	0,96	5,478	1,509
0,29	2,275	2,925	0,63	3,668	1,748	0,97	5,587	1,512
0,30	2,319	2,853	0,64	3,709	1,733	0,98	5,716	1,516
0,31	2,362	2,786	0,65	3,751	1,719	0,99	5,883	1,524
0,32	2,405	2,723	0,66	3,793	1,705	1,00	6,2831	1,5481
0,33	2,448	2,664	0,67	3,835	1,692			
0,34	2,490	2,608	0,68	3,878	1,679			

## 1.2.8.2 SEÇÕES TRAPEZOIDAIS E RETANGULARES

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \Rightarrow \frac{n \cdot Q}{\sqrt{i}} = A \cdot R^{\frac{2}{3}} \Rightarrow \frac{n \cdot Q}{\sqrt{i}} = \frac{A^{\frac{5}{3}}}{P^{\frac{2}{3}}}$$

$$\frac{Q \cdot n}{\sqrt{i}} = \frac{[(b + z \cdot y) \cdot y]^{\frac{5}{3}}}{(b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{z^2 + 1})^{\frac{2}{3}}} \Rightarrow \frac{Q \cdot n}{\sqrt{i}} = \frac{y^{\frac{5}{3}} \cdot (b + z \cdot y)^{\frac{5}{3}}}{(b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{z^2 + 1})^{\frac{2}{3}}}$$

Dividindo-se ambos os membros por  $y^{\frac{8}{3}}$

$$\frac{Q \cdot n}{\sqrt{i} \cdot y^{\frac{8}{3}}} = \frac{y^{\frac{5}{3}} \cdot (b + z \cdot y)^{\frac{5}{3}}}{y^{\frac{8}{3}} \cdot (b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{z^2 + 1})^{\frac{2}{3}}} \Rightarrow \frac{Q \cdot n}{\sqrt{i} \cdot y^{\frac{8}{3}}} = \frac{y^{\frac{5}{3}} \cdot \left(\frac{b}{y} + z\right)^{\frac{5}{3}}}{y^{\frac{2}{3}} \cdot y \cdot \left(\frac{b}{y} + 2 \cdot \sqrt{z^2 + 1}\right)^{\frac{2}{3}}}$$

$$\frac{Q \cdot n}{\sqrt{i} \cdot y^{\frac{8}{3}}} = \frac{\left(\frac{b}{y} + z\right)^{\frac{5}{3}}}{\left(\frac{b}{y} + 2 \cdot \sqrt{z^2 + 1}\right)^{\frac{2}{3}}} \Rightarrow y = \left[ \frac{\left(\frac{b}{y} + 2 \cdot \sqrt{z^2 + 1}\right)^{\frac{2}{3}}}{\left(\frac{b}{y} + z\right)^{\frac{5}{3}}} \right]^{\frac{3}{8}} \cdot \left[ \frac{Q \cdot n}{\sqrt{i}} \right]^{\frac{3}{8}}$$

$$y = K_1 \cdot W$$

em que,

$$K_1 = \left[ \frac{\left(\frac{b}{y} + 2 \cdot \sqrt{z^2 + 1}\right)^{\frac{2}{3}}}{\left(\frac{b}{y} + z\right)^{\frac{5}{3}}} \right]^{\frac{3}{8}} \quad \text{e} \quad W = \left[ \frac{Q \cdot n}{\sqrt{i}} \right]^{\frac{3}{8}}$$

Procedendo da mesma forma para a obtenção do valor de b, ou seja:

$$\frac{Q \cdot n}{\sqrt{i}} = \frac{y^{\frac{5}{3}} \cdot (b + z \cdot y)^{\frac{5}{3}}}{(b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{z^2 + 1})^{\frac{2}{3}}}, \quad \text{dividindo-se ambos os membros por } b^{\frac{8}{3}}, \text{ tem-se:}$$

$$\frac{Q.n}{\sqrt{i}.b^{\frac{8}{3}}} = \frac{y^{\frac{5}{3}}.(b+z.y)^{\frac{5}{3}}}{b^{\frac{8}{3}}.(b+2.y.\sqrt{z^2+1})^{\frac{2}{3}}} \Rightarrow \frac{Q.n}{\sqrt{i}.b^{\frac{8}{3}}} = \frac{y^{\frac{5}{3}}.b^{\frac{5}{3}}.\left(1+z.\frac{y}{b}\right)^{\frac{5}{3}}}{b^{\frac{8}{3}}.b^{\frac{2}{3}}.\left(1+2.\frac{y}{b}.\sqrt{z^2+1}\right)^{\frac{2}{3}}}$$

$$\frac{Q.n}{\sqrt{i}.b^{\frac{8}{3}}} = \frac{\left(\frac{y}{b}\right)^{\frac{5}{3}}.\left(1+z.\frac{y}{b}\right)^{\frac{5}{3}}}{\left(1+2.\frac{y}{b}.\sqrt{z^2+1}\right)^{\frac{2}{3}}} \Rightarrow b = \left[ \frac{\left(1+2.\frac{y}{b}.\sqrt{z^2+1}\right)^{\frac{2}{3}}}{\left(\frac{y}{b}\right)^{\frac{5}{3}}.\left(1+z.\frac{y}{b}\right)^{\frac{5}{3}}} \right]^{\frac{3}{8}} \cdot \left[ \frac{Q.n}{\sqrt{i}} \right]^{\frac{3}{8}}$$

$b = K_2 \cdot W$  em que,

$$K_2 = \left[ \frac{\left(1+2.\frac{y}{b}.\sqrt{z^2+1}\right)^{\frac{2}{3}}}{\left(\frac{y}{b}\right)^{\frac{5}{3}}.\left(1+z.\frac{y}{b}\right)^{\frac{5}{3}}} \right]^{\frac{3}{8}} \quad \text{e} \quad W = \left[ \frac{Q.n}{\sqrt{i}} \right]^{\frac{3}{8}}$$

Em canais retangulares as paredes laterais são verticais, ou seja,  $z = 0$ .

Atribuem-se valores a  $\frac{y}{b}$  e calculam-se os valores de  $K_1$  e  $K_2$  para cada valor de  $z$  (Tabela 1.7).

**TABELA 1.7** Valores de  $k_1$  e  $k_2$  em função da relação  $y/b$ , para dimensionamento de canais retangulares e trapezoidais.

y/b	Z = 0,0		Z = 0,5		Z = 1,0		Z = 1,5		Z = 2,0	
	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>
0,01	0,179	17,871	0,178	17,826	0,178	17,796	0,178	17,775	0,178	17,757
0,02	0,233	11,644	0,232	11,585	0,231	11,547	0,230	11,518	0,230	11,495
0,03	0,272	9,081	0,270	9,012	0,269	8,966	0,268	8,933	0,267	8,905
0,04	0,305	7,622	0,302	7,545	0,300	7,494	0,298	7,456	0,297	7,425
0,05	0,333	6,660	0,329	6,576	0,326	6,520	0,324	6,479	0,322	6,444
0,06	0,358	5,970	0,353	5,879	0,349	5,819	0,346	5,775	0,344	5,737
0,07	0,381	5,446	0,374	5,349	0,370	5,285	0,367	5,238	0,364	5,198
0,08	0,403	5,031	0,394	4,929	0,389	4,862	0,385	4,812	0,382	4,770
0,09	0,422	4,694	0,413	4,587	0,407	4,517	0,402	4,464	0,398	4,420
0,10	0,441	4,414	0,430	4,302	0,423	4,228	0,417	4,173	0,413	4,127
0,11	0,459	4,176	0,447	4,060	0,438	3,983	0,432	3,926	0,427	3,878
0,12	0,476	3,971	0,462	3,850	0,453	3,771	0,445	3,712	0,439	3,662
0,13	0,493	3,792	0,477	3,668	0,466	3,586	0,458	3,525	0,452	3,474
0,14	0,509	3,635	0,491	3,507	0,479	3,422	0,470	3,360	0,463	3,307
0,15	0,524	3,495	0,504	3,363	0,491	3,276	0,482	3,212	0,474	3,158
0,16	0,539	3,370	0,517	3,234	0,503	3,145	0,493	3,080	0,484	3,025
0,17	0,554	3,256	0,530	3,117	0,515	3,027	0,503	2,960	0,494	2,904
0,18	0,568	3,154	0,542	3,012	0,525	2,919	0,513	2,850	0,503	2,793
0,19	0,581	3,060	0,554	2,915	0,536	2,820	0,523	2,750	0,512	2,692
0,20	0,595	2,974	0,565	2,826	0,546	2,729	0,532	2,658	0,520	2,600
0,21	0,608	2,895	0,576	2,744	0,556	2,645	0,540	2,573	0,528	2,514
0,22	0,621	2,822	0,587	2,667	0,565	2,568	0,549	2,495	0,536	2,434
0,23	0,633	2,754	0,597	2,597	0,574	2,495	0,557	2,421	0,543	2,360
0,24	0,646	2,691	0,607	2,531	0,583	2,428	0,565	2,353	0,550	2,292
0,25	0,658	2,632	0,617	2,469	0,591	2,365	0,572	2,289	0,557	2,227
0,26	0,670	2,577	0,627	2,411	0,599	2,305	0,579	2,229	0,563	2,166
0,27	0,682	2,525	0,636	2,357	0,607	2,250	0,587	2,172	0,570	2,109
0,28	0,693	2,476	0,646	2,305	0,615	2,197	0,593	2,119	0,576	2,056
0,29	0,705	2,430	0,655	2,257	0,623	2,147	0,600	2,069	0,581	2,005
0,30	0,716	2,387	0,663	2,211	0,630	2,100	0,606	2,021	0,587	1,957
0,31	0,727	2,346	0,672	2,168	0,637	2,056	0,612	1,976	0,593	1,912
0,32	0,738	2,307	0,680	2,126	0,644	2,013	0,618	1,933	0,598	1,868
0,33	0,749	2,270	0,689	2,087	0,651	1,973	0,624	1,892	0,603	1,827
0,34	0,760	2,234	0,697	2,049	0,658	1,934	0,630	1,853	0,608	1,788
0,35	0,770	2,201	0,705	2,013	0,664	1,898	0,635	1,816	0,613	1,751
0,36	0,781	2,169	0,713	1,979	0,670	1,862	0,641	1,780	0,617	1,715
0,37	0,791	2,138	0,720	1,947	0,677	1,829	0,646	1,746	0,622	1,681
0,38	0,801	2,109	0,728	1,915	0,683	1,797	0,651	1,714	0,626	1,648
0,39	0,811	2,081	0,735	1,885	0,689	1,766	0,656	1,682	0,631	1,617
0,40	0,821	2,054	0,742	1,856	0,694	1,736	0,661	1,652	0,635	1,587
0,41	0,831	2,028	0,750	1,828	0,700	1,707	0,666	1,623	0,639	1,558
0,42	0,841	2,003	0,757	1,801	0,706	1,680	0,670	1,596	0,643	1,530

**TABELA 1.7** Valores de  $k_1$  e  $k_2$  em função da relação  $y/b$ , para dimensionamento de canais retangulares e trapezoidais.

y/b	Z = 0,0		Z = 0,5		Z = 1,0		Z = 1,5		Z = 2,0	
	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>
0,43	0,851	1,979	0,764	1,776	0,711	1,653	0,675	1,569	0,646	1,503
0,44	0,861	1,956	0,770	1,751	0,716	1,628	0,679	1,543	0,650	1,478
0,45	0,870	1,934	0,777	1,727	0,722	1,603	0,683	1,518	0,654	1,453
0,46	0,880	1,913	0,784	1,704	0,727	1,580	0,687	1,495	0,657	1,429
0,47	0,889	1,892	0,790	1,681	0,732	1,557	0,692	1,471	0,661	1,406
0,48	0,899	1,872	0,797	1,660	0,736	1,534	0,696	1,449	0,664	1,384
0,49	0,908	1,853	0,803	1,639	0,741	1,513	0,699	1,427	0,667	1,362
0,50	0,917	1,834	0,809	1,618	0,746	1,492	0,703	1,407	0,671	1,341
0,51	0,926	1,816	0,815	1,599	0,751	1,472	0,707	1,386	0,674	1,321
0,52	0,935	1,798	0,821	1,579	0,755	1,452	0,711	1,367	0,677	1,301
0,53	0,944	1,782	0,827	1,561	0,760	1,433	0,714	1,348	0,680	1,283
0,54	0,953	1,765	0,833	1,543	0,764	1,415	0,718	1,329	0,683	1,264
0,55	0,962	1,749	0,839	1,525	0,768	1,397	0,721	1,311	0,686	1,246
0,56	0,971	1,734	0,845	1,508	0,773	1,380	0,724	1,294	0,688	1,229
0,57	0,980	1,719	0,850	1,492	0,777	1,363	0,728	1,277	0,691	1,212
0,58	0,988	1,704	0,856	1,476	0,781	1,346	0,731	1,260	0,694	1,196
0,59	0,997	1,690	0,861	1,460	0,785	1,330	0,734	1,244	0,696	1,180
0,60	1,006	1,676	0,867	1,445	0,789	1,315	0,737	1,229	0,699	1,165
0,61	1,014	1,662	0,872	1,430	0,793	1,299	0,740	1,214	0,701	1,150
0,62	1,023	1,649	0,878	1,415	0,796	1,285	0,743	1,199	0,704	1,135
0,63	1,031	1,637	0,883	1,401	0,800	1,270	0,746	1,184	0,706	1,121
0,64	1,039	1,624	0,888	1,387	0,804	1,256	0,749	1,170	0,708	1,107
0,65	1,048	1,612	0,893	1,374	0,808	1,242	0,752	1,157	0,711	1,093
0,66	1,056	1,600	0,898	1,361	0,811	1,229	0,755	1,143	0,713	1,080
0,67	1,064	1,589	0,903	1,348	0,815	1,216	0,757	1,130	0,715	1,067
0,68	1,073	1,577	0,908	1,335	0,818	1,203	0,760	1,118	0,717	1,055
0,69	1,081	1,566	0,913	1,323	0,822	1,191	0,763	1,105	0,719	1,043
0,70	1,089	1,555	0,918	1,311	0,825	1,179	0,765	1,093	0,722	1,031
0,71	1,097	1,545	0,923	1,299	0,828	1,167	0,768	1,081	0,724	1,019
0,72	1,105	1,535	0,927	1,288	0,832	1,155	0,770	1,070	0,726	1,008
0,73	1,113	1,525	0,932	1,277	0,835	1,144	0,773	1,059	0,728	0,997
0,74	1,121	1,515	0,937	1,266	0,838	1,132	0,775	1,048	0,730	0,986
0,75	1,129	1,505	0,941	1,255	0,841	1,121	0,778	1,037	0,731	0,975
0,76	1,137	1,496	0,946	1,244	0,844	1,111	0,780	1,026	0,733	0,965
0,77	1,145	1,486	0,950	1,234	0,847	1,100	0,782	1,016	0,735	0,955
0,78	1,152	1,477	0,954	1,224	0,850	1,090	0,784	1,006	0,737	0,945
0,79	1,160	1,469	0,959	1,214	0,853	1,080	0,787	0,996	0,739	0,935
0,80	1,168	1,460	0,963	1,204	0,856	1,070	0,789	0,986	0,740	0,925
0,81	1,176	1,451	0,967	1,194	0,859	1,060	0,791	0,977	0,742	0,916
0,82	1,183	1,443	0,972	1,185	0,862	1,051	0,793	0,967	0,744	0,907
0,83	1,191	1,435	0,976	1,176	0,865	1,042	0,795	0,958	0,745	0,898
0,84	1,199	1,427	0,980	1,167	0,867	1,033	0,797	0,949	0,747	0,889



**TABELA 1.7 Valores de  $k_1$  e  $k_2$  em função da relação  $y/b$ , para dimensionamento de canais retangulares e trapezoidais.**

y/b	Z = 0,0		Z = 0,5		Z = 1,0		Z = 1,5		Z = 2,0	
	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>
0,85	1,206	1,419	0,984	1,158	0,870	1,024	0,799	0,940	0,749	0,881
0,86	1,214	1,411	0,988	1,149	0,873	1,015	0,801	0,932	0,750	0,872
0,87	1,221	1,404	0,992	1,140	0,875	1,006	0,803	0,923	0,752	0,864
0,88	1,229	1,396	0,996	1,132	0,878	0,998	0,805	0,915	0,753	0,856
0,89	1,236	1,389	1,000	1,124	0,881	0,989	0,807	0,907	0,755	0,848
0,90	1,243	1,382	1,004	1,116	0,883	0,981	0,809	0,899	0,756	0,840
0,91	1,251	1,375	1,008	1,107	0,886	0,973	0,811	0,891	0,758	0,833
0,92	1,258	1,368	1,012	1,100	0,888	0,965	0,813	0,883	0,759	0,825
0,93	1,266	1,361	1,015	1,092	0,891	0,958	0,814	0,876	0,760	0,818
0,94	1,273	1,354	1,019	1,084	0,893	0,950	0,816	0,868	0,762	0,811
0,95	1,280	1,347	1,023	1,077	0,895	0,943	0,818	0,861	0,763	0,803
0,96	1,287	1,341	1,027	1,069	0,898	0,935	0,820	0,854	0,765	0,796
0,97	1,295	1,335	1,030	1,062	0,900	0,928	0,821	0,847	0,766	0,790
0,98	1,302	1,328	1,034	1,055	0,902	0,921	0,823	0,840	0,767	0,783
0,99	1,309	1,322	1,037	1,048	0,905	0,914	0,825	0,833	0,768	0,776
1,00	1,316	1,316	1,041	1,041	0,907	0,907	0,826	0,826	0,770	0,770
1,01	1,323	1,310	1,045	1,034	0,909	0,900	0,828	0,820	0,771	0,763
1,02	1,330	1,304	1,048	1,027	0,911	0,894	0,829	0,813	0,772	0,757
1,03	1,337	1,298	1,051	1,021	0,914	0,887	0,831	0,807	0,773	0,751
1,04	1,344	1,293	1,055	1,014	0,916	0,881	0,833	0,801	0,775	0,745
1,05	1,351	1,287	1,058	1,008	0,918	0,874	0,834	0,794	0,776	0,739
1,06	1,358	1,282	1,062	1,002	0,920	0,868	0,836	0,788	0,777	0,733
1,07	1,365	1,276	1,065	0,995	0,922	0,862	0,837	0,782	0,778	0,727
1,08	1,372	1,271	1,068	0,989	0,924	0,856	0,839	0,776	0,779	0,721
1,09	1,379	1,265	1,072	0,983	0,926	0,850	0,840	0,771	0,780	0,716
1,10	1,386	1,260	1,075	0,977	0,928	0,844	0,841	0,765	0,781	0,710
1,11	1,393	1,255	1,078	0,971	0,930	0,838	0,843	0,759	0,782	0,705
1,12	1,400	1,250	1,081	0,965	0,932	0,832	0,844	0,754	0,784	0,700
1,13	1,407	1,245	1,084	0,960	0,934	0,827	0,846	0,748	0,785	0,694
1,14	1,414	1,240	1,088	0,954	0,936	0,821	0,847	0,743	0,786	0,689
1,15	1,420	1,235	1,091	0,948	0,938	0,816	0,848	0,738	0,787	0,684
1,16	1,427	1,230	1,094	0,943	0,940	0,810	0,850	0,732	0,788	0,679
1,17	1,434	1,226	1,097	0,937	0,942	0,805	0,851	0,727	0,789	0,674
1,18	1,441	1,221	1,100	0,932	0,943	0,800	0,852	0,722	0,790	0,669
1,19	1,447	1,216	1,103	0,927	0,945	0,794	0,853	0,717	0,791	0,664
1,20	1,454	1,212	1,106	0,922	0,947	0,789	0,855	0,712	0,792	0,660
1,21	1,461	1,207	1,109	0,916	0,949	0,784	0,856	0,707	0,793	0,655
1,22	1,467	1,203	1,112	0,911	0,951	0,779	0,857	0,703	0,793	0,650
1,23	1,474	1,198	1,115	0,906	0,952	0,774	0,858	0,698	0,794	0,646
1,24	1,481	1,194	1,118	0,901	0,954	0,769	0,860	0,693	0,795	0,641
1,25	1,487	1,190	1,120	0,896	0,956	0,765	0,861	0,689	0,796	0,637
1,26	1,494	1,186	1,123	0,891	0,958	0,760	0,862	0,684	0,797	0,633

**TABELA 1.7** Valores de  $k_1$  e  $k_2$  em função da relação  $y/b$ , para dimensionamento de canais retangulares e trapezoidais

y/b	Z = 0,0		Z = 0,5		Z = 1,0		Z = 1,5		Z = 2,0	
	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>
1,27	1,500	1,181	1,126	0,887	0,959	0,755	0,863	0,680	0,798	0,628
1,28	1,507	1,177	1,129	0,882	0,961	0,751	0,864	0,675	0,799	0,624
1,29	1,513	1,173	1,132	0,877	0,963	0,746	0,865	0,671	0,800	0,620
1,30	1,520	1,169	1,134	0,873	0,964	0,742	0,867	0,667	0,801	0,616
1,31	1,526	1,165	1,137	0,868	0,966	0,737	0,868	0,662	0,801	0,612
1,32	1,533	1,161	1,140	0,864	0,967	0,733	0,869	0,658	0,802	0,608
1,33	1,539	1,157	1,143	0,859	0,969	0,729	0,870	0,654	0,803	0,604
1,34	1,546	1,154	1,145	0,855	0,970	0,724	0,871	0,650	0,804	0,600
1,35	1,552	1,150	1,148	0,850	0,972	0,720	0,872	0,646	0,805	0,596
1,36	1,559	1,146	1,150	0,846	0,974	0,716	0,873	0,642	0,805	0,592
1,37	1,565	1,142	1,153	0,842	0,975	0,712	0,874	0,638	0,806	0,588
1,38	1,571	1,139	1,156	0,837	0,977	0,708	0,875	0,634	0,807	0,585
1,39	1,578	1,135	1,158	0,833	0,978	0,704	0,876	0,630	0,808	0,581
1,40	1,584	1,131	1,161	0,829	0,980	0,700	0,877	0,627	0,809	0,578
1,41	1,590	1,128	1,163	0,825	0,981	0,696	0,878	0,623	0,809	0,574
1,42	1,597	1,124	1,166	0,821	0,982	0,692	0,879	0,619	0,810	0,570
1,43	1,603	1,121	1,168	0,817	0,984	0,688	0,880	0,615	0,811	0,567
1,44	1,609	1,117	1,171	0,813	0,985	0,684	0,881	0,612	0,811	0,564
1,45	1,615	1,114	1,173	0,809	0,987	0,681	0,882	0,608	0,812	0,560
1,46	1,622	1,111	1,176	0,805	0,988	0,677	0,883	0,605	0,813	0,557
1,47	1,628	1,107	1,178	0,801	0,990	0,673	0,884	0,601	0,814	0,553
1,48	1,634	1,104	1,181	0,798	0,991	0,670	0,885	0,598	0,814	0,550
1,49	1,640	1,101	1,183	0,794	0,992	0,666	0,886	0,595	0,815	0,547
1,50	1,646	1,098	1,185	0,790	0,994	0,662	0,887	0,591	0,816	0,544
1,51	1,653	1,094	1,188	0,787	0,995	0,659	0,888	0,588	0,816	0,541
1,52	1,659	1,091	1,190	0,783	0,996	0,655	0,889	0,585	0,817	0,537
1,53	1,665	1,088	1,192	0,779	0,998	0,652	0,889	0,581	0,818	0,534
1,54	1,671	1,085	1,195	0,776	0,999	0,649	0,890	0,578	0,818	0,531
1,55	1,677	1,082	1,197	0,772	1,000	0,645	0,891	0,575	0,819	0,528
1,56	1,683	1,079	1,199	0,769	1,001	0,642	0,892	0,572	0,820	0,525
1,57	1,689	1,076	1,202	0,765	1,003	0,639	0,893	0,569	0,820	0,522
1,58	1,695	1,073	1,204	0,762	1,004	0,635	0,894	0,566	0,821	0,519
1,59	1,701	1,070	1,206	0,759	1,005	0,632	0,895	0,563	0,821	0,517
1,60	1,707	1,067	1,208	0,755	1,006	0,629	0,895	0,560	0,822	0,514
1,61	1,714	1,064	1,210	0,752	1,008	0,626	0,896	0,557	0,823	0,511
1,62	1,720	1,061	1,213	0,749	1,009	0,623	0,897	0,554	0,823	0,508
1,63	1,726	1,059	1,215	0,745	1,010	0,620	0,898	0,551	0,824	0,505
1,64	1,732	1,056	1,217	0,742	1,011	0,617	0,899	0,548	0,824	0,503
1,65	1,737	1,053	1,219	0,739	1,012	0,614	0,899	0,545	0,825	0,500
1,66	1,743	1,050	1,221	0,736	1,014	0,611	0,900	0,542	0,826	0,497
1,67	1,749	1,048	1,223	0,733	1,015	0,608	0,901	0,539	0,826	0,495
1,68	1,755	1,045	1,225	0,729	1,016	0,605	0,902	0,537	0,827	0,492

**TABELA 1.7** Valores de  $k_1$  e  $k_2$  em função da relação  $y/b$ , para dimensionamento de canais retangulares e trapezoidais

y/b	Z = 0,0		Z = 0,5		Z = 1,0		Z = 1,5		Z = 2,0	
	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>
1,69	1,761	1,042	1,228	0,726	1,017	0,602	0,902	0,534	0,827	0,489
1,70	1,767	1,040	1,230	0,723	1,018	0,599	0,903	0,531	0,828	0,487
1,71	1,773	1,037	1,232	0,720	1,019	0,596	0,904	0,529	0,828	0,484
1,72	1,779	1,034	1,234	0,717	1,020	0,593	0,905	0,526	0,829	0,482
1,73	1,785	1,032	1,236	0,714	1,022	0,590	0,905	0,523	0,829	0,479
1,74	1,791	1,029	1,238	0,711	1,023	0,588	0,906	0,521	0,830	0,477
1,75	1,797	1,027	1,240	0,708	1,024	0,585	0,907	0,518	0,830	0,475
1,76	1,802	1,024	1,242	0,706	1,025	0,582	0,908	0,516	0,831	0,472
1,77	1,808	1,022	1,244	0,703	1,026	0,580	0,908	0,513	0,832	0,470
1,78	1,814	1,019	1,246	0,700	1,027	0,577	0,909	0,511	0,832	0,467
1,79	1,820	1,017	1,248	0,697	1,028	0,574	0,910	0,508	0,833	0,465
1,80	1,826	1,014	1,250	0,694	1,029	0,572	0,910	0,506	0,833	0,463
1,81	1,831	1,012	1,252	0,691	1,030	0,569	0,911	0,503	0,834	0,461
1,82	1,837	1,009	1,254	0,689	1,031	0,567	0,912	0,501	0,834	0,458
1,83	1,843	1,007	1,255	0,686	1,032	0,564	0,912	0,499	0,835	0,456
1,84	1,849	1,005	1,257	0,683	1,033	0,561	0,913	0,496	0,835	0,454
1,85	1,854	1,002	1,259	0,681	1,034	0,559	0,914	0,494	0,835	0,452
1,86	1,860	1,000	1,261	0,678	1,035	0,557	0,914	0,492	0,836	0,449
1,87	1,866	0,998	1,263	0,675	1,036	0,554	0,915	0,489	0,836	0,447
1,88	1,872	0,996	1,265	0,673	1,037	0,552	0,916	0,487	0,837	0,445
1,89	1,877	0,993	1,267	0,670	1,038	0,549	0,916	0,485	0,837	0,443
1,90	1,883	0,991	1,268	0,668	1,039	0,547	0,917	0,483	0,838	0,441
1,91	1,889	0,989	1,270	0,665	1,040	0,545	0,918	0,480	0,838	0,439
1,92	1,894	0,987	1,272	0,663	1,041	0,542	0,918	0,478	0,839	0,437
1,93	1,900	0,984	1,274	0,660	1,042	0,540	0,919	0,476	0,839	0,435
1,94	1,906	0,982	1,276	0,658	1,043	0,538	0,919	0,474	0,840	0,433
1,95	1,911	0,980	1,277	0,655	1,044	0,535	0,920	0,472	0,840	0,431
1,96	1,917	0,978	1,279	0,653	1,045	0,533	0,921	0,470	0,841	0,429
1,97	1,922	0,976	1,281	0,650	1,046	0,531	0,921	0,468	0,841	0,427
1,98	1,928	0,974	1,283	0,648	1,047	0,529	0,922	0,466	0,841	0,425
1,99	1,934	0,972	1,284	0,645	1,047	0,526	0,922	0,464	0,842	0,423
2,00	1,939	0,970	1,286	0,643	1,048	0,524	0,923	0,461	0,842	0,421
2,01	1,945	0,968	1,288	0,641	1,049	0,522	0,924	0,459	0,843	0,419
2,02	1,950	0,966	1,290	0,638	1,050	0,520	0,924	0,457	0,843	0,417
2,03	1,956	0,964	1,291	0,636	1,051	0,518	0,925	0,456	0,843	0,415
2,04	1,961	0,961	1,293	0,634	1,052	0,516	0,925	0,454	0,844	0,414
2,05	1,967	0,960	1,295	0,632	1,053	0,514	0,926	0,452	0,844	0,412
2,06	1,973	0,958	1,296	0,629	1,054	0,511	0,926	0,450	0,845	0,410
2,07	1,978	0,956	1,298	0,627	1,054	0,509	0,927	0,448	0,845	0,408
2,08	1,984	0,954	1,300	0,625	1,055	0,507	0,927	0,446	0,845	0,406
2,09	1,989	0,952	1,301	0,623	1,056	0,505	0,928	0,444	0,846	0,405
2,10	1,994	0,950	1,303	0,620	1,057	0,503	0,929	0,442	0,846	0,403

**1.2.8.3 EXERCÍCIOS RESOLVIDOS**

1) Um conduto circular de concreto ( $n = 0,014$ ) com diâmetro de 1,2 m, assentado com um declive de 0,00155 m/m, escoia uma vazão de  $1,5 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . Calcule a altura d'água em seu interior.

Solução:

Considerando-se a relação  $D = k \cdot W$ , tem-se:

$$W = \left( \frac{n \cdot Q}{\sqrt{i}} \right)^{\frac{3}{8}} \Rightarrow \text{substituindo} \Rightarrow W = \left( \frac{0,014 \cdot 1,5}{\sqrt{i0,0155}} \right)^{\frac{3}{8}} = 0,790$$

substituindo em  $D = k \cdot W \Rightarrow 1,2 = k \cdot 0,790$  encontra-se  $k = 1,519$

Com este valor, pela Tabela 1.6, encontra-se  $y/D = 0,88$ . Daí,  $y = 1,06 \text{ m}$ .

2) Um canal de seção trapezoidal deve transportar  $24 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . Se o declive é de 0,000144 m m<sup>-1</sup>,  $n = 0,015$ , a largura da base é de 6 m e a inclinação dos taludes é 1,5 na horizontal para 1 na vertical, determine a profundidade normal.

Solução:

Sabe-se que

$$y = K_1 \cdot W \quad b = K_2 \cdot W \quad \text{e} \quad W = \left( \frac{n \cdot Q}{\sqrt{i}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$W = \left( \frac{0,015 \cdot 24}{\sqrt{i0,000144}} \right)^{\frac{3}{8}} = 3,58 \quad \text{substituindo-se em } b = K_2 \cdot W$$

$$6 = K_2 \cdot 3,58 \quad \text{encontra-se} \quad K_2 = 1,676$$

Com  $k_2 = 1,676$  e, pela Tabela 1.7 utilizando  $z = 1,5$ , encontra-se  $y/b \approx 0,395$

Daí,  $y = b \cdot 0,395$ , ou seja,  $y = 6 \cdot 0,395 = 2,37 \text{ m}$ .

3) Dimensionar um canal trapezoidal sabendo que o mesmo deverá ser construído em concreto ( $n = 0,014$ ), talude 1:1, declividade de  $0,0001 \text{ m m}^{-1}$  e que, a profundidade deverá ser metade do valor da base. A vazão a ser escoada é de  $10 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ .

Solução:

$$W = \left( \frac{0,014 \cdot 10}{\sqrt{i \cdot 0,0001}} \right)^{\frac{3}{8}} = 2,69$$

Pela Tabela 1.7, para  $z = 1$  e  $y/b = 0,5$ , encontram-se  $K_1 = 0,746$  e  $K_2 = 01,492$

Sabendo-se que  $y = K_1 \cdot W$  e  $b = K_2 \cdot W$

$$y = 0,746 \cdot 2,69 = 2,0 \text{ m} \quad \text{e} \quad b = 1,492 \cdot 2,69 = 4,0 \text{ m}$$

4) Dimensionar um canal trapezoidal ( $z = 2$ ) para irrigação, revestido com vegetação rasteira ( $n = 0,025$ ), para transportar uma vazão de  $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$ , com declividade  $i = 0,0005 \text{ m/m}$ , de modo que a velocidade média seja igual a  $0,5 \text{ m/s}$ .

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \rightarrow 0,5 = \frac{1}{0,025} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot 0,0005^{\frac{1}{2}} \rightarrow R = 0,418 \text{ m}$$

$$Q = A \cdot V \rightarrow 1,5 = A \cdot 0,5 \rightarrow A = 3 \text{ m}^2$$

$$R = \frac{A}{P} \rightarrow 0,418 = \frac{3}{P} \rightarrow P = 7,177 \text{ m}$$

$$A = (b + z \cdot y) \cdot y \rightarrow 3 = (b + 2 \cdot y) \cdot y \rightarrow b = \frac{3}{y} - 2 \cdot y$$

$$P = b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{z^2 + 1} \rightarrow \text{substituindo-se o valor de "b" em "P" e sabendo que } P = 7,177 \text{ m}$$

$$7,177 = \frac{3}{y} - 2 \cdot y + 2 \cdot y \cdot \sqrt{2^2 + 1} \rightarrow 7,177 = \frac{3}{y} + 2,47 \cdot y \rightarrow 2,47 \cdot y^2 - 7,177 \cdot y + 3 = 0$$

$$y = \frac{7,177 \pm \sqrt{7,177^2 - 4 \cdot 2,47 \cdot 3}}{2 \cdot 2,47}$$

a resolução da equação leva às raízes  $y_1 = 2,4$  m e  $y_1 = 0,5$  m.

Testando-se as respostas:

$$Y_1 = 2,4 \text{ m} \rightarrow b = \frac{3}{y} - 2 \cdot y \rightarrow b = \frac{3}{2,4} - 2 \cdot 2,4 \rightarrow b = -3,55 \text{ m} \quad (\text{sem sentido})$$

$$Y_2 = 0,5 \text{ m} \rightarrow b = \frac{3}{y} - 2 \cdot y \rightarrow b = \frac{3}{0,5} - 2 \cdot 0,5 \rightarrow b = 5 \text{ m}$$

Resposta:  $y=0,5$  m e  $b = 5$  m

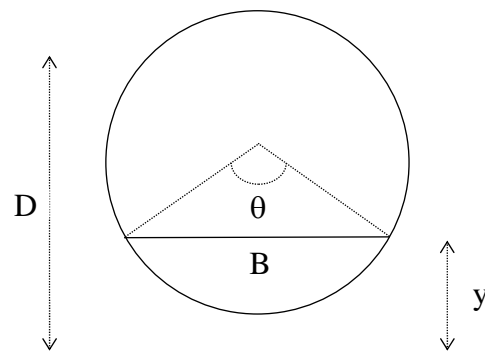
### 1.2.9 CANAIS CIRCULARES

Para canais circulares, têm-se:

$$A = \frac{D^2}{8} \cdot (\theta - \text{sen}.\theta)$$

$$P = \frac{\theta \cdot D}{2}$$

$$R = \frac{D}{4} \cdot \left( 1 - \frac{\text{sen}.\theta}{\theta} \right)$$



$$B = D \cdot \left( \text{sen} \frac{\theta}{2} \right) \quad y_m = \frac{D}{8} \cdot \left( \frac{\theta - \text{sen}\theta}{\text{sen} \frac{\theta}{2}} \right) \quad y = \frac{D}{2} \cdot \left( 1 - \cos \frac{\theta}{2} \right)$$

No caso em que o canal funciona totalmente cheio, ou seja, a plena seção, tem-se:

$$\theta = 360^\circ = 2\pi \rightarrow \text{sen} \theta = 0$$

$$A_o = \frac{\pi \cdot D^2}{4}; \quad P_o = \pi \cdot D; \quad R_o = \frac{D}{4}; \quad y_o = D$$

Relacionando-se os elementos da seção parcialmente cheia, com os elementos da seção plena, pode-se construir tabela, a qual facilita muito os cálculos da seção parcialmente cheia (Tabela 1.8).

Procedendo-se a estas relações, tem-se:

$$\bullet \quad \frac{A}{A_o} = \frac{(\theta - \text{sen}\theta)}{2 \cdot \pi} \quad \frac{P}{P_o} = \frac{\theta}{2 \cdot \pi} \quad \frac{R}{R_o} = 1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta}$$

$$\bullet \quad \frac{V}{V_o} = \left(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \frac{Q}{Q_o} = \frac{\theta}{2 \cdot \pi} \cdot \left(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta}\right)^{\frac{5}{3}}$$

$$\bullet \quad \frac{y}{y_o} = \frac{1}{2} \cdot \left(1 - \cos \frac{\theta}{2}\right) \quad \Rightarrow \quad \frac{y}{D} = \frac{1}{2} \cdot \left(1 - \cos \frac{\theta}{2}\right)$$

De posse dessas equações constroem-se tabelas que facilitam grandemente os trabalhos de cálculo dos elementos hidráulicos.

Pela Tabela 1.8, observa-se que a velocidade máxima ocorre quando a relação  $y/D$  é igual a 0,81, ou seja, 81%. A vazão máxima é obtida quando o conduto trabalha parcialmente cheio, ou seja, quando a relação  $y/D$  é igual a 0,95.

**TABELA 1.8 Relação entre área, perímetro, velocidade e vazão de um canal circular parcialmente cheio e à plena seção**

y/D	$\theta$	A/Ao	P/Po	V/Vo	Q/Qo
0,05	0,9021	0,0187	0,1436	0,2569	0,0048
0,10	1,2870	0,0520	0,2048	0,4012	0,0209
0,15	1,5908	0,0941	0,2532	0,5168	0,0486
0,20	1,8546	0,1424	0,2952	0,6151	0,0876
0,25	2,0944	0,1955	0,3333	0,7007	0,1370
0,30	2,3186	0,2523	0,3690	0,7761	0,1958
0,35	2,5322	0,3119	0,4030	0,8430	0,2629
0,40	2,7389	0,3735	0,4359	0,9022	0,3370
0,45	2,9413	0,4365	0,4681	0,9544	0,4165
0,50	3,1416	0,5000	0,5000	1,0000	0,5000
0,55	3,3419	0,5636	0,5319	1,0393	0,5857
0,60	3,5443	0,6265	0,5641	1,0724	0,6718
0,65	3,7510	0,6881	0,5970	1,0993	0,7564
0,70	3,9646	0,7477	0,6310	1,1198	0,8372
0,75	4,1888	0,8045	0,6667	1,1335	0,9119
0,80	4,4286	0,8576	0,7048	1,1397	0,9775
0,81	4,4791	0,8677	0,7129	1,1400	0,9892
0,85	4,6924	0,9060	0,7468	1,1374	1,0305
0,90	4,9962	0,9480	0,7952	1,1243	1,0658
0,95	5,3811	0,9813	0,8564	1,0950	1,0745
1,00	6,2832	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000

**1.2.9.1 EXERCÍCIOS RESOLVIDOS**

1) Se um coletor de 0,15 m, de concreto, é assentado de forma que sua vazão máxima seja de 15,3 l/s, calcular a altura da água no canal para uma vazão de 4,8 l/s.

Solução:

A vazão máxima é obtida quando a relação  $\frac{y}{D} = 0,95$ . Daí, pela Tabela 1.8, obtém-se:

$$\frac{Q}{Q_o} = 1,0745 \quad \text{a vazão com seção plena (} Q_o \text{) será: } Q_o = \frac{15,3}{1,0745} = 14,3 \text{ l s}^{-1}$$

Para a vazão de 4,8 l s<sup>-1</sup>, obtém-se a relação:

$$\frac{Q}{Q_o} = \frac{4,8}{14,3} = 0,335 \quad \Rightarrow \quad \text{pela Tabela 1.8} \quad \Rightarrow \quad \frac{y}{D} = 0,40$$

Então, a altura será de 0,40 x 0,15  $\Rightarrow$  y = 0,06 m



2) Uma galeria de águas pluviais de 1 m de diâmetro,  $n = 0,013$  e declividade de  $0,00248$  m/m, transporta, em condições de regime permanente uniforme, uma vazão de  $1 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . Determine: a) altura d'água e velocidade média e b) máxima vazão.

Solução:

a) Considerando a seção plena, ou seja,  $y = D$ , a vazão será:

$$Q_o = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad \Rightarrow \quad Q_o = \frac{1}{0,013} \cdot \left( \frac{\pi \cdot 1^2}{4} \right) \cdot \left( \frac{1}{4} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot 0,00248^{\frac{1}{2}}$$

a vazão com seção plena será  $Q_o = 1,194 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$

Relacionando-se a vazão  $Q = 1 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  e aquela correspondente à plena seção, tem-se:

$$\frac{Q}{Q_o} = \frac{1}{1,194} = 0,8375 \quad \Rightarrow \quad \text{pela Tabela 1.8, encontra-se } \frac{y}{D} = 0,70$$

Daí, a altura da água no canal será:  $Y = 0,7 \cdot 1 = 0,7 \text{ m}$ .

Pela mesma tabela, a velocidade a  $Y/D = 0,7$  corresponde a 1,1198 vezes a velocidade da seção plena. A velocidade à plena seção será:

$$V_o = \frac{Q_o}{A_o} = \frac{1,194}{\frac{\pi \cdot 1^2}{4}} = 1,52 \text{ m s}^{-1}, \quad \text{então,}$$

$$V_{0,7} = 1,1198 \cdot v_o = 1,52 \text{ m s}^{-1} \cdot 1,1198 = 1,70 \text{ m s}^{-1}$$

b) A vazão máxima ocorre quando  $Y/D = 0,95$  o que corresponde, pela Tabela 1.8, a uma relação  $Q/Q_o = 1,0745$ . Assim, a vazão máxima será:

$$Q_{\max} = 1,0745 \cdot Q_o = 1,0745 \cdot 1,194 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} = 1,283 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

3) Qual o acréscimo percentual na vazão de um canal circular, quando a área molhada passa da meia seção para a seção de máxima velocidade?

Máxima velocidade  $\rightarrow y/D = 0,81$

Para  $y/D = 0,81 \rightarrow$  tabela  $\rightarrow Q/Q_0 = 0,9892$

Para  $y/D = 0,50 \rightarrow$  tabela  $\rightarrow Q/Q_0 = 0,50$

$$\frac{Q_{0,81}}{Q_{0,51}} = \frac{\frac{Q_{0,81}}{Q_0}}{\frac{Q_{0,5}}{Q_0}} = \frac{0,9892}{0,5} = 1,9704 \rightarrow \text{acrécimo} \rightarrow 97,04\%$$

4) Qual a relação entre as declividades de um canal semicircular escoando cheio e de um canal retangular de mesma largura ( $b = D$ ), mesma área molhada, mesmo revestimento e transportando a mesma vazão?

Canal circular meia seção:

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{8} = 0,3927 \cdot D^2 \quad P = \frac{\pi \cdot D}{2} = 1,5708 \cdot D \quad R = \frac{A}{P} = \frac{D}{4}$$

Canal retangular ( $b = D$ )

$$A = b \cdot y = D \cdot y \quad P = b + 2 \cdot y = D + 2 \cdot y$$

$$\text{Áreas iguais (} A_{\text{circular}} = A_{\text{retangular}}) \rightarrow 0,3927 \cdot D^2 = D \cdot y \rightarrow y = 0,3927 \cdot D$$

$$\text{Substituindo-se "Y" na equação do perímetro "P"} \rightarrow P = D + 2 \cdot 0,3927 \cdot D \rightarrow P = 1,7854 \cdot D$$

O raio hidráulico do canal retangular é, então, dado por

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0,3927 \cdot D^2}{1,7854 \cdot D} = 0,22 \cdot D$$

Considerando que a vazão é a mesma, as áreas são iguais e a rugosidade também:

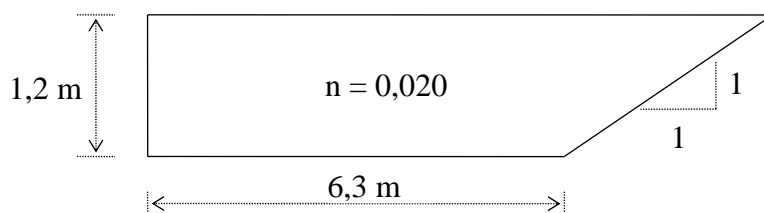
$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \rightarrow Q_C = Q_R ; A_C = A_R ; n_C = n_R$$

$$R_C^{\frac{2}{3}} \cdot i_C^{\frac{1}{2}} = R_R^{\frac{2}{3}} \cdot i_R^{\frac{1}{2}} \rightarrow \frac{i_C}{i_R} = \left[ \frac{R_R}{R_C} \right]^{\frac{4}{3}} \rightarrow \frac{i_C}{i_R} = \left[ \frac{0,22 \cdot D}{\frac{D}{4}} \right]^{\frac{4}{3}} \rightarrow \frac{i_C}{i_R} = 0,84$$

### 1.3 EXERCÍCIOS PROPOSTOS

1) Que inclinação deveria ter uma manilha ( $n = 0,013$ ) de 24" de diâmetro, a fim de que  $0,17 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  escoe quando a manilha estiver à meia seção? Qual a inclinação se a manilha escoa à plena seção?  
R: (a)  $i = 0,003$ ; (b)  $i = 0,00077$ .

2) Um canal indicado na figura a seguir tem uma declividade de  $0,00016$ . Quando ele atinge um aterro de estrada de ferro, o fluxo deve ser transportado por 2 tubos de concreto, de diâmetros iguais ( $n = 0,012$ ), assentados com a declividade de  $0,0025$ . Qual deve ser o diâmetro de cada tubo? Considere seção cheia.  
R:  $D = 1,27 \text{ m}$ .



3) Que vazão pode ser esperada em um canal retangular de 1,2 m de largura, cimentado ( $n = 0,015$ ),  $i = 0,0004 \text{ m/m}$ , se a água escoar com uma altura de 0,6 m?  
R:  $Q = 0,43 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ .

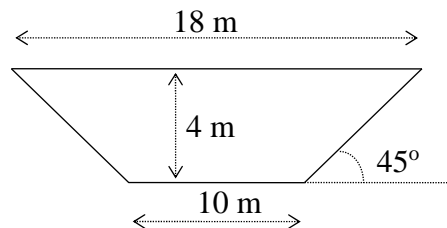
4) Em um laboratório hidráulico, um fluxo de  $0,81 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  foi verificado em um canal retangular de 1,2 m de largura com 0,8 m de profundidade de escoamento. Se o declive do canal era de  $0,0008$ , qual o fator de rugosidade para o revestimento do canal?  
R:  $n = 0,0164$ .

5) Qual deve ser a largura de um canal retangular para escoar  $14 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  de água, a uma profundidade de 1,8 m com um declive de  $0,0004$ ? Usar  $n = 0,010$ .  
R:  $b = 4 \text{ m}$ .

6) Num canal de seção transversal retangular,  $b = 4 \text{ m}$ ,  $i = 1:10000$  e  $n = 0,014$ , a profundidade é igual a 2 metros. Sabendo-se que o regime de escoamento é o uniforme, calcular a vazão que por ele escoar. Calcular o erro percentual que se comete quando se substitui, no cálculo da vazão, o raio hidráulico pela profundidade da lâmina de água.  
R: Erro = 58,84%.

7) Na parte central de um canal uniforme muito longo, efetuou-se o levantamento de uma seção transversal, encontrando-se os elementos da figura abaixo. A leitura do nível da água em duas régua linimétricas dispostas ao longo do canal e distantes entre si de 1 km indicou cotas 710,40

e 710,00 m. Numa medição da vazão, obteve-se  $Q = 123 \text{ m}^3/\text{s}$ . Determine o coeficiente  $n$  da fórmula de Manning, que corresponda ao tipo de revestimento. R:  $n = 0,017$ .

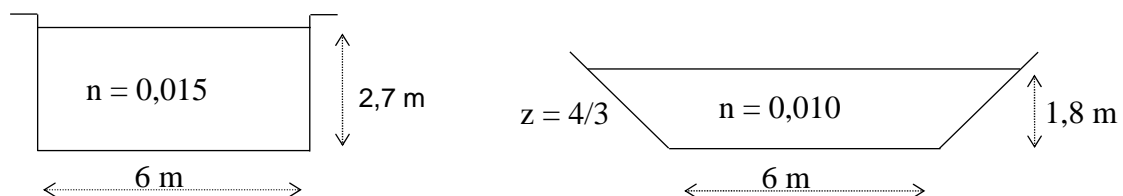


8) Tem-se um canal de seção trapezoidal, executado em concreto ( $n = 0,015$ ), com declividade de 0,04%. Determine qual a vazão capaz de escoar em regime uniforme, com uma profundidade d'água de 1,9 m. Considere  $b = 1 \text{ m}$  e inclinação das paredes de  $45^\circ$ . R:  $Q = 6,67 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ .

9) Calcular a base de um canal trapezoidal para os seguintes dados de projeto:  $z = 1$ ;  $n = 0,011$ ;  $Q = 38 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ ;  $i = 0,0002 \text{ m/m}$ ;  $y = 2,8 \text{ m}$ . R:  $b = 4,68 \text{ m}$ .

10) Um canal de seção trapezoidal deve transportar  $24 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . Se o declive  $i = 0,000144$ ,  $n = 0,015$ , largura da base  $b = 6 \text{ metros}$  e as inclinações são 1 vertical para 1,5 horizontal, determine a profundidade normal ( $Y$ ) pela fórmula e uso de tabelas. R:  $y = 2,34 \text{ m}$ .

11) Qual das seções de canais apresentadas a seguir transportará o maior fluxo se ambos têm a mesma declividade? R: A seção trapezoidal.

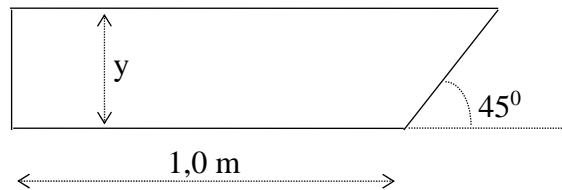


12) Uma manilha de concreto ( $n = 0,016$ ) é assentada em um declive de 0,0002 e deve transportar uma vazão de  $2.365 \text{ l s}^{-1}$  quando estiver 75% cheia. Que diâmetro deverá ser usado?

R:  $D = 2,3 \text{ m}$ .

13) Os dados do projeto para o rio Guapeva, na cidade de Jundiaí são os seguintes: vazão =  $70 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ ;  $i = 0,001 \text{ m/m}$ ;  $n = 0,018$ ;  $b = 10 \text{ m}$ ;  $z = 0$ . Calcule a velocidade média e a altura da água no canal. R:  $y = 2,73 \text{ m}$ ;  $v = 2,56 \text{ m s}^{-1}$ .

14) Calcular a altura d'água ( $y$ ) em um canal cuja seção transversal tem a forma da figura abaixo e sabendo-se que no mesmo escoa uma vazão de  $0,2 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  com declividade de  $0,0004 \text{ m/m}$ . Coeficiente de Manning igual a  $0,013$ . R:  $y = 0,32 \text{ m}$ .



15) Calcular um canal trapezoidal, sendo dados:  $z = 1,5$ ;  $n = 0,012$ ;  $Q = 4 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ ; declive de  $0,00064 \text{ m/m}$ ;  $y/b = 0,5$ . R:  $y = 0,9 \text{ m}$ ;  $b = 1,79 \text{ m}$ ;  $V = 1,44 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ .

16) Uma conduto, manilha de barro ( $n = 0,015$ ), é assentado com declividade de  $0,0002$  e deve transportar  $2,4 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  quando estiver 90% cheio. Que diâmetro deve ser usado? R:  $D = 2,15 \text{ m}$ .

17) Para abastecer Belo Horizonte, a adutora do rio das Velhas tem um trecho em canal com seção circular, construída em concreto moldado no local, por meio de formas metálicas. Os dados neste trecho são  $D = 2,4 \text{ m}$ ,  $i = 0,001$  e  $n = 0,012$ . O abastecimento foi previsto para três etapas: 1)  $Q = 3 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ ; 2)  $Q = 6 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ ; 3)  $Q = 9 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . Pedem-se:

a) velocidade máxima e a vazão máxima;

b) valores das alturas de lâmina de água em cada etapa.

R: (a)  $V_{\text{max.}} = 2,13 \text{ m s}^{-1}$ ;  $Q_{\text{max.}} = 9,10 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ ; (b)  $y_1 = 0,98 \text{ m}$ ;  $y_2 = 1,46 \text{ m}$ ;  $y_3 = 2,06 \text{ m}$ .

## 2 CANAIS COM MÍNIMA RESISTÊNCIA

A escolha da melhor seção geométrica e de suas dimensões deve ser feita pelo engenheiro projetista, em função da vazão a ser escoada sob uma declividade e rugosidade das paredes do canal.

As soluções de dimensionamento da seção são inúmeras, ou seja, várias dimensões da seção geométrica oferecem solução da equação de Manning. Entretanto, condições locais podem limitar alguma das dimensões do canal, como, por exemplo, a existência de rocha a pouca profundidade, ou do lençol freático, etc.

Procura-se, no dimensionamento, obter de uma seção mínima (menor custo) que conduza a vazão necessária. De acordo com a equação de Manning, a vazão será máxima quando:

- coeficiente de rugosidade “n” for mínimo (isto representa um revestimento mais liso e, conseqüentemente, maior custo);
- maior área de escoamento “A” (maior volume de escavação, conseqüentemente, maior custo);
- maior inclinação “i” (maior velocidade de escoamento, maior o potencial erosivo do escoamento);
- maior o raio hidráulico “R” (maior a relação A/P, ou seja, menor o perímetro molhado).

A melhor solução (menor custo) será, então, aquela que apresentar o menor perímetro molhado, pois, nesta situação, a resistência ao escoamento é mínima, e a seção é conhecida como seção econômica ou de máxima eficiência, pois, para determinadas área, rugosidade e declividade, a vazão é máxima.

$$V = c \cdot \sqrt{R \cdot i} \quad \text{e} \quad Q = A \cdot V$$

A máxima vazão, que pode ser conduzida por uma seção com uma determinada área “A”, é obtida quando o raio hidráulico “R” é máximo, ou seja, nestas condições, “R” é máximo quando o perímetro “P” é mínimo, uma vez que a área é constante. Perímetro mínimo significa menor área de contato, menor resistência.

É importante salientar que, na prática, nem sempre é possível a execução de seção de mínima resistência. Em algumas situações, a profundidade calculada pode ser inadequada para o local, devido, por exemplo, à presença de impedimentos locais (rochas, lençol freático, etc.) e,

também, valores de velocidade de escoamento podem ser incompatíveis com o material de revestimento a ser utilizado.

Seções econômicas são aquelas que apresentam o menor perímetro molhado. Para um mesmo valor de área “A”, o círculo é o de menor perímetro, dentre as figuras geométricas. Entretanto, a sua construção, na prática é difícil e onerosa, exceto quando se utilizam tubulações pré-fabricadas, como é o caso de galerias de águas pluviais e de esgoto.

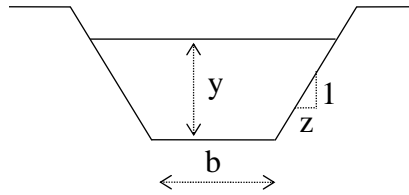
## 2.1 SEÇÕES DE MÍNIMA RESISTÊNCIA (mínimo custo)

As seções de menor perímetro molhado (menor resistência) são a semi-circunferência, um semi-hexágono regular no caso de seções trapezoidais e, para seções retangulares, a seção em que a base é igual a duas vezes a altura. Serão vistas a seguir, as equações para seções econômicas mais usuais.

### 2.1.1 SEÇÃO TRAPEZOIDAL

$$P = b + 2.y.\sqrt{z^2 + 1}$$

$$A = y.(b + z.y)$$



$$b + z.y = \frac{A}{y} \rightarrow b = \frac{A}{y} - z.y \rightarrow \text{substituindo-se em } P \rightarrow$$

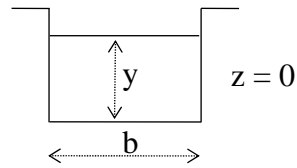
$$P = \frac{A}{y} - z.y + 2.y.\sqrt{z^2 + 1} \rightarrow \text{derivando-se} \rightarrow \frac{\partial P}{\partial y} = -\frac{A}{y^2} - z + 2.\sqrt{z^2 + 1} = 0 \rightarrow$$

$$\boxed{A = y^2.(2.\sqrt{z^2 + 1} - z)}$$

$$\boxed{b = 2.y.(\sqrt{z^2 + 1} - z)}$$

$$\boxed{P = 2.y.(2.\sqrt{z^2 + 1} - z)}$$

### 2.1.2 SEÇÃO RETANGULAR



Utilizando-se as fórmulas da seção trapezoidal, para  $z = 0 \rightarrow$

$$\boxed{A = 2.y^2}$$

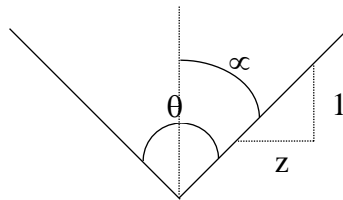
$$\boxed{P = 4.y}$$

$$\boxed{b = 2.y}$$

### 2.1.3 - SEÇÃO TRIANGULAR

$$A = z.y^2$$

$$P = 2.y.\sqrt{z^2 + 1}$$



$$y = \sqrt{\frac{A}{z}} \rightarrow \text{substituindo-se em } P \rightarrow$$

$$P = 2.\sqrt{\frac{A}{z}}.\sqrt{z^2 + 1} \rightarrow (\text{elevando-se ao quadrado}) \rightarrow$$

$$P^2 = 4.\frac{A}{z} + 4.A.z \rightarrow \text{derivando-se} \rightarrow$$

$$P^2 = 2.P.\frac{\partial P}{\partial z} = -\frac{4.A}{z^2} + 4.A \rightarrow$$

$$2.P.\frac{\partial P}{\partial z} = 4.A.\left(1 - \frac{1}{z^2}\right) = 0 \rightarrow$$

$$z^2 = 1 \rightarrow z = 1 \rightarrow \boxed{\alpha = 45^\circ} \rightarrow \theta = 2.\alpha \rightarrow \boxed{\theta = 90^\circ} \text{ substituindo-se} \rightarrow$$

$$\boxed{A = y^2}$$

$$\boxed{P = 2.\sqrt{2}.y}$$



## 2.2 EXERCÍCIOS RESOLVIDOS

1) Determinar as dimensões de uma seção trapezoidal de mínima resistência capaz de conduzir uma vazão de  $1 \text{ m}^3/\text{s}$ , com uma declividade de  $0,001 \text{ m/m}$ . O canal deverá ser revestido com concreto ( $n = 0,012$ ) e a inclinação do talude  $z = 1$ .

Solução:

Substituindo-se os dados nas equações de mínima resistência, têm-se

$$A = y^2 \cdot (2 \cdot \sqrt{z^2 + 1} - z) \quad A = y^2 \cdot (2 \cdot \sqrt{1^2 + 1} - 1) \quad A = 1,828 \cdot y^2$$

$$b = 2 \cdot y \cdot (\sqrt{z^2 + 1} - z) \quad b = 2 \cdot y \cdot (\sqrt{1^2 + 1} - 1) \quad b = 0,828 \cdot y$$

$$P = 2 \cdot y \cdot (2 \cdot \sqrt{z^2 + 1} - z) \quad P = 2 \cdot y \cdot (2 \cdot \sqrt{1^2 + 1} - 1) \quad P = 3,657 \cdot y$$

Substituindo-se equação de Manning

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad 1 = \frac{1}{0,012} \cdot (1,828 \cdot y^2) \cdot \left( \frac{1,828 \cdot y^2}{3,657 \cdot y} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot 0,001^{\frac{1}{2}} \quad y = 0,66 \text{ m.}$$

Assim, a largura da base será de  $b = 0,828 \cdot 0,66 = 0,55 \text{ m}$

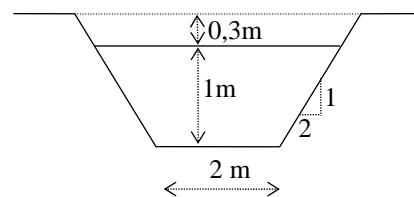
2) Verificar se a seção é de mínimo perímetro caso a água atinja o limite de transbordamento.

Solução:

Uma seção pode ser considerada de mínima resistência (mínimo custo ou seção econômica) quando os resultados apresentados pelas equações de mínimo custo e pelas equações normais apresentam o mesmo resultado.

Equação normal

$$P = b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{z^2 + 1} \quad P = 2 + 2 \cdot 1,3 \cdot \sqrt{2^2 + 1} \quad P = 7,81 \text{ m}$$



Equação de mínima resistência

$$P = 2.y.(2.\sqrt{z^2 + 1} - z) \quad P = 2.1,3.(2.\sqrt{2^2 + 1} - 2) \quad P = 6,43 \text{ m}$$

Como os resultados foram diferentes, conclui-se que a seção não é mínima resistência.

### 2.3 EXERCÍCIOS PROPOSTOS

1) A vazão que deve escoar em regime uniforme por um canal é de  $7 \text{ m}^3/\text{s}$ . O canal apresenta o fundo e os taludes revestidos de concreto ( $n = 0,014$ ), sendo a inclinação dos taludes ( $z$ ) igual a 1,25. Pergunta-se que área deverá ter a seção molhada do canal e qual a declividade do fundo nos seguintes casos:

- a) a profundidade e a velocidade são impostas:  $Y = 1,0 \text{ m}$  e  $V = 1,5 \text{ m/s}$ ;
- b) impõe-se a velocidade de  $1,8 \text{ m/s}$  e exige-se a solução de mínimo custo;
- c) qual a profundidade e qual a velocidade média da água se for exigida a solução de mínimo custo, impondo a declividade de fundo de 0,0001?

R: a)  $A = 4,67 \text{ m}^2$ ;  $i = 0,0007$ ; b)  $A = 3,89 \text{ m}^2$ ;  $i = 0,001$ ; c)  $Y = 2,18 \text{ m}$ ;  $V = 0,76 \text{ m/s}$ .

2) Um canal de drenagem, de seção transversal ( $z = 1$ ), altura d'água ( $y$ ) de 1 m, largura da base inferior de 2 m, folga de 0,30 m e declividade de 0,4 m/km, foi dimensionado para uma determinada vazão  $Q$ , tendo-se chegado às dimensões da figura a seguir. Nessas condições pede-se:

- a) valor da vazão do projeto ( $Q$ );
- b) examinar se o canal seria de mínimo custo caso o nível d'água atingisse o limite de transbordamento;
- c) supondo-se que o projeto venha a ser refeito com a vazão  $Q = 1 \text{ m}^3/\text{s}$ , e que a seção deve ser retangular, qual a sua profundidade a fim de que seja de mínimo custo? Considerem-se regime uniforme e  $n = 0,020$ .

R: a)  $Q = 2,18 \text{ m}^3/\text{s}$ ; b) Não é de mínimo custo; c)  $Y = 0,92 \text{ m}$ .

3) Calcular o canal trapezoidal mais eficiente para transportar  $17 \text{ m}^3/\text{s}$  a uma velocidade máxima de  $0,90 \text{ m/s}$ . ( $n = 0,025$  e  $z = 2$ ). R:  $y = 2,765 \text{ m}$ ;  $b = 1,3 \text{ m}$ .

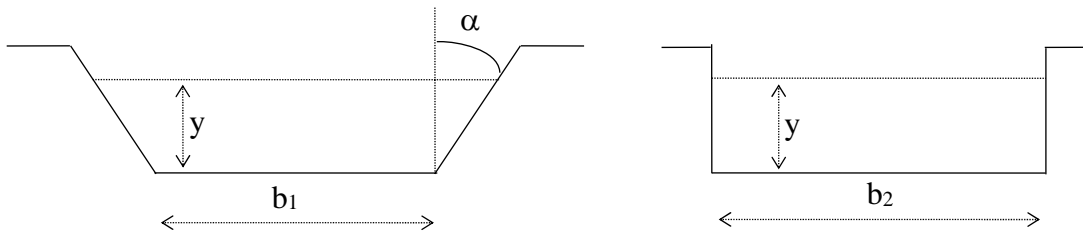
4) Um canal retangular deve transportar  $1,2 \text{ m}^3/\text{s}$  com uma declividade de  $0,009$ . Se o canal for revestido com uma chapa galvanizada ( $n = 0,011$ ), qual a área mínima, em metros quadrados, necessária a cada 100 metros de canal? Não considere as folgas. R:  $A_{\text{min.}} = 176 \text{ m}^2$ .

5) Quer-se dimensionar um canal constituído de dois trechos (1) e (2) para aduzir uma vazão de  $950 \text{ l/s}$  de água. O trecho (1) deve ter seção trapezoidal e uma inclinação de  $0,0004 \text{ m/m}$ . O trecho (2) deve ter seção retangular. Em ambos os trechos, o coeficiente de Manning vale  $n = 0,020$ . Pede-se:

a) determinar as dimensões ( $y$  e  $b$ ) da seção molhada do trecho (1), usando o critério de mínimo perímetro molhado. Fazer  $\alpha = 30^\circ$  ;

b) supondo que o valor de  $y$  do item anterior fosse  $y = 0,5 \text{ m}$ , determinar a largura do canal retangular e sua inclinação, de tal forma que a altura do nível d'água seja a mesma do canal trapezoidal e que também para esse trecho (2) seja satisfeita a condição de mínimo perímetro.

R: a)  $y = 0,95 \text{ m}$  e  $b = 1,1 \text{ m}$ ; b)  $b = 1 \text{ m}$  e  $i = 0,0092 \text{ m/m}$ .



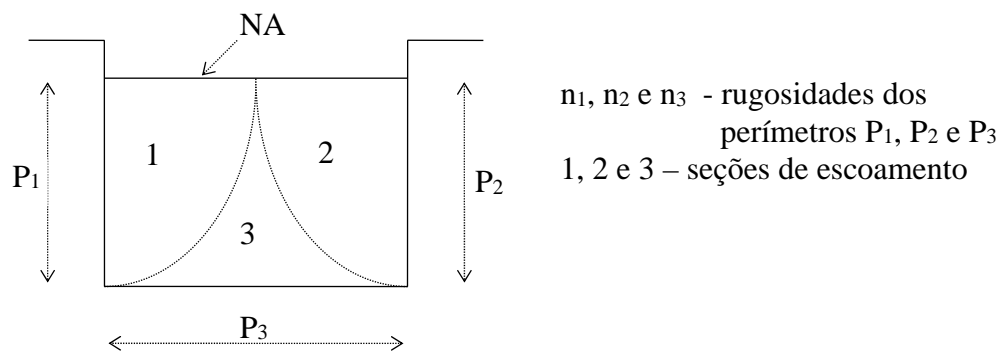
### 3 RUGOSIDADE EQUIVALENTE

Para seções em que a rugosidade não é constante ao longo do perímetro molhado, deverá ser calculada a rugosidade equivalente para cada nível de água, considerando uma rugosidade média ponderada.

#### 3.1 EQUAÇÕES PARA A OBTENÇÃO DA RUGOSIDADE EQUIVALENTE

O valor da rugosidade equivalente traduz o efeito combinado de todas as superfícies, de uma mesma seção transversal, com diferentes rugosidades.

Considere uma seção transversal com diferentes rugosidades ao longo de seu perímetro molhado (Figura 3.1):



**FIGURA 3.1** Seção transversal com diferentes rugosidades

Pela Figura 3.1, tem-se:

Seção  $A = A_1 + A_2 + A_3$ , então,

$$1 = \frac{A_1}{A} + \frac{A_2}{A} + \frac{A_3}{A}$$

No regime permanente uniforme,  $V = V_1 = V_2 = V_3$

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \rightarrow V_1 = \frac{1}{n_1} \cdot R_1^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$

$V_1 = V$  e,  $i =$  constante, tem-se que:  $\frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} = \frac{1}{n_1} \cdot R_1^{\frac{2}{3}}$

$$\frac{1}{n} \cdot \left( \frac{A}{P} \right)^{\frac{2}{3}} = \frac{1}{n_1} \cdot \left( \frac{A_1}{P_1} \right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow \left( \frac{n_1}{n} \right)^{\frac{3}{2}} = \frac{A_1}{P_1} \cdot \frac{P}{A} \rightarrow \text{ou seja, } \frac{A_1}{A} = \left( \frac{n_1}{n} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{P_1}{P}$$

da mesma forma  $\rightarrow \frac{A_2}{A} = \left( \frac{n_2}{n} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{P_2}{P}$  e  $\frac{A_3}{A} = \left( \frac{n_3}{n} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{P_3}{P}$

Como  $\frac{A_1}{A} + \frac{A_2}{A} + \frac{A_3}{A} = 1 \rightarrow$  substituindo-se,

$$\left( \frac{n_1}{n} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{P_1}{P} + \left( \frac{n_2}{n} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{P_2}{P} + \left( \frac{n_3}{n} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{P_3}{P} = 1 \rightarrow \frac{n_1^{\frac{3}{2}} \cdot P_1 + n_2^{\frac{3}{2}} \cdot P_2 + n_3^{\frac{3}{2}} \cdot P_3}{n^{\frac{3}{2}} \cdot P}$$

chega-se ao valor da rugosidade equivalente  $n = \left[ \frac{n_1^{\frac{3}{2}} \cdot P_1 + n_2^{\frac{3}{2}} \cdot P_2 + n_3^{\frac{3}{2}} \cdot P_3}{P} \right]^{\frac{2}{3}}$

Existem outras equações para a obtenção do valor da rugosidade equivalente, como por exemplo:

$$n_M \cdot P_T = n_1 \cdot P_1 + n_2 \cdot P_2 + n_3 \cdot P_3 + \dots$$

Em que,

$n_i$  = coeficiente de Manning relativo ao segmento de perímetro  $i$ ;

$P_i$  = perímetro molhado relativo ao segmento  $i$ .

### 3.2 EXERCÍCIO RESOLVIDO

1) Determinar a vazão que escoar em uma tubulação de águas pluviais de 1 m de diâmetro e uma profundidade correspondente à 0,75 D. A seção possui, no semicírculo inferior, uma rugosidade correspondente à  $n = 0,025$  e no superior de  $n = 0,012$ . A declividade é de 0,0008 m/m.

Solução:

Para  $y/D = 0,75$ , pela tabela 1.8,  $P/P_o = 0,6667$  e  $A/A_o = 0,8045$

Seção plena,  $P_o = \pi \cdot D$  ou seja,  $P_o = 3,1416$  m

Seção parcialmente cheia ( $y/D = 0,75$ ),  $P = 0,6667 \cdot \pi \cdot 1 = 2,09$  m

Para meia seção,  $P_{0,5} = \frac{\pi \cdot D}{2}$ , o que resulta em  $P_{0,5} = 1,57$  m

O semicírculo inferior possui rugosidade de  $n = 0,025$ , ou seja, o perímetro com esta rugosidade é de 1,57 m.

O perímetro com rugosidade  $n = 0,012$  é dado por  $2,09 - 1,57 = 0,52$  m.

A rugosidade equivalente pode, então, ser calculada:

$$n = \left[ \frac{0,025^{\frac{3}{2}} \cdot 1,57 + 0,012^{\frac{3}{2}} \cdot 0,52}{2,09} \right]^{\frac{2}{3}} = 0,022 \quad \text{ou pela equação}$$

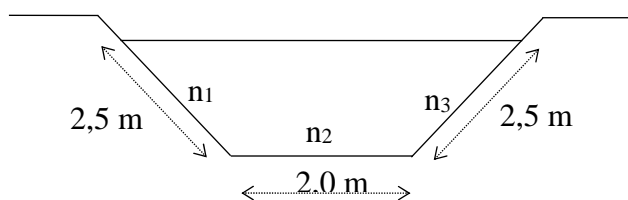
$n_M \cdot P_T = n_1 \cdot P_1 + n_2 \cdot P_2$  ou seja,  $n \cdot 2,09 = 0,025 \cdot 1,57 + 0,012 \cdot 0,52$  resultando em  $n = 0,0218$  (resultado bastante próximo do encontrado anteriormente).

A área da seção de escoamento é de  $A = 0,8045 \cdot \frac{\pi \cdot 1^2}{4} = 0,632$  m<sup>2</sup>

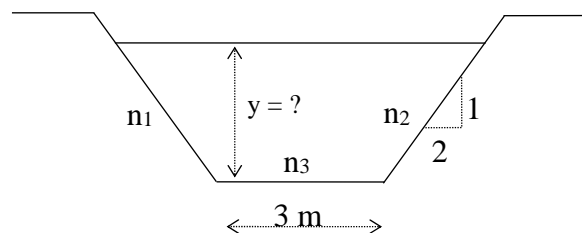
A vazão escoada é de  $Q = \frac{1}{0,022} \cdot 0,632 \cdot \left( \frac{0,632}{2,09} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot 0,0008^{\frac{1}{2}} = 0,366$  m<sup>3</sup>/s

### 3.3 EXERCÍCIOS PROPOSTOS

1) Calcular a rugosidade do canal esquematizado, sabendo-se que seus taludes são em terra com sedimentos finos e o leito (fundo) com sedimentos grossos. Dados:  $n_1 = n_3 = 0,017 \text{ m}^{-1/3}/\text{s}$  e  $n_2 = 0,030 \text{ m}^{-1/3}/\text{s}$ . R:  $0,018 \text{ m}^{-1/3}/\text{s}$ .



2) Em um canal com rugosidade composta, determinar o valor da profundidade da água ( $y$ ) para os seguintes dados:  $Q = 11,45 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $i = 0,35\%$ ;  $z = 2$ ;  $b = 3$  m;  $n_1 = n_3 = 0,020 \text{ m}^{-1/3}/\text{s}$  e  $n_2 = 0,030 \text{ m}^{-1/3}/\text{s}$ . R:  $Y = 1,10$  m.



#### 4 CANAIS DE SEÇÃO COMPOSTA

Em alguns casos, por motivo de estabilidade e, principalmente, para diminuir a possibilidade de decantação de material em suspensão, quando a vazão é pequena, é necessário utilizar uma seção mista.

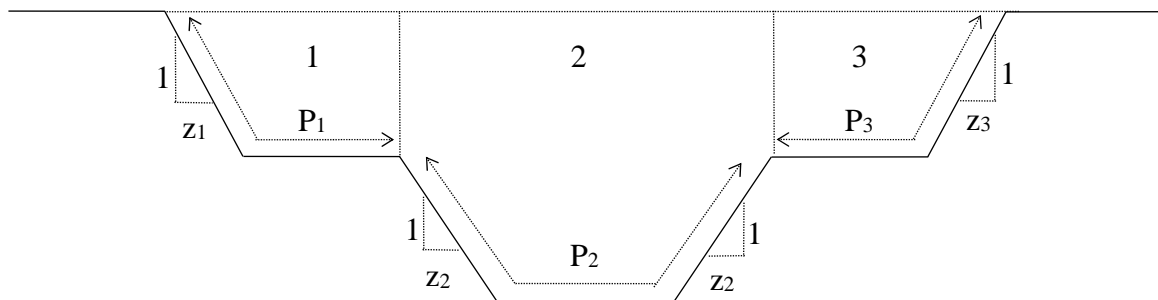
É comum, em determinadas situações, o uso de uma faixa, ou plataforma horizontal, construída num aterro ou num corte, para quebrar a continuidade de um talude, com a finalidade de reduzir a erosão ou aumentar a espessura ou largura da seção transversal do perfil de um aterro. Esta faixa é denominada de “berma”.

O cálculo da vazão deverá ser feito dividindo-se a seção em subseções parciais, nas quais, nas laterais que separam as seções, não existe perímetro molhado e tampouco rugosidade.

A vazão total será a soma das vazões parciais:

$$Q_T = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_i$$

“Se o cálculo for efetuado admitindo-se uma única seção, quando o nível d’água ultrapassar de um pequeno  $\Delta y$  da seção menor para a maior haverá uma diminuição do raio hidráulico e uma descontinuidade da curva  $Q = f(y)$ ”.



**FIGURA 4.1** Representação esquemática de um canal com seção composta

No canal esquematizado da Figura 4.1 têm-se:

- áreas de escoamento →  $A_1$ ,  $A_2$  e  $A_3$
- perímetros molhados →  $P_1$ ,  $P_2$  e  $P_3$
- rugosidades →  $n_1$ ,  $n_2$  e  $n_3$

- Vazões parciais  $\rightarrow Q_1, Q_2$  e  $Q_3$

em que,

$$Q_1 = \frac{1}{n_1} \cdot A_1 \cdot R_1^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad \rightarrow \quad Q_2 = \frac{1}{n_2} \cdot A_2 \cdot R_2^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad \rightarrow \quad Q_3 = \frac{1}{n_3} \cdot A_3 \cdot R_3^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$

Vazão total  $\rightarrow Q_T = Q_1 + Q_2 + Q_3$

#### 4.1 EXERCÍCIO RESOLVIDO

1) Calcular a vazão transportada pelo canal esquematizado abaixo, sendo conhecidos:

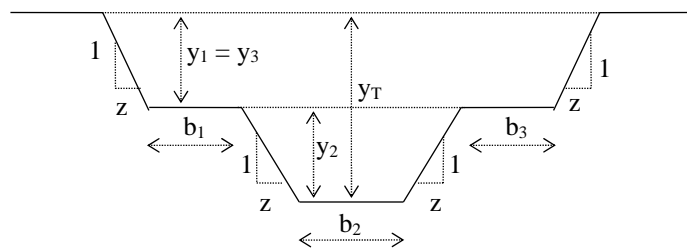
$i = 0,0005$  m/m;  $z_1 = z_3 = 1,5$ ;  $z_2 = 2$

$b_1 = b_3 = 5$  m;  $b_2 = 4$  m;

$y_2 = 1,5$  m;  $y_1 = y_3 = 1,5$  m;

$n_1 = n_3 = 0,036$  (vegetação rasteira)

$n_2 = 0,022$



Solução

Áreas:

$$- A_1 = A_3 = (y \cdot b) + \frac{y \cdot z \cdot y}{2} = (1,5 \cdot 5) + \frac{1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,5}{2} = 9,10 \text{ m}^2$$

$$- A_2 = (b_2 + z \cdot y) \cdot y_2 + (y_T - y_2) \cdot (b_2 + 2 \cdot z \cdot y_2) = (4 + 2 \cdot 1,5) \cdot 1,5 + (1,5 \cdot (4 + 2 \cdot 1,5)) = 25,5 \text{ m}^2$$

Perímetros:

$$- P_1 = P_3 = b_1 + y \cdot \sqrt{z^2 + 1} = 5 + 1,5 \cdot \sqrt{1,5^2 + 1} = 7,70 \text{ m}$$

$$- P_2 = b_2 + 2 \cdot y \cdot \sqrt{z^2 + 1} = 4 + 2 \cdot 1,5 \cdot \sqrt{2^2 + 1} = 10,71 \text{ m}$$

Cálculo da vazão quando o nível d'água for igual a  $y_T =$

$$Q_1 = Q_3 = \frac{1}{0,036} \cdot 9,19 \cdot \left( \frac{9,19}{7,70} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot 0,0005^{\frac{1}{2}} = 6,42 \text{ m}^3/\text{s}$$

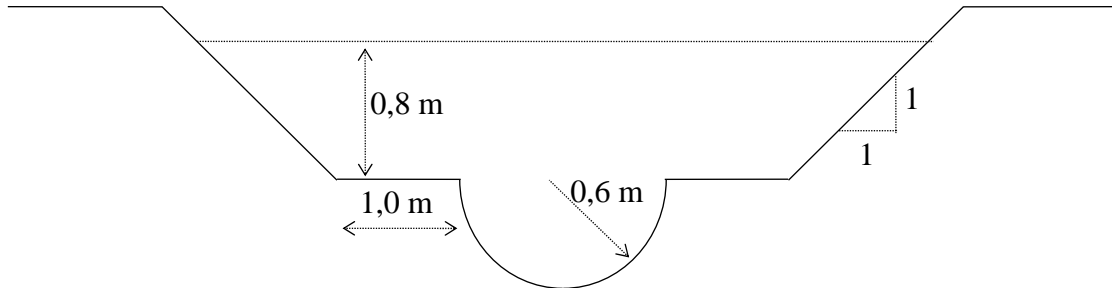
$$Q_2 = \frac{1}{0,022} \cdot 25,5 \cdot \left( \frac{25,5}{10,71} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot 0,0005^{\frac{1}{2}} = 46,21 \text{ m}^3/\text{s}$$

Vazão total ( $Q_T$ ) =  $Q_1 + Q_2 + Q_3 = 6,42 + 6,42 + 46,21 = 59,05 \text{ m}^3/\text{s}$

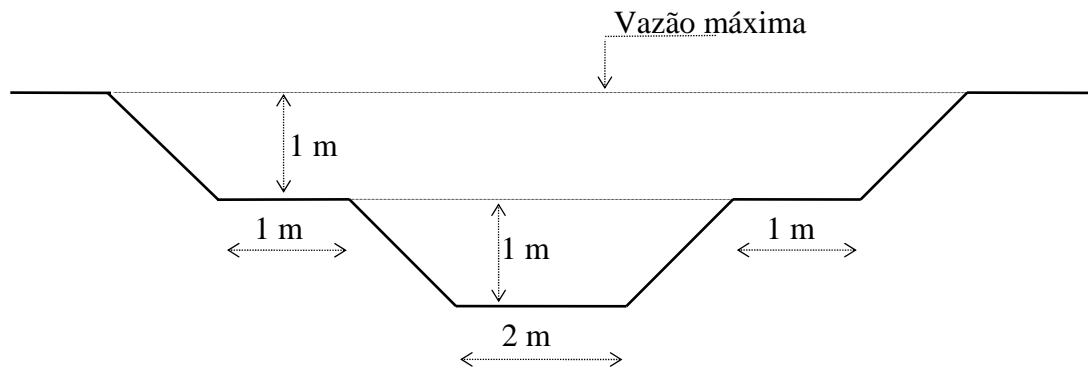


## 4.2 EXERCÍCIOS PROPOSTOS

1) Determinar a capacidade de vazão do canal cuja seção é mostrada na figura. Os taludes e as bermas são de alvenaria de pedra aparelhada em condições regulares ( $n = 0,015$ ) e o fundo de concreto em boas condições ( $n = 0,014$ ). Declive do fundo de  $i = 1 \text{ m/km}$ . R:  $Q_T = 6,066 \text{ m}^3/\text{s}$ .



2) Um curso d'água tem 2,5 km de comprimento e a diferença de cotas entre seus extremos é de 1,5 m. O curso é muito sinuoso e sujeito a cheias, e vai ser retificado para um canal com 1,5 km de extensão, com a seção transversal conforme a figura abaixo (todos os taludes são 1:1 e a rugosidade  $n = 0,022$ ).



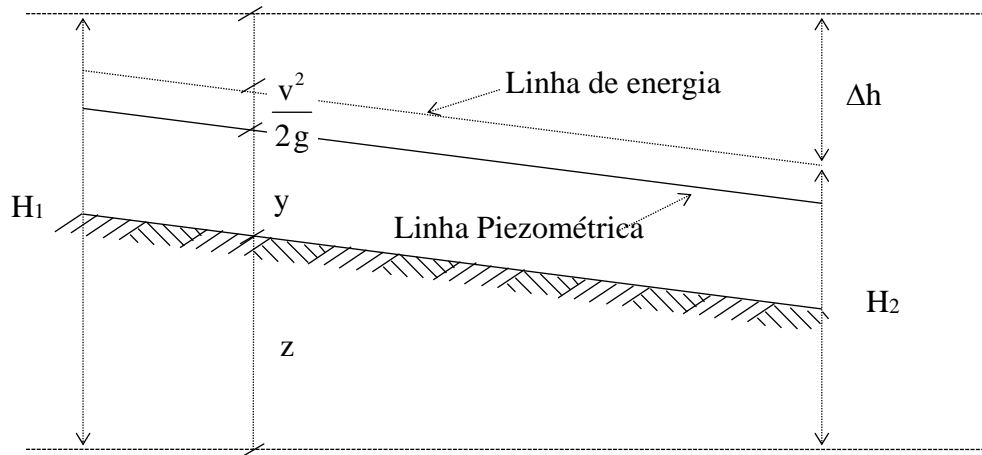
- Calcule a vazão quando a altura total de água no canal é de 1 m.
- Calcule a vazão quando a altura total de água no canal é de 1,1 m.
- Sabendo-se que a vazão na época da cheia máxima é de  $14,8 \text{ m}^3/\text{s}$ , verificar se o canal retificado comportará tal vazão.

R: A)  $Q = 3,14 \text{ m}^3/\text{s}$ ; b)  $Q_T = 3,93 \text{ m}^3/\text{s}$ ; c) O canal não comportará a vazão prevista.

## 5 ENERGIA ESPECÍFICA

Em qualquer seção transversal de um canal, a carga total é dada por:

$$H = y + \frac{v^2}{2.g} + z$$



**FIGURA 5.1** Representação da distribuição de energia em um canal

Denomina-se linha piezométrica aquela que une os pontos  $y + z$ , coincide com a superfície livre e sua declividade denomina-se gradiente hidráulico. A linha de energia (linha de carga) é a representação da equação  $H = y + \frac{v^2}{2.g} + z$ . Representa a energia total. A declividade desta linha denomina-se gradiente de energia. A diferença de energia entre dois pontos subsequentes é a perda de carga ( $\Delta h$ ).

Considerando o fundo do canal como referência, a energia medida a partir deste ponto é denominada de energia específica ( $E$ ), ou seja, é a quantidade de energia, por unidade de peso do líquido, medida a partir do fundo do canal (o plano de referência passa a ser o fundo do canal).

$$E = y + \frac{v^2}{2.g}$$

A energia específica é a soma das cargas cinética com potencial ou altura da água.

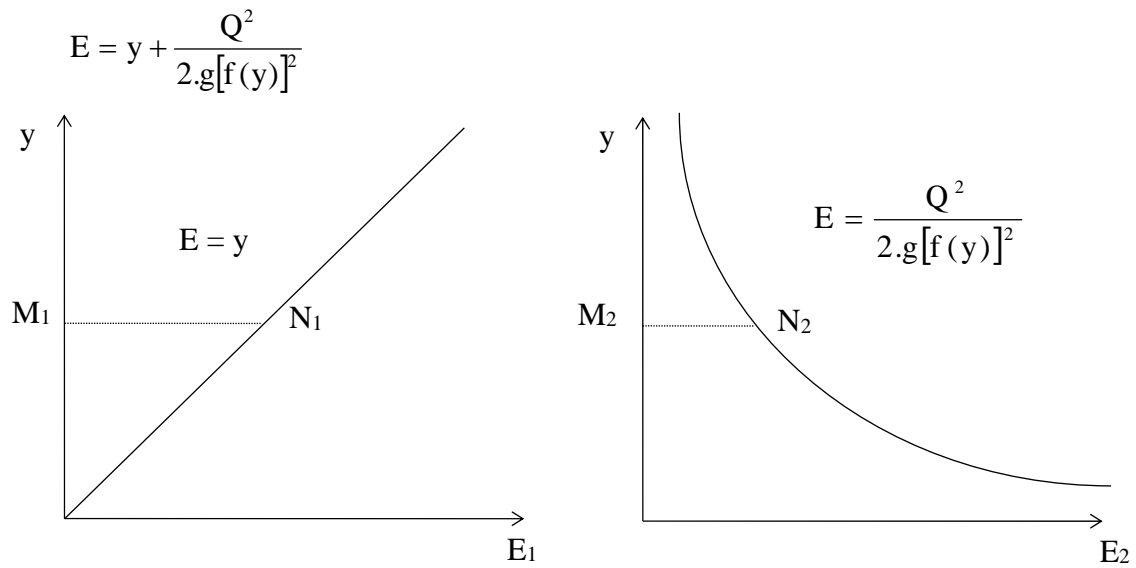
O conhecimento da energia específica é de grande importância no estudo do escoamento na presença de singularidades em canais, como, por exemplo, no estudo de transições em canais (elevação e depressão do fundo do canal e contração e alargamento).

**5.1 REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DA ENERGIA ESPECÍFICA**

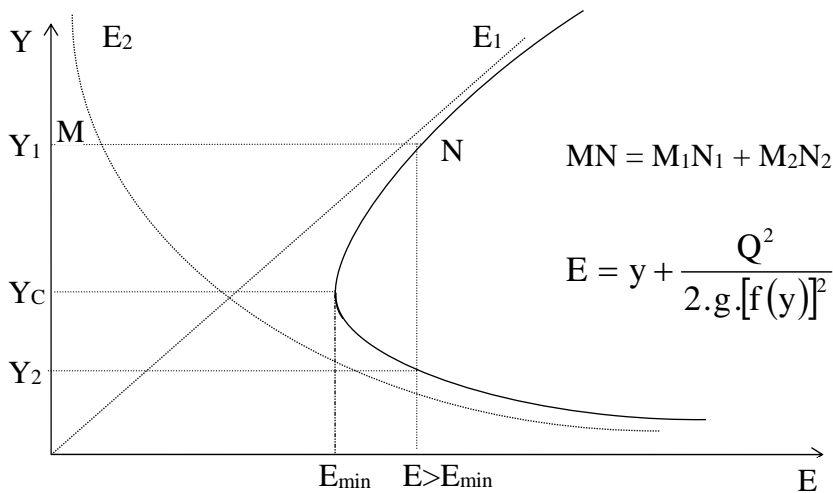
Considerando um canal qualquer, de área “A”, temos:

$$V = \frac{Q}{A} \quad \therefore \quad E = y + \frac{v^2}{2.g} \quad \rightarrow \quad E = y + \frac{Q^2}{2.g.A^2}$$

Considerando a vazão constante e a área função da profundidade (y), a energia específica (E) dependerá apenas de y:



**FIGURA 5.2** Representação gráfica da energia cinética e potencial



**FIGURA 5.3** Representação gráfica da energia específica

Pela Figura 5.3 tem-se:

- existência de E mínimo  $\rightarrow E_c \rightarrow$  energia crítica  $\rightarrow Y_c \rightarrow$  profundidade crítica;
- para  $E > E_c \rightarrow$  existem dois valores de Y ( $Y_1$  e  $Y_2$ )  $\rightarrow$  dois regimes de escoamento  $\rightarrow$  regimes recíprocos. As profundidades  $Y_1$  e  $Y_2$  são chamadas de “profundidades alternadas”.

$Y_1 > Y_c \rightarrow V_1 < V_c \rightarrow$  escoamento subcrítico, fluvial, tranqüilo ou superior;

$Y_2 < Y_c \rightarrow V_2 > V_c \rightarrow$  escoamento supercrítico, torrencial, rápido ou inferior.

## 5.2 DETERMINAÇÃO DO ESCOAMENTO CRÍTICO

O conhecimento da profundidade crítica permite classificar o regime de escoamento.

Considerando, inicialmente, um canal de seção retangular (mais simples):

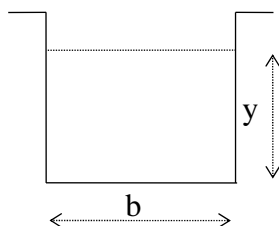


Diagrama de um canal retangular com largura  $b$  e profundidade  $y$ . As dimensões são indicadas por linhas tracejadas com setas.

$$Q = A.V \Rightarrow A = b.Y$$

$$Q = b.Y.V \Rightarrow \boxed{\frac{Q}{b} = q} \text{ em que } q \rightarrow \text{vazão unitária}$$

$$\boxed{q = V.Y} \rightarrow \text{m}^3/\text{s.m de largura}$$

No regime crítico, a energia específica é mínima. Para a obtenção da equação característica do regime crítico, tem-se:

$$E = y + \frac{v^2}{2.g} \rightarrow E = y + \frac{q^2}{2.g.y^2} \rightarrow \frac{\partial E}{\partial y} = 0 \rightarrow$$

$$\frac{\partial E}{\partial y} = 1 + \frac{q^2}{2.g} \left( -\frac{2}{y^3} \right) = 0 \rightarrow \frac{q^2}{g.y_c^3} = 1 \rightarrow$$

$$\boxed{q = \sqrt{g.y^3}} \rightarrow \boxed{y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}}$$

Substituindo-se na expressão da energia específica, tem-se:

$$E = y + \frac{q^2}{2 \cdot g \cdot y^2} \rightarrow E_c = y_c + \frac{g \cdot y_c^3}{2 \cdot g \cdot y_c^2} \rightarrow \boxed{E_c = \frac{3}{2} \cdot y_c} \quad \text{ou} \quad \boxed{y_c = \frac{2}{3} \cdot E_c}$$

Voltando à expressão  $E = y + \frac{v^2}{2 \cdot g}$  e tomando  $E_c = \frac{3}{2} \cdot y_c \rightarrow \frac{3}{2} y_c = y_c + \frac{v_c^2}{2 \cdot g} \rightarrow$

$$v_c^2 = g \cdot y_c \rightarrow \boxed{v_c = \sqrt{g \cdot y_c}}$$

No regime crítico, a vazão pode ser medida por meio da medida da profundidade de escoamento apenas (medidor de regime crítico, calhas Parshall e flumes).

No escoamento crítico, a declividade (crítica) pode ser calculada pela fórmula

$$V_c = \frac{1}{n} \cdot R_c^{\frac{2}{3}} \cdot i_c^{\frac{1}{2}}$$

### 5.3 NÚMERO DE FROUDE

A velocidade de propagação da onda (Celeridade) é dada por:

$$C^2 = g \cdot y \rightarrow \boxed{C = \sqrt{g \cdot y}} \rightarrow \text{velocidade de deslocamento de uma pequena onda (superficial) gravitacional propagando-se na superfície livre do líquido.}$$

A relação entre as forças de inércia e a da gravidade é expressa pelo “Número de Froude” (Fr):

$$\boxed{Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}}} \quad \text{substituindo-se } \sqrt{g \cdot y} \text{ por } C, \text{ o número de Froude expressa, então, a}$$

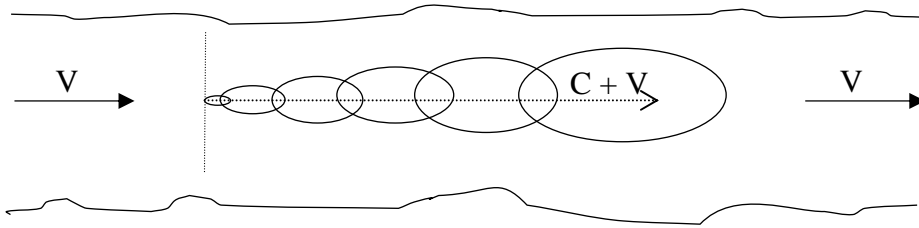
relação entre a velocidade de escoamento e a celeridade:  $\boxed{Fr = \frac{V}{C}}$

### 5.4 TIPOS DE ESCOAMENTOS

Uma perturbação sobre a superfície livre da água provocará o deslocamento de uma onda com uma velocidade “C”. Dependendo da velocidade “V” de escoamento da água, esta onda irá se propagar para montante e para jusante de diferentes formas:

### 5.4.1 ESCOAMENTO SUPERCRÍTICO ( $V > C \rightarrow Fr > 1$ )

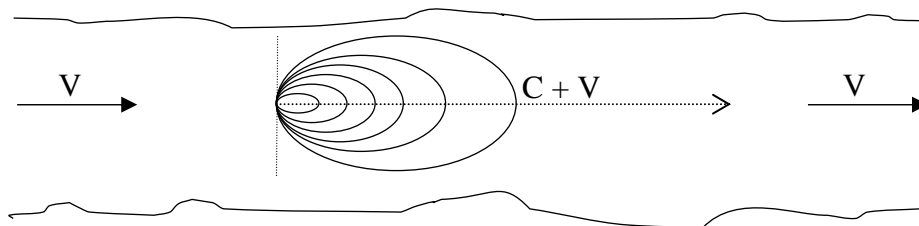
Neste caso, a onda irá se deslocar para jusante, com uma velocidade total de  $C + V$ .



**FIGURA 5.4** Deslocamento de uma onda em um escoamento supercrítico

### 5.4.2 ESCOAMENTO CRÍTICO ( $V = C \rightarrow Fr = 1$ )

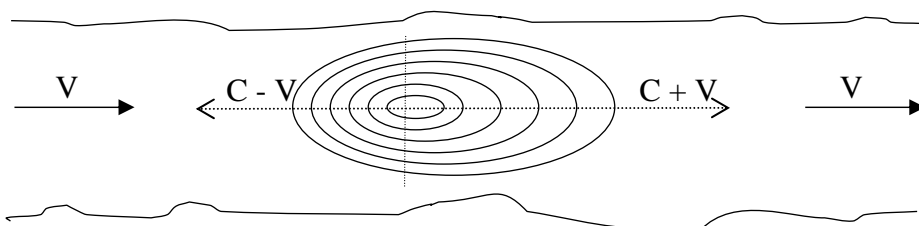
O deslocamento para montante será nulo, uma vez que  $C$  e  $V$  têm o mesmo módulo, porém, sentidos contrários. Para jusante, a onda irá se deslocar com uma velocidade de  $C + V$ , ou seja, igual a  $2V$  ( $C = V$ ).



**FIGURA 5.5** Deslocamento de uma onda em um escoamento subcrítico

### 5.4.3 ESCOAMENTO SUBCRÍTICO ( $V < C \rightarrow Fr < 1$ )

Neste caso, a onda irá se deslocar para montante com uma velocidade igual a  $C - V$  e, para jusante com uma velocidade  $C + V$ .



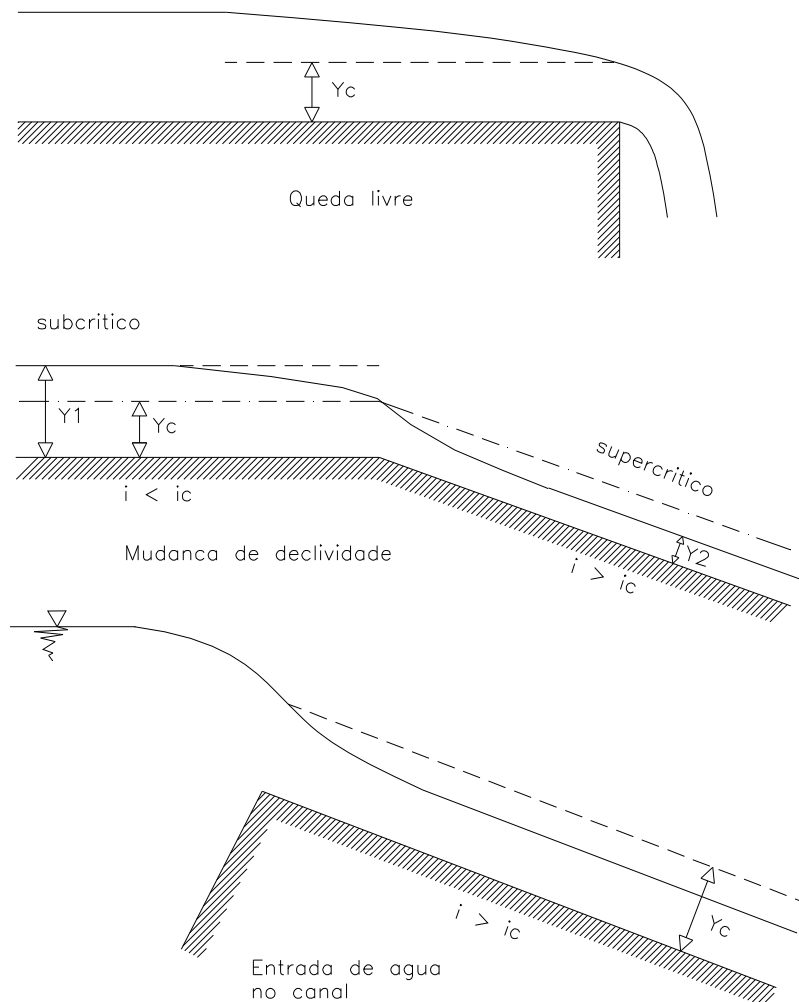
**FIGURA 5.6** Deslocamento de uma onda em um escoamento subcrítico

### 5.5 OCORRÊNCIA DO REGIME CRÍTICO

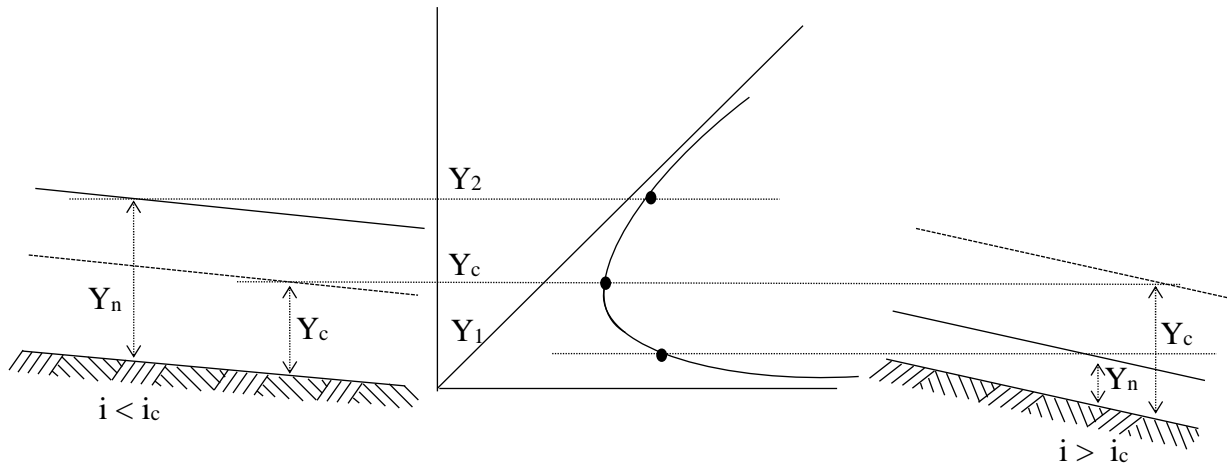
O regime crítico representa a condição limite entre os regimes supercrítico e subcrítico. Quando há uma mudança de regime, a profundidade passa pelo valor crítico ( $y_c$ ). A mudança do regime supercrítico para subcrítico se dá de forma diferente daquela verificada da passagem do subcrítico para o supercrítico.

Na mudança de um regime subcrítico para um supercrítico, a passagem se dá de forma gradual. Exemplos: mudanças de declividade suave (subcrítica) para forte (supercrítica); escoamento subcrítico próximo à queda livre e entrada de água em um canal com forte declividade.

Quando o regime é supercrítico a montante, a mudança para o subcrítico se dá, de forma brusca, por meio de ressalto hidráulico, fenômeno caracterizado por grande turbulência.



**FIGURA 5.7 Exemplos de ocorrência de regime crítico**



**FIGURA 5.8** Representação dos regimes subcrítico, crítico e supercrítico

$$\text{Obs: } Fr^2 = \frac{v^2}{g \cdot y_m} \rightarrow Fr^2 = \frac{Q^2}{A^2 \cdot g \cdot \frac{A}{B}} \rightarrow \boxed{Fr^2 = \frac{Q^2 \cdot B}{g \cdot A^3}}$$

Para  $i = i_c \rightarrow$  declividade crítica  $\rightarrow$  regime crítico

Para  $i < i_c \rightarrow$  declividade subcrítica  $\rightarrow$  regime subcrítico

Para  $i > i_c \rightarrow$  declividade supercrítica  $\rightarrow$  regime supercrítico

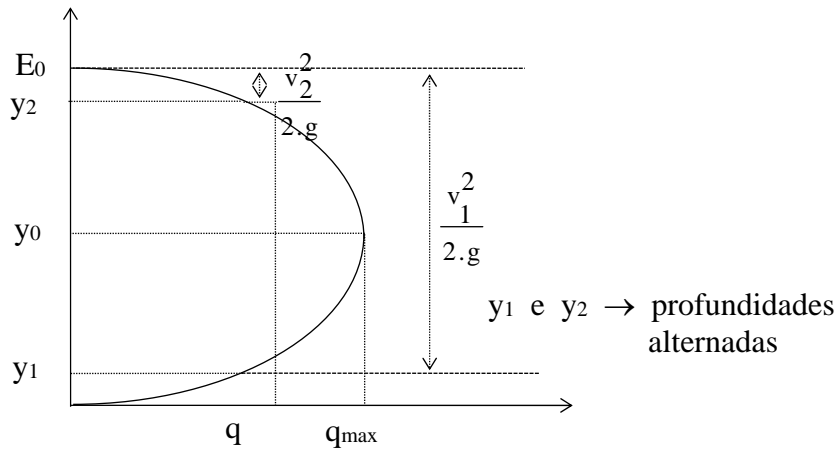
### 5.6 VARIACÃO DA VAZÃO UNITÁRIA ( $q$ ) EM RELAÇÃO À PROFUNDIDADE ( $Y$ )

$$\text{Considerando } E \rightarrow \text{constante} \rightarrow E_0 = y + \frac{q^2}{2 \cdot g \cdot y^2} \rightarrow E_0 = 2 \cdot g \cdot y^2 = 2 \cdot g \cdot y^3 + q^2$$

$$q^2 = 2 \cdot g \cdot y^2 \cdot (E_0 - y) \rightarrow \boxed{q = y \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (E_0 - y)}}$$

Atribuindo-se valores para  $y$ , têm-se valores de  $q$ , cuja representação gráfica é mostrada na Figura 5.9:





**FIGURA 5.9** Representação da variação da vazão unitária com a profundidade

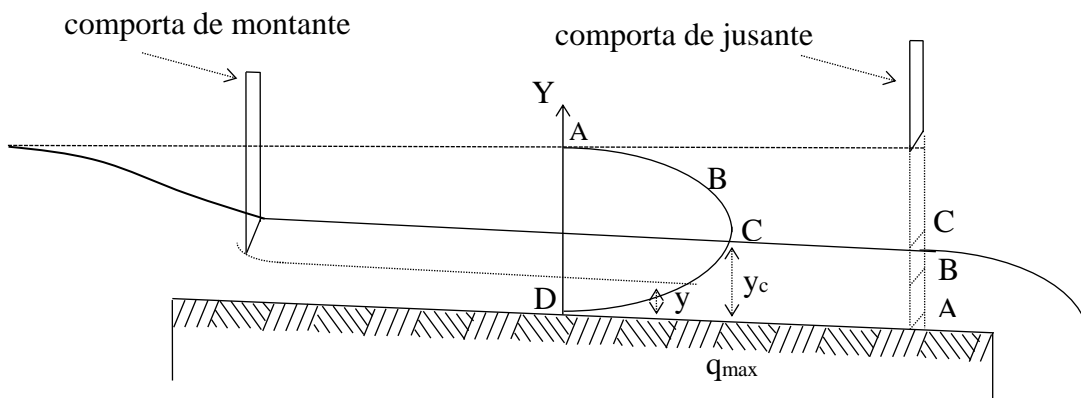
Se  $y \rightarrow 0$ , então,  $q \rightarrow 0$

Se  $y \rightarrow E_0$ , então,  $q \rightarrow 0$

Há um valor de  $y$ , entre os extremos acima, em que  $q$  é máximo  $\rightarrow y_c$ .

### 5.7 SEÇÕES DE CONTROLE

São seções nas quais há uma relação altura d'água x vazão, condicionada pela ocorrência do regime crítico. Estas seções controlam as profundidades de escoamento em trechos do canal a sua montante ou a sua jusante, dependendo do tipo de escoamento.



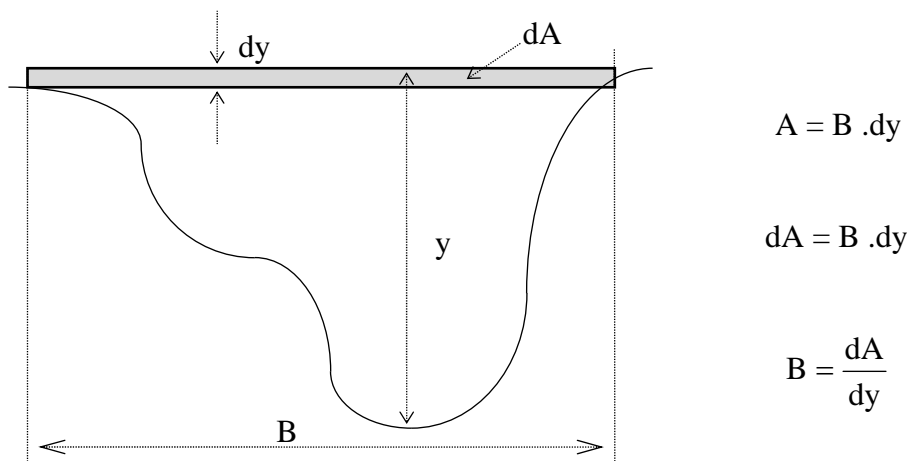
**FIGURA 5.10** Seção de controle

Quando a comporta de jusante estiver fechada,  $y = E_0$ . Abrindo, a profundidade ( $y$ ) diminui  $\rightarrow$  transformação de energia potencial em energia cinética  $\rightarrow$  até atingir  $q_{\max}$ . A partir daí, a comporta não influirá no escoamento  $\rightarrow$  a vazão e a altura não se alterarão (escoamento subcrítico  $\rightarrow$  controle de jusante).

Considerando, agora, a comporta de montante (com a comporta de jusante totalmente aberta). Se a comporta de montante estiver fechada,  $y = 0$ . Abrindo-se a comporta, a vazão e a altura ( $y$ ) irão aumentar até atingir  $q_{\max}$  e  $y_c$  (escoamento supercrítico  $\rightarrow$  controle de montante).

Pela Figura 5.10 (curva  $q \times y$ ), no trecho AC, o escoamento é subcrítico, e o controle é feito pela comporta de jusante. Já, no trecho DC, o escoamento é supercrítico e, o controle é feito pela comporta de montante.

### 5.8 ESCOAMENTO CRÍTICO PARA CANAIS DE SEÇÃO QUALQUER (GERAL)



**FIGURA 5.11** Representação esquemática de uma seção transversal qualquer

$$E = y + \frac{v^2}{2 \cdot g} \rightarrow E = y + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot A^2}$$

$$\frac{dE}{dy} = 0 \rightarrow 1 + \frac{Q^2}{2 \cdot g} \cdot \left( -\frac{2}{A^3} \cdot \frac{dA}{dy} \right) = 0 \rightarrow 1 = \frac{Q^2}{g \cdot A^3} \cdot \left( \frac{dA}{dy} \right) \rightarrow \text{sendo } B = \frac{dA}{dy} \rightarrow$$

$$1 = \frac{Q^2 \cdot B}{g \cdot A^3} \rightarrow \boxed{\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{B}} \rightarrow \text{equação característica do regime crítico para qualquer canal.}$$

Substituindo-se  $Q = A \cdot V$  e  $\frac{A}{B} = y_m$ , tem-se:

$$\frac{A^2 \cdot v^2}{g} = \frac{A^3}{B} \rightarrow \frac{v^2}{g} = y_m \rightarrow \boxed{\frac{v^2}{2 \cdot g} = \frac{y_m}{2}}$$

- Determinação do regime de escoamento pelo número de Froude:

$$C = \sqrt{g \cdot y_m} \rightarrow Fr = \frac{v^2}{C^2} \rightarrow Fr = \frac{v^2}{g \cdot y_m}$$

$$\text{- Regime crítico} \rightarrow \frac{v^2}{g \cdot y_m} = 1 \rightarrow \boxed{Fr = 1}$$

$$\text{- Regime subcrítico} \rightarrow \frac{v^2}{g \cdot y_m} < 1 \rightarrow Fr < 1$$

$$\text{- Regime supercrítico} \rightarrow \frac{v^2}{g \cdot y_m} > 1 \rightarrow Fr > 1$$

## 5.9 EXERCÍCIOS RESOLVIDOS

1) A vazão de um canal retangular ( $n = 0,012$ ), com 4,58 m de largura e declividade  $i = 0,01$  m/m, é de  $Q = 11,2 \text{ m}^3/\text{s}$ . Qual é o regime de escoamento neste conduto?

Solução:

$$Q = 11,2 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow q = \frac{Q}{b} \rightarrow q = \frac{11,2}{4,58} \rightarrow q = 2,44 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$$

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \rightarrow y_c = \sqrt[3]{\frac{2,44^2}{9,81}} \rightarrow y_c = 0,85 \text{ m}$$

$$A = b \cdot y_c \rightarrow 4,58 \cdot 0,85 = 3,89 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2 \cdot y_c \rightarrow 4,58 + 2 \cdot 0,85 = 6,28 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} \rightarrow R = 0,62 \text{ m}$$

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \rightarrow 11,2 = \frac{1}{0,012} \cdot 3,89 \cdot 0,62^{\frac{2}{3}} \cdot i_c^{\frac{1}{2}} \rightarrow i_c = 0,002258 \text{ m/m}$$

Como  $i > i_c \rightarrow$  o regime é supercrítico.

2) Determinar as características (altura, velocidade, energia e declividade) do regime crítico para uma vazão de  $3 \text{ m}^3/\text{s}$  em: a) canal retangular de 2,5 m de largura; b) canal circular com diâmetro de 1,5m e c) canal trapezoidal com largura da base de 2 m e  $z = 2$ . Considere  $n = 0,010$  para todas as seções.

Solução:

$$a) \quad q = \frac{Q}{b} = \frac{3}{2,5} = 1,2 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$$

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \rightarrow y_c = \sqrt[3]{\frac{1,2^2}{9,81}} = 0,53 \text{ m}$$

$$v_c = \sqrt{g \cdot y_c} \rightarrow v_c = \sqrt{9,81 \cdot 0,53} = 2,28 \text{ m/s}$$

$$\text{Canal retangular} \rightarrow E_c = \frac{3}{2} \cdot y_c \rightarrow E_c = \frac{3}{2} \cdot 0,53 = 0,795 \text{ m}$$

$$A = b \cdot y = 2,5 \cdot 0,53 = 1,325 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2 \cdot y = 2,5 + 2 \cdot 0,53 = 3,56 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{1,325}{3,56} = 0,37 \text{ m}$$

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \rightarrow i_c = \left( \frac{v_c \cdot n}{R^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \rightarrow i_c = \left( \frac{2,28 \cdot 0,010}{0,37^{\frac{2}{3}}} \right)^2 = 0,00194 \text{ m/m}$$

$$b) \text{ Regime crítico em uma seção qualquer} \rightarrow \frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{B}$$

$$A = \frac{D^2}{8} \cdot (\theta - \text{sen } \theta) \rightarrow A = \frac{1,5^2}{8} \cdot (\theta_c - \text{sen } \theta_c)$$

$$B = D \cdot \left( \text{sen } \frac{\theta}{2} \right) \rightarrow B = 1,5 \cdot \left( \text{sen } \frac{\theta_c}{2} \right)$$

$$\text{Substituindo-se} \quad \frac{3^2}{9,81} = \frac{\left(\frac{1,5^2}{8} \cdot (\theta_c - \text{sen } \theta_c)\right)^3}{1,5 \cdot \left(\text{sen} \frac{\theta_c}{2}\right)} \quad \rightarrow \quad \theta_c = 3,54 \text{ radianos.}$$

$$y_c = \frac{D}{2} \cdot \left(1 - \cos \frac{\theta_c}{2}\right) \quad \rightarrow \quad y_c = \frac{1,5}{2} \cdot \left(1 - \cos \frac{3,54}{2}\right) \quad \rightarrow \quad y_c = 0,90 \text{ m.}$$

$$v_c = \frac{Q}{A_c} \quad \rightarrow \quad v_c = \frac{3}{\frac{1,5^2}{8} \cdot (3,54 - \text{sen} 3,54)} \quad \rightarrow \quad v_c = 2,72 \text{ m/s}$$

$$A = \frac{1,5^2}{8} \cdot (3,54 - \text{sen } 3,54) = 1,105 \text{ m}^2 \quad P = \frac{\theta \cdot D}{2} = \frac{3,54 \cdot 1,5}{2} = 2,655 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} \quad R = \frac{1,105}{2,655} = 0,416 \text{ m}$$

$$i_c = \left(\frac{v_c \cdot n}{R^{\frac{2}{3}}}\right)^2 \quad \rightarrow \quad i_c = \left(\frac{2,72 \cdot 0,010}{0,416^{\frac{2}{3}}}\right)^2 \quad \rightarrow \quad i_c = 0,00238 \text{ m/m}$$

$$E_c = y + \frac{v_c^2}{2g} \quad \rightarrow \quad E_c = 0,90 + \frac{2,72^2}{19,62} = 1,277 \text{ m}$$

$$\text{c) Regime crítico em uma seção qualquer} \quad \rightarrow \quad \frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{B}$$

$$\text{Canal trapezoidal} \quad A = (b + z \cdot y) \cdot y = (2 + 2 \cdot y) \cdot y$$

$$P = b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{1 + z^2} = 2 + 2 \cdot y \cdot \sqrt{1 + 2^2} = 2 + 4,47 \cdot y$$

$$B = b + 2 \cdot z \cdot y = 2 + 4 \cdot y$$

$$\text{Substituindo-se em} \quad \frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{B} \quad \rightarrow \quad \frac{3^2}{9,81} = \frac{\left((2 + 2 \cdot y_c) \cdot y_c\right)^3}{2 + 4 \cdot y_c} \quad \rightarrow y_c = 0,513 \text{ m.}$$

$$v_c = \frac{Q}{A_c} \quad \rightarrow \quad v_c = \frac{3}{(2 \cdot 0,513 + 2) \cdot 0,513} = 1,93 \text{ m/s}$$

$$i_c = \left( \frac{v_c \cdot n}{R^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \rightarrow i_c = \left( \frac{1,93_c \cdot 0,010}{0,361^{\frac{2}{3}}} \right)^2 = 0,00145 \text{ m/m}$$

$$E_c = y + \frac{v_c^2}{2g} \rightarrow E_c = 0,513 + \frac{1,93^2}{19,62} = 0,703 \text{ m}$$

3) Uma pedra jogada na superfície livre (8 m de largura) de um canal deu origem a uma onda, a qual se propagou para jusante e montante, levando 5 s para percorrer 20 m, no sentido do escoamento e 8 s no sentido contrário. Determine a vazão escoada no canal.

Solução:

$$\text{No sentido do escoamento (jusante)} \rightarrow C + v = \frac{20}{5} = 4 \text{ m/s}$$

$$\text{No sentido contrário ao escoamento (montante)} \rightarrow C - v = \frac{20}{8} = 2,5 \text{ m/s}$$

$$\text{Das equações acima, obtém-se} \rightarrow 2C = 6,5 \text{ m/s} \rightarrow C = 3,25 \text{ m/s}$$

$$C = \sqrt{g \cdot y_m} \rightarrow 3,25 = \sqrt{9,81 \cdot y_m} \rightarrow y_m = 1,077 \text{ m}$$

$$A = B \cdot y_m \rightarrow A = 8 \cdot 1,077 \rightarrow A = 8,62 \text{ m}^2$$

$$C + v = 4 \text{ m/s} \rightarrow 3,25 + v = 4 \text{ m/s} \rightarrow v = 0,75 \text{ m/s}$$

$$Q = A \cdot v \rightarrow Q = 8,62 \cdot 0,75 \rightarrow Q = 6,465 \text{ m}^3/\text{s}$$

## 5.10 EXERCÍCIOS PROPOSTOS

1) Um canal retangular transporta  $6 \text{ m}^3/\text{s}$ . Determinar a profundidade crítica ( $y_c$ ) e a velocidade crítica ( $V_c$ ) para: (a) uma largura de 3 m e (b) uma largura de 2 m, (c) que declive deverá produzir a velocidade crítica em (a) se  $n = 0,020$ ? R: (a)  $Y_c = 0,741 \text{ m}$  e  $V_c = 2,70 \text{ m/s}$  (b)  $Y_c = 0,97 \text{ m}$  e  $V_c = 3,08 \text{ m/s}$  (c)  $i = 0,0074$ .

2) Um canal trapezoidal com inclinações laterais de 2 (horizontal) para 1 (vertical) deve transportar um fluxo de  $16,6 \text{ m}^3/\text{s}$ . Para uma largura de leito (b) de 3,6 m, calcular: (a) a profundidade crítica e (b) a velocidade crítica. R: (a)  $Y_c = 1,06 \text{ m}$  e (b)  $V_c = 2,74 \text{ m/s}$ .

3) Um canal retangular de 10 m de largura transporta  $8 \text{ m}^3/\text{s}$  de água a 1 m de profundidade. (a) Qual é a energia específica? (b) É o escoamento supercrítico ou subcrítico? R: (a)  $E = 1,033 \text{ m}$  e (b) Subcrítico.

4) Um canal trapezoidal tem uma largura de fundo de 6,1 m e inclinação lateral de 2/1 (horizontal/vertical). Quando a profundidade da água é de 1,07 m, a vazão é de  $10,5 \text{ m}^3/\text{s}$ . (a) Qual é a energia específica? (b) O escoamento é subcrítico ou supercrítico?  
R: (a) 1,14 m e (b) Subcrítico.

5) A descarga através de um canal retangular ( $n = 0,012$ ) de 4,5 m de largura é de  $12 \text{ m}^3/\text{s}$ , quando a declividade é de 1/100. O escoamento é subcrítico ou supercrítico? R: Supercrítico.

6) Uma calha retangular ( $n = 0,012$ ) está apoiada em um declive de 0,0036 e transporta  $16,4 \text{ m}^3/\text{s}$ . Para as condições de escoamento crítico, qual a largura necessária? R:  $b = 2,6 \text{ m}$

7) Para uma energia específica constante de 2 m, qual a vazão máxima que poderia ocorrer em um canal retangular de 3 m de largura? R:  $Q_{\text{max.}} = 14,4 \text{ m}^3/\text{s}$

8) Um canal retangular, com 3 m de largura, conduz  $3.600 \text{ l/s}$ , quando a profundidade é de 1,5 m. Calcular a energia específica da corrente líquida e verificar se o escoamento se dá no regime rápido ou no regime tranquilo. R:  $E = 1,53 \text{ m}$ ; Regime tranquilo.

9) No canal do exercício anterior, calcular a profundidade, a velocidade e a declividade críticas. O canal é revestido de concreto ( $n = 0,013$ ). R:  $Y_c = 0,53 \text{ m}$ ;  $V_c = 2,27 \text{ m/s}$  e  $i_c = 0,003 \text{ m/m}$ .

10) Num canal retangular, a descarga é de  $3 \text{ m}^3/\text{s}$ , por metro de largura. Calcular: (a) a energia específica para uma profundidade de 2 m; (b) a profundidade recíproca correspondente; (c) a profundidade crítica e a mínima energia específica capaz de fazer escoar aquela descarga. Traçar a curva da variação da energia específica. R: (a)  $E_2 = 2,115 \text{ m}$ ; (b)  $Y_r = 0,54 \text{ m}$ ; (c)  $Y_c = 0,97$  e  $E_c = 1,456 \text{ m}$ .

11) Um canal trapezoidal, com 3 m de largura no fundo e taludes de 1:1, conduz  $6 \text{ m}^3/\text{s}$ , com a profundidade de 1 m. Verificar se o escoamento é rápido ou tranquilo. R: Regime tranquilo

12) Um tubo de esgoto de 1,8 m de diâmetro transporta  $2,28 \text{ m}^3/\text{s}$  à altura (Y) de 1,2 m. Qual a energia específica? R:  $E_c = 1,28 \text{ m}$ .

13) Para uma profundidade crítica de 0,98 m em um canal retangular de 3 m de largura, calcular a descarga. R:  $Q = 9,12 \text{ m}^3/\text{s}$ .

14) Um canal circular trabalha à meia seção, conduzindo uma vazão de  $0,8 \text{ m}^3/\text{s}$ . Qual deve ser o diâmetro do canal para que o escoamento seja crítico? R:  $D = 1,015 \text{ m}$ .

15) Uma vazão Q pode escoar num canal retangular, no regime fluvial, com uma altura  $Y_1$  de 3 m e, no regime torrencial, com uma altura  $Y_2$  de 1 m. Determinar a altura crítica deste canal para a vazão Q. R:  $Y_c = 1,65 \text{ m}$ .

16) Uma galeria de água pluviais de 1 metro de diâmetro transporta uma vazão  $Q = 1 \text{ m}^3/\text{s}$  à seção plena. Determinar a altura crítica. Qual deve ser a declividade da galeria para transportar aquela vazão em condições críticas? Adote  $n = 0,015$ . R:  $Y_c = 0,57 \text{ m}$  e  $i_c = 0,006 \text{ m/m}$ .

17) Determinar a altura crítica, a velocidade crítica, a energia específica crítica e a declividade crítica correspondente a uma vazão de  $3 \text{ m}^3/\text{s}$  a escoar-se em:

- a) canal retangular de 2,5 m de largura;
- b) canal circular de diâmetro igual a 1,5 m
- c) canal trapezoidal de largura  $b = 2 \text{ m}$  e  $z = 2$ .

OBS: utilizar, para todas as seções,  $n = 0,010$ .

R: a)  $y_c = 0,53 \text{ m}$ ;  $v_c = 2,28 \text{ m/s}$ ;  $E_c = 0,795 \text{ m}$ ;  $i_c = 0,00194 \text{ m/m}$ ; b)  $y_c = 0,90 \text{ m}$ ;  $v_c = 2,72 \text{ m/s}$ ;  $E_c = 1,277 \text{ m}$ ;  $i_c = 0,00238 \text{ m/m}$ ; c)  $y_c = 0,513 \text{ m}$ ;  $v_c = 1,93 \text{ m/s}$ ;  $E_c = 0,70 \text{ m}$ ;  $i_c = 0,00145 \text{ m/m}$ ;



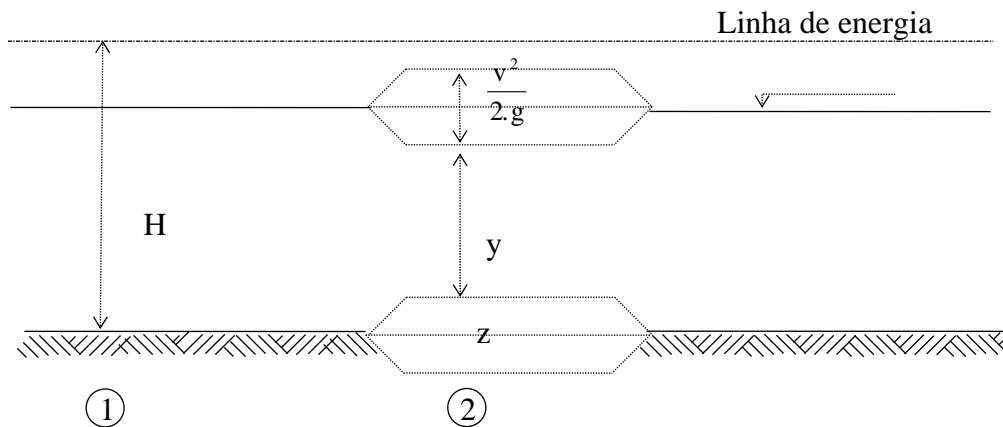
## 6 TRANSIÇÕES EM CANAIS

Muitas vezes, o canal precisará passar sob uma estrada ou será suspenso em algum trecho; em outras, o mesmo sofrerá redução ou alargamento da sua seção. Nestas situações são necessárias estruturas hidráulicas especiais, de forma a causar o mínimo de perda de carga e não modificar as condições de escoamento a montante (evitar represamentos e transbordamentos).

Não haverá modificação do escoamento a montante desde que:

- o regime seja o mesmo na transição e a montante da transição;
- o regime de escoamento seja crítico na transição suave (elevação suave e contração suave).

### 6.1 DEPRESSÃO OU ELEVAÇÃO SUAVE NO FUNDO DO CANAL



**FIGURA 6.1** Elevação ou rebaixamento do fundo do canal

Desprezando-se a perda de carga entre as seções 1 e 2, tem-se:

$$H = y + \frac{v^2}{2.g} + z \rightarrow \text{constante}$$

Obs → H é constante com relação a x (comprimento), desde que x seja suficientemente pequeno.

$$H = y + \frac{Q^2}{2.g.A^2} + z \rightarrow \text{derivando em relação a x} \rightarrow$$

$$\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{Q^2}{2 \cdot g} \cdot \left( -\frac{2}{A^3} \right) \cdot \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} = 0 \rightarrow$$

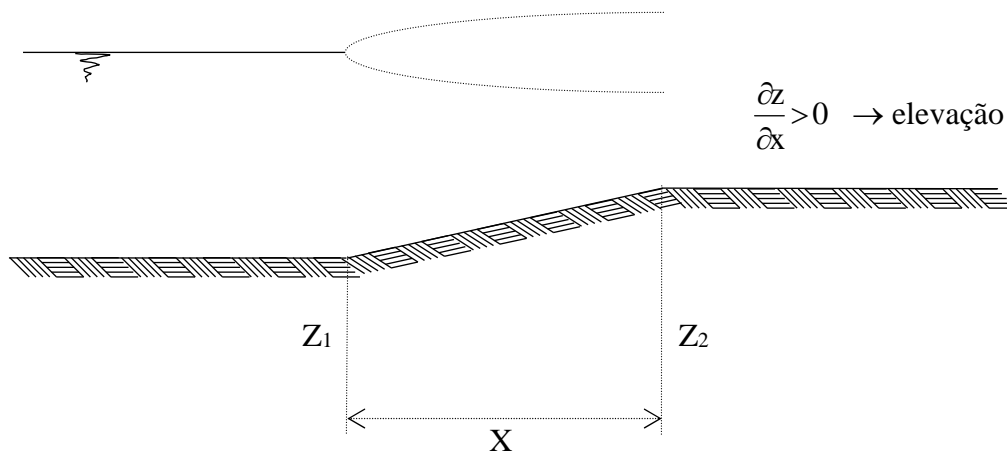
$$\frac{\partial y}{\partial x} - \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot A^3} \cdot \frac{\partial A}{\partial y} \cdot \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} = 0 \rightarrow \text{sabendo que } \frac{\partial A}{\partial y} = B \rightarrow$$

$$\frac{\partial y}{\partial x} - \frac{Q^2 \cdot B}{g \cdot A^3} \cdot \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} = 0 \rightarrow \text{em que } \frac{Q^2 \cdot B}{g \cdot A^3} = Fr^2 \rightarrow$$

$$\boxed{\frac{\partial y}{\partial x} \cdot (1 - Fr^2) + \frac{\partial z}{\partial x} = 0} \rightarrow \text{equação que permite verificar o comportamento do nível da água na}$$

ascensão ou depressão suave, conforme o tipo de escoamento à montante.

### 6.1.1 ELEVAÇÃO SUAVE DO FUNDO DO CANAL



**FIGURA 6.2** Representação esquemática da elevação do fundo do canal

Sendo  $\frac{\partial z}{\partial x} > 0$  (elevação), então,  $\frac{\partial y}{\partial x} \cdot (1 - Fr^2)$  tem que ser negativo para a equação se anular.

**6.1.1.1 Regime subcrítico**

$$Fr^2 < 1$$

$1 - Fr^2 \rightarrow$  positivo, então  $\frac{\partial y}{\partial x}$  é negativo.

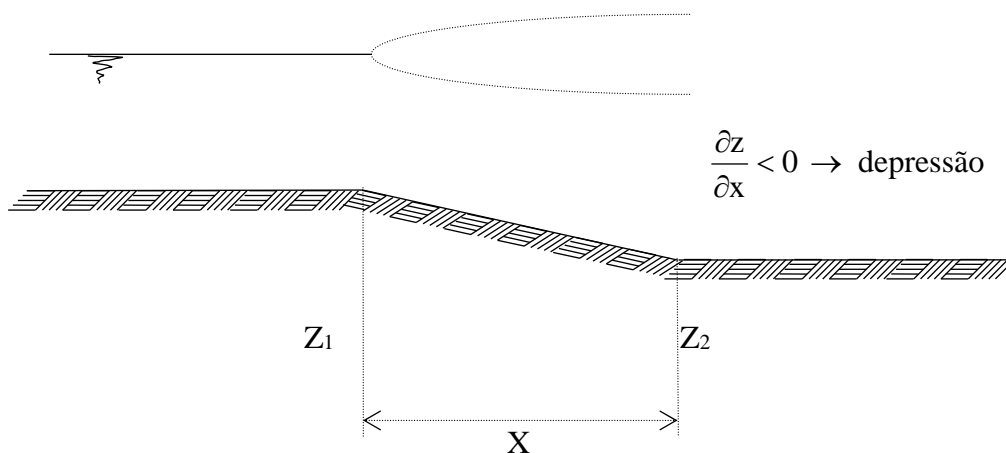
O nível da água desce na elevação do fundo.

**6.1.1.2 Regime supercrítico**

$$Fr^2 > 1$$

$1 - Fr^2 \rightarrow$  negativo, então,  $\frac{\partial y}{\partial x}$  é positivo.

O nível da água sobe no ressalto suave quando o regime a montante for supercrítico.

**6.1.2 DEPRESSÃO SUAVE DO FUNDO DO CANAL**

**FIGURA 6.3** Representação esquemática do rebaixamento do fundo do canal

Na depressão,  $\frac{\partial z}{\partial x}$  é negativo, então  $\frac{\partial y}{\partial x} \cdot (1 - Fr^2)$  tem que ser positivo para a equação geral se anular  $\rightarrow \frac{\partial y}{\partial x} \cdot (1 - Fr^2) > 0$  (positivo).

### 6.1.2.1 Regime subcrítico

$$Fr < 1$$

$1 - Fr^2 \rightarrow$  positivo, então  $\frac{\partial y}{\partial x}$  é positivo.

O nível da água sobe na depressão, quando o regime é subcrítico.

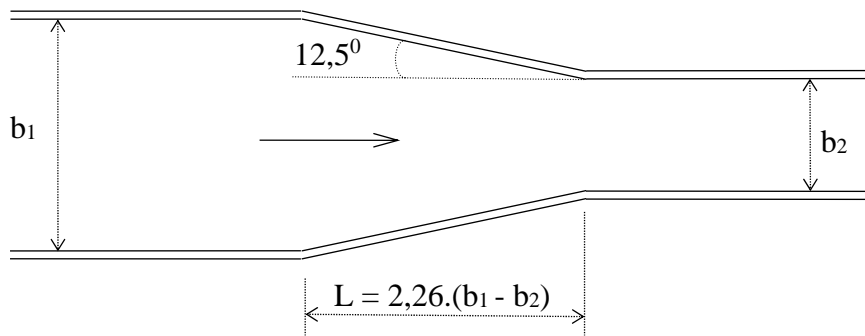
### 6.1.2.2 Regime supercrítico

$$Fr > 1$$

$1 - Fr^2 \rightarrow$  negativo, então  $\frac{\partial y}{\partial x}$  é negativo.

O nível da água desce na depressão suave quando o regime é supercrítico.

## 6.2 CONTRAÇÃO OU EXPANSÃO DA SEÇÃO TRANSVERSAL DO CANAL



**FIGURA 6.4** Representação esquemática da contração/expansão da seção do canal

Considerando canal retangular, com fundo horizontal  $\rightarrow \frac{\partial z}{\partial x} = 0$

Contração ou expansão  $\rightarrow q$  é variável

$$H = y + \frac{v^2}{2 \cdot g} + z \rightarrow \text{constante} \rightarrow H = y + \frac{q^2}{2 \cdot g \cdot y^2} + z \rightarrow \text{derivando em relação a } x \rightarrow$$

$$\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{1}{2 \cdot g} \cdot \left( \frac{2 \cdot q}{y^2} \cdot \frac{\partial q}{\partial x} - \frac{2 \cdot q^2}{y^3} \cdot \frac{\partial y}{\partial x} \right) = 0 \rightarrow \text{sabendo-se que } Q = b \cdot q \rightarrow \text{sendo } Q \text{ constante}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = b \cdot \frac{\partial q}{\partial x} + q \cdot \frac{\partial b}{\partial x} = 0 \quad \rightarrow \quad \frac{\partial q}{\partial x} = -\frac{q}{b} \cdot \frac{\partial b}{\partial x} \quad \rightarrow \text{substituindo em } \frac{\partial H}{\partial x} \quad \rightarrow$$

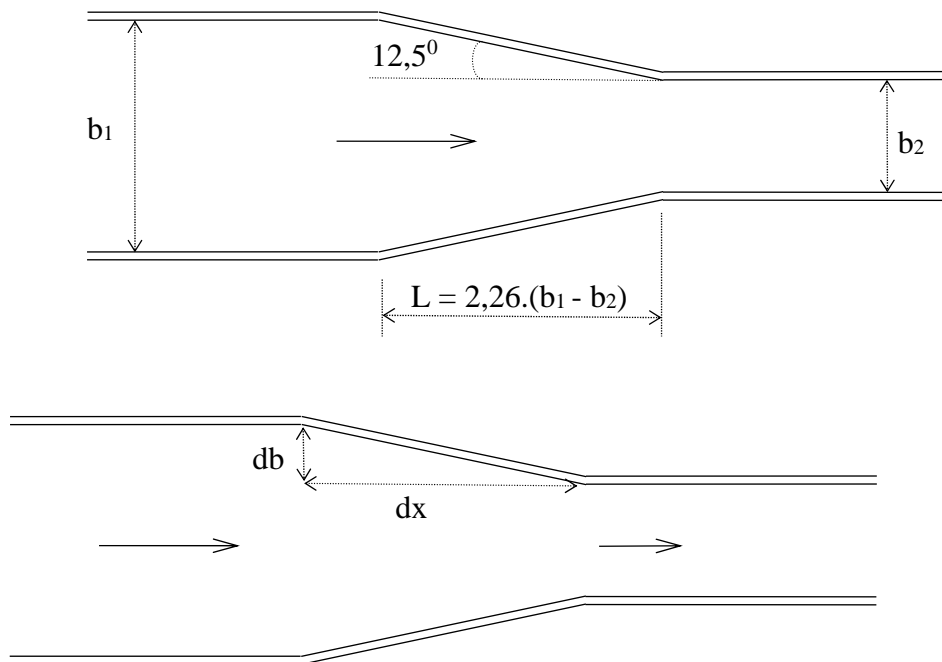
$$\frac{\partial y}{\partial x} - \frac{q^2}{g \cdot b \cdot y^2} \cdot \frac{\partial b}{\partial x} - \frac{q^2}{g \cdot y^3} \cdot \frac{\partial y}{\partial x} = 0 \quad \rightarrow \quad \frac{\partial y}{\partial x} \cdot \left(1 - \frac{q^2}{g \cdot y^3}\right) - \frac{q^2}{g \cdot y^3} \cdot \left(\frac{y}{b} \cdot \frac{\partial b}{\partial x}\right) = 0 \quad \rightarrow$$

sabendo que  $\rightarrow \frac{q^2}{g \cdot y^3} = Fr^2 \rightarrow$

$$\boxed{\frac{\partial y}{\partial x} \cdot (1 - Fr^2) - Fr^2 \cdot \left(\frac{y}{b} \cdot \frac{\partial b}{\partial x}\right) = 0}$$

Esta equação permite determinar o nível da água na contração ou alargamento suaves, conforme o tipo de regime de escoamento.

### 6.2.1 CONTRAÇÃO SUAVE DA SEÇÃO TRANSVERSAL DO CANAL



**FIGURA 6.5** Representação esquemática da contração da seção do canal

Na contração suave  $\rightarrow \frac{\partial b}{\partial x} < 0 \rightarrow$  então, pela equação  $\rightarrow$

$-Fr^2 \cdot \left( \frac{y}{b} \cdot \frac{\partial b}{\partial x} \right) \rightarrow$  fica positivo, e,  $\frac{\partial y}{\partial x} \cdot (1 - Fr^2)$  tem que ser negativo.

### 6.2.1.1 Regime subcrítico

( $Fr < 1$ ):

$1 - Fr^2 \rightarrow$  positivo  $\rightarrow \frac{\partial y}{\partial x}$  é negativo, então  $\rightarrow$

O nível da água abaixa na contração, para regime subcrítico.

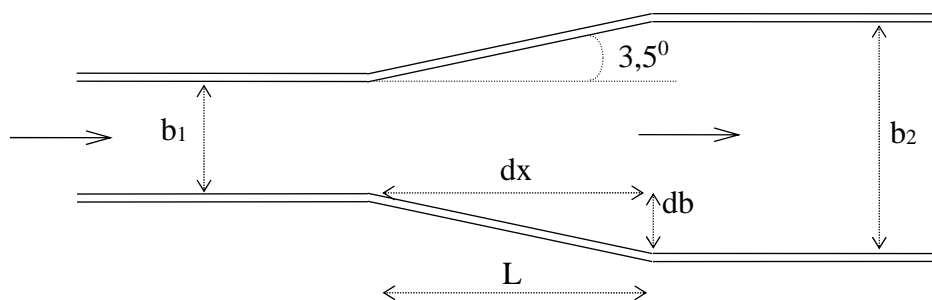
### 6.2.1.2 Regime supercrítico

( $Fr > 1$ ):

$1 - Fr^2 \rightarrow$  negativo  $\rightarrow \frac{\partial y}{\partial x}$  é positivo, então  $\rightarrow$

O nível da água sobe na contração, para regime supercrítico.

## 6.2.2 EXPANSÃO SUAVE DA SEÇÃO TRANSVERSAL DO CANAL



**FIGURA 6.6** Representação esquemática da expansão da seção do canal

Na expansão,  $\frac{\partial b}{\partial x} > 0$ , então,  $-Fr^2 \cdot \left( \frac{y}{b} \cdot \frac{\partial b}{\partial x} \right)$  é negativo. Daí  $\rightarrow \frac{\partial y}{\partial x} \cdot (1 - Fr^2) \rightarrow$  é positivo.

**6.2.2.1 Regime subcrítico**

(Fr &lt; 1):

$$1 - Fr^2 > 0 \rightarrow e, \frac{\partial y}{\partial x} > 0, \text{ então } \rightarrow$$

O nível da água sobe na expansão suave, para regime subcrítico.

**6.2.2.2 Regime supercrítico**

(Fr &gt; 1):

$$1 - Fr^2 < 0 \rightarrow e, \frac{\partial y}{\partial x} < 0, \text{ então } \rightarrow$$

O nível da água desce na expansão, para o regime supercrítico.

Obs: o máximo grau de contração das paredes ou elevação do fundo do canal, sem alterar as condições de montante, será atingido quando a energia específica, na seção contraída ou na seção elevada, for mínima. Isso quer dizer que a profundidade da água nessa seção é a profundidade crítica.

**6.3 EXERCÍCIOS RESOLVIDOS**

1) Determinar a profundidade do escoamento em uma elevação do fundo de 0,30 m num canal retangular, de 2 m de largura e profundidade de 1 m, para uma vazão de 1 m<sup>3</sup>/s.

Solução:

$$\text{Vazão unitária } \rightarrow q = \frac{Q}{b} = \frac{1}{2} = 0,5 \text{ m}^3/\text{s.m}$$

$$\text{Velocidade inicial } \rightarrow v = \frac{q}{y} = \frac{0,5}{1} = 0,5 \text{ m/s}$$

$$\text{Regime de montante } \rightarrow Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot y_1}} = \frac{0,5_1}{\sqrt{9,81 \cdot 1}} = 0,16 \text{ (subcrítico)}$$

Uma elevação do fundo provocará uma redução da profundidade da água, no regime subcrítico. A máxima elevação possível ocorre quando, na transição, o regime for crítico.

$$y_1 + \frac{v_1^2}{2g} + z_1 = y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + z_2 \rightarrow y_1 + \frac{v_1^2}{2g} + z_1 = E_c + z_2 \quad \text{substituindo-se} \rightarrow$$

$$1 + \frac{0,5^2}{19,62} + 0 = E_c + \Delta z_{\max} \rightarrow 1 + \frac{0,5^2}{19,62} + 0 = E_c + \Delta z_{\max} \rightarrow 1,013 = E_c + \Delta z_{\max}$$

para seções retangulares  $\rightarrow y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{gt}}$  e  $E_c = \frac{3}{2} \cdot y_c \rightarrow$  substituindo-se

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{0,5^2}{9,81}} = 0,29 \text{ m} \quad \text{e} \quad E_c = \frac{3}{2} \cdot 0,29 = 0,435 \text{ m}$$

Daí, a elevação máxima será de  $1,013 = 0,435 + \Delta z_{\max} \rightarrow \Delta z_{\max} = 0,578 \text{ m}$

Então, como a elevação pretendida (0,3 m) é menor que a elevação máxima, o regime na transição permanecerá o mesmo de montante (subcrítico).

A profundidade da água na transição será

$$y_1 + \frac{v_1^2}{2g} + z_1 = y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + z_2 \quad y_1 + \frac{q^2}{2g \cdot y_1^2} + z_1 = y_2 + \frac{q^2}{2g \cdot y_2^2} + z_2$$

$$1 + \frac{0,5^2}{2g \cdot 1^2} + 0 = y_2 + \frac{0,5^2}{2g \cdot y_2^2} + 0,3 \quad y_2^3 - 0,71 \cdot y_2^2 + 0,0127 = 0 \quad \text{as raízes são}$$

$$y_2' = 0,148 \text{ m}; \quad y_2'' = 0,68; \quad y_2''' = \text{negativa}$$

A resposta correta será, então, aquela que representar uma diminuição do nível d'água conservando o regime subcrítico.

Testando as repostas:

$$Y_2' = 0,148 \text{ m} \rightarrow v_2' = \frac{q}{y_2} \rightarrow v_2' = \frac{0,5}{0,148} = 3,38 \text{ m/s} \quad Fr_2 = \frac{v_2}{\sqrt{g \cdot y_2}} = 2,81 \text{ (supercrítico)}$$

$$Y_2'' = 0,68 \text{ m} \rightarrow v_2'' = \frac{q}{y_2} \rightarrow v_2'' = \frac{0,5}{0,68} = 0,74 \text{ m/s} \quad Fr_2 = \frac{v_2}{\sqrt{g \cdot y_2}} = 0,29 \text{ (subcrítico)}$$

Resposta é  $y_2 = 0,68 \text{ m}$ .



2) Em um canal retangular, com 5 m de largura, a água flui com uma velocidade igual a 1 m/s e profundidade igual a 1,0 m. Deseja-se fazer uma contração no canal para 3,0 m. Qual será a profundidade da água na seção contraída?

Solução:

$$Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot y_1}} \rightarrow Fr = \frac{1}{\sqrt{9,81 \cdot 1}} = 0,32 \rightarrow \text{subcrítico}$$

$$\text{Equação da continuidade } A_1 \cdot V_1 = A_s \cdot V_2 \rightarrow 5 \cdot 1 \cdot 1 = 3 \cdot y_2 \cdot v_2 \rightarrow v_2 = \frac{1,667}{y_2}$$

$$\text{Equação de Benoulli } y_1 + \frac{v_1^2}{2g} + z_1 = y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + z_2 \rightarrow 1 + \frac{1^2}{2 \cdot 9,81} = y_2 + \frac{1}{2 \cdot 9,81} \cdot \left( \frac{1,667}{y_2} \right)^2$$

$$1,051 = y_2 + \frac{0,1416}{y_2^2} \rightarrow y_2^3 - 1,051 \cdot y_2^2 + 0,1416 = 0 \quad \text{a resolução desta equação conduz às}$$

seguintes respostas:  $y_2' = 0,86 \text{ m}$ ;  $y_2'' = 0,51 \text{ m}$ ;  $y_2''' = \text{negativa}$ .

Testando as respostas:

$$Y_2' = 0,86 \text{ m} \rightarrow v_2' = \frac{q}{y_2} \rightarrow v_2' = \frac{1,667}{0,86} = 1,94 \text{ m/s} \quad Fr_2 = \frac{v_2}{\sqrt{g \cdot y_2}} = 0,67 \text{ (subcrítico)}$$

$$Y_2'' = 0,51 \text{ m} \rightarrow v_2'' = \frac{q}{y_2} \rightarrow v_2'' = \frac{1,667}{0,51} = 3,27 \text{ m/s} \quad Fr_2 = \frac{v_2}{\sqrt{g \cdot y_2}} = 1,46 \text{ (supercrítico)}$$

A máxima contração possível, sem que haja modificação do escoamento a montante, ocorre quando na transição ocorre o regime crítico.

$$E_1 = E_c \rightarrow y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = E_c \rightarrow 1 + \frac{1^2}{2g} = E_c \rightarrow E_c = 1,051$$

$$\text{Canal retangular} \rightarrow E_c = \frac{3}{2} \cdot y_c \rightarrow 1,051 = \frac{3}{2} \cdot y_c \rightarrow y_c = 0,70 \text{ m}$$

Da equação de energia crítica  $E_c = y_c + \frac{v_c^2}{2}$ , obtém-se  $v_c = 2,62 \text{ m/s}$

Na máxima contração possível (regime crítico), o valor de  $b_2$  é o menor possível:

Equação da continuidade  $A_1 \cdot V_1 = A_2 \cdot V_2 \rightarrow y_1 \cdot v_1 \cdot b_1 = y_c \cdot v_c \cdot b_2 \rightarrow$  substituindo

$$1.1.5 = 0,7 \cdot 2,62 \cdot b_2 \rightarrow b_2 = 2,73 \text{ m}$$

Com a contração da largura do canal (de 5 m para 3 m), o regime continuará a ser igual ao de montante (subcrítico); a resposta correta é  $y_2 = 0,86 \text{ m}$ .

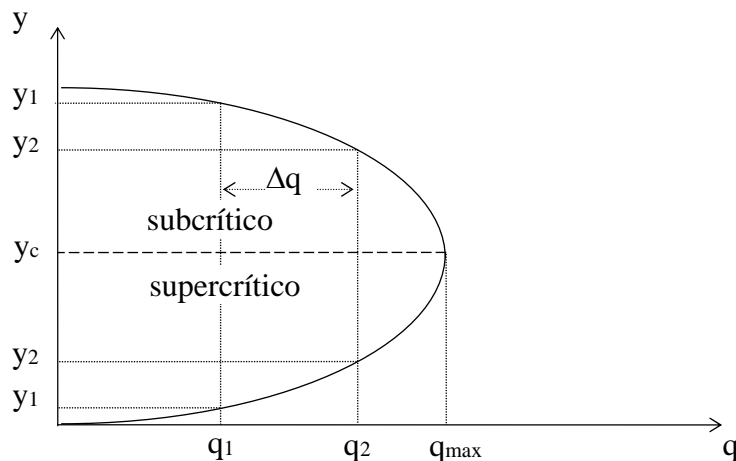
3) Explique, por meio de um gráfico, que o nível de água diminui quando o regime é subcrítico e aumenta no regime supercrítico em uma contração suave.

Solução:

Considerando uma transição suave e em nível,  $z_1 = z_2 \rightarrow E_1 = E_2 \rightarrow q$  é que varia com a largura

$$E_c = y + \frac{q^2}{2g \cdot y^2} = \text{constante} \rightarrow 2g \cdot y^2 \cdot E - 2g \cdot y^3 = q^2 \rightarrow$$

$$q = y \cdot \sqrt{2g \cdot (E - y)} \text{ na contração} \rightarrow q_2 > q_1 \text{ ou seja, } q_2 = q_1 + \Delta q$$



No regime subcrítico  $\rightarrow$  o nível da água desce na contração, ou seja,  $y_2 < y_1$

No regime supercrítico  $\rightarrow$  o nível da água sobe na contração, ou seja,  $y_2 > y_1$

A máxima contração ( $\Delta b$  Max) ocorre quando o regime é crítico na transição ( $q_2 = q_c$ )

## 6.4 EXERCÍCIOS PROPOSTOS

1) A água está escoando numa velocidade de  $3 \text{ m s}^{-1}$ , com uma profundidade de 3 m, em um canal de seção retangular. Encontre a mudança na profundidade e no nível absoluto da água produzida por:

a) ascensão gradual do fundo do canal, com espessura de 0,3 m;

b) rebaixamento gradual do fundo do canal, em 0,3 m;

c) encontre a altura máxima aconselhável para o degrau, para que o escoamento a montante não sofra variações.

R) a)  $y_2 = 2,5 \text{ m}$ ;  $\Delta y = 0,20 \text{ m}$ ; b)  $y_2 = 3,4 \text{ m}$ ;  $\Delta y = 0,10 \text{ m}$ ; c)  $\Delta z = 0,43 \text{ m}$ .

2) A água está escoando numa velocidade de  $4,5 \text{ m s}^{-1}$ , com uma profundidade de 0,6 m, em um canal de seção retangular. Encontre a mudança na profundidade e no nível absoluto da água produzida por:

a) ascensão gradual do fundo do canal, com espessura de 0,15 m;

b) rebaixamento gradual do fundo do canal, em 0,15 m;

c) encontre a altura máxima aconselhável para o degrau, para que o escoamento à montante não sofra variações.

R) a)  $y_2 = 0,68 \text{ m}$ ;  $\Delta y = 0,23 \text{ m}$ ; b)  $y_2 = 0,55 \text{ m}$ ;  $\Delta y = 0,20 \text{ m}$ ; c)  $\Delta z = 0,27 \text{ m}$ .

3) Considere um canal retangular, de 3 m de largura, conduzindo água a uma velocidade de  $3 \text{ m s}^{-1}$  e altura de 3 m. Encontre a variação na profundidade do escoamento e o valor absoluto do nível d'água produzido por:

a) uma contração gradual para a largura de 2,7 m;

b) uma expansão gradual para a largura de 3,3 m;

c) encontre a máxima contração aconselhável na largura, para que o escoamento a montante não se altere.

R) a)  $y_2 = 2,82 \text{ m}$ ;  $\Delta y = 0,18 \text{ m}$ ; b)  $y_2 = 3,1 \text{ m}$ ;  $\Delta y = 0,1 \text{ m}$ ; c)  $\Delta b = 0,54 \text{ m}$ .

4) Considere um canal retangular, de 3 m de largura, conduzindo água a uma velocidade de 3 m/s e altura de 3 m. Havendo uma ascensão suave do fundo do canal de 0,6 m, qual deve ser a expansão da largura do canal para que as condições de montante não se alterem?

R)  $\Delta b = 0,27 \text{ m}$ .

5) Considere um canal retangular, de 3 m de largura, conduzindo água a uma velocidade de  $4,5 \text{ m s}^{-1}$  e altura de 0,6m. Encontre a variação na profundidade do escoamento e o valor absoluto do nível d'água produzido por:

a) uma contração gradual para a largura de 2,4 m;

b) uma expansão gradual para a largura de 3,6 m;

c) encontre a máxima contração aconselhável na largura, para que o escoamento a montante não se altere.

R) a)  $y_2 = 0,87 \text{ m}$ ;  $\Delta y = 0,27 \text{ m}$ ; b)  $y_2 = 0,47 \text{ m}$ ;  $\Delta y = 0,13 \text{ m}$ ; c)  $\Delta b = 0,73 \text{ m}$ .

6) Por um canal retangular de 3 m de largura escoar uma vazão de  $6 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ , com uma altura d'água igual a 1 m. Em uma determinada seção do canal existe uma elevação suave. Desprezando-se perdas por atrito, calcule a altura  $\Delta z$  que se deve elevar o fundo para que o escoamento na seção 2 se faça com a mínima energia específica possível. R:  $\Delta z = 0,09 \text{ m}$ .

7) Um escoamento uniforme de  $21,2 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  ocorre em um canal retangular de 4,5 m de largura, com altura d'água igual a 3 m. Um degrau de 0,84 m de altura é construído no fundo do canal e nesta mesma seção a largura do canal é reduzida para 3,6 m. Desprezando as perdas, determine a altura d'água sobre o degrau. Existe a possibilidade de se aumentar a altura do degrau sem que isso interfira nas condições do escoamento a montante do canal? Se existir, até que altura o degrau pode ser construído? Justifique o raciocínio usando gráficos  $y$  x  $E$ .

R:  $y = 1,52 \text{ m}$ ; não existe, pois,  $y = y_c$ .

8) Um canal retangular de 1,2 m de largura transporta uma vazão de  $1,15 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ , com uma altura d'água igual a 0,85 m. Se um pilar de uma ponte, com 0,30 m de largura, for colocado no meio do canal, determine a variação local do nível da superfície da água. Qual deve ser a máxima largura do pilar da ponte para que não ocorra elevação do nível d'água a montante? Despreze as perdas.

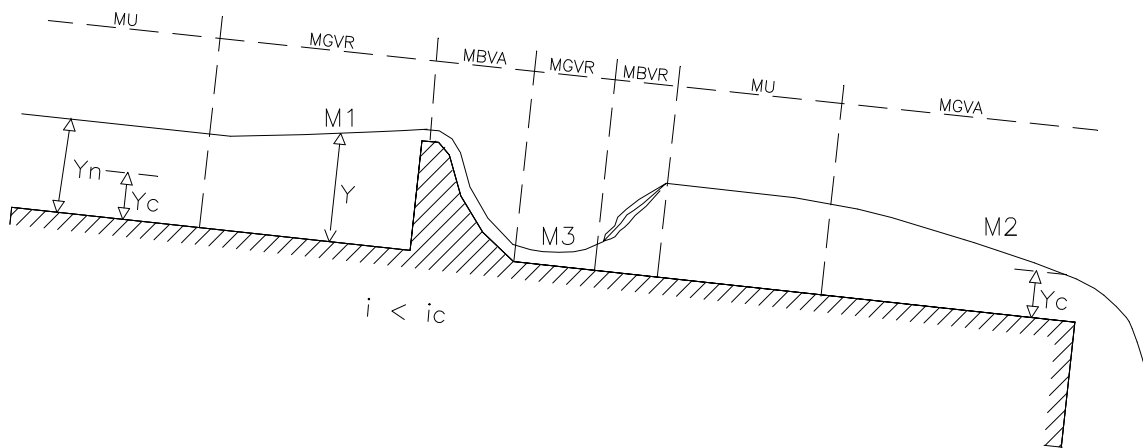
R:  $\Delta y = 0,07 \text{ m}$  (para baixo);  $L_{\max} = 0,43 \text{ m}$ .

## 7 MOVIMENTO GRADUALMENTE VARIADO

É o movimento em que a profundidade varia, gradual e lentamente, ao longo do canal. No movimento permanente e uniforme, as características hidráulicas permanecem constantes ao longo do tempo e do espaço e a distribuição das pressões obedece à lei da hidrostática. No movimento permanente gradualmente variado, os parâmetros hidráulicos variam de maneira gradual ao longo do escoamento. As linhas de fluxo são consideradas praticamente paralelas. Desse modo, as fórmulas estabelecidas para o movimento uniforme aplicam-se a esses tipos de escoamento, com aproximações satisfatórias.

A importância do estudo desse tipo de escoamento está na delimitação de áreas inundadas, cálculo de volume de água acumulada, localização de ressaltos e bacias de dissipação de energia, dentre outros

O movimento gradualmente variado pode ocorrer na forma acelerada (MGVA), como nos trechos iniciais dos condutos de seções constantes, nos quais o movimento uniforme subsequente se realiza em regime supercrítico e também pode ser gradualmente retardado (MGVR), por exemplo, a montante de obstáculos que se opõem ao escoamento. Um trecho de canal apresentando movimento variado está ilustrado na Figura 7.1.



**FIGURA 7.1** Representação esquemática de ocorrência do regime variado

Na Figura 7.1, “y” é a profundidade na qual o escoamento se realiza, na seção transversal considerada.

O objetivo principal do estudo dos canais que funcionam em regime permanente gradualmente variado consiste em determinar a forma do perfil da superfície líquida.

## 7.1 ANÁLISE QUALITATIVA

O estudo do movimento gradualmente variado pode ser feito por de uma equação diferencial. Para a dedução de tal equação, algumas hipóteses são consideradas:

1) a declividade do canal é pequena, de modo a considerar que a altura d'água medida perpendicularmente ao fundo do canal pode ser confundida com a altura medida na vertical;

2) o canal apresenta seção constante em forma e dimensões;

3) a distribuição de velocidades em uma seção é fixa, isto é, considera-se o coeficiente  $\alpha$  de coriolis igual a unidade;

4) a distribuição de pressão em uma seção é hidrostática, isto é, existe paralelismo entre as linhas de corrente do escoamento.

Considerando a energia total em um ponto do canal, e chamando de “J” a variação da linha de energia em relação à “x”, tem-se:

$$\text{Energia total} \rightarrow H = y + z + \frac{v^2}{2.g} \quad \text{e} \quad \text{declividade da linha de energia} \rightarrow \frac{dH}{dx} = -J$$

Derivando-se a equação da energia em relação a x, e, igualando-se com a equação da declividade da linha de energia:

$$\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left( y + z + \frac{v^2}{2.g} \right) = -J \rightarrow \frac{\partial}{\partial x} \left( y + \frac{v^2}{2.g} \right) = -\frac{dz}{dx} - J \rightarrow \frac{dz}{dx} = -i \rightarrow$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( y + \frac{v^2}{2.g} \right) = i - J \rightarrow y + \frac{v^2}{2.g} = E \rightarrow \frac{\partial E}{\partial x} = i - J \rightarrow \frac{\partial E}{\partial x} = \frac{\partial y}{\partial x} \cdot \frac{\partial E}{\partial y} \rightarrow$$

em que,

$$\frac{\partial E}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial y} \left( y + \frac{q^2}{2 \cdot g \cdot y^2} \right) \rightarrow \frac{\partial E}{\partial y} = 1 - \frac{q^2}{g \cdot y^3} \rightarrow \frac{\partial E}{\partial y} = 1 - Fr^2 \rightarrow \text{então,}$$

$$\frac{\partial E}{\partial x} = \frac{\partial y}{\partial x} \cdot (1 - Fr^2) \rightarrow \text{donde, } \frac{\partial y}{\partial x} \cdot (1 - Fr^2) = i - J \rightarrow$$

$$\boxed{\frac{\partial y}{\partial x} = \frac{i - J}{1 - Fr^2}}$$

→ esta é a equação diferencial do escoamento gradualmente variado. A sua integral,  $y = f(x)$ , é a equação da curva de remanso, cuja solução fornecerá os vários perfis da superfície livre de água que podem ocorrer em canais abertos.

## 7.2 CLASSIFICAÇÃO DOS PERFIS

O valor da declividade da linha de energia (J) pode ser calculado utilizando-se uma equação do regime uniforme. Assim, utilizando-se a equação de Manning, tem-se:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot J^{\frac{1}{2}} \rightarrow \text{isolando o valor de } J \rightarrow J = \frac{Q^2 \cdot n^2}{A^2 \cdot R^{\frac{4}{3}}},$$

$$\text{e o número de Froude é dado por: } Fr^2 = \frac{Q^2 \cdot B}{g \cdot A^3}$$

Observa-se, pelas equações anteriores, que, tanto “J” quanto “Fr” irão variar de forma inversamente proporcional à variação da profundidade (y).

Substituindo-se as equações de J e de Fr na equação diferencial do movimento gradualmente variado, tem-se:

$$\frac{\partial y}{\partial x} = \frac{i - J}{1 - Fr^2} \rightarrow \frac{\partial y}{\partial x} = \frac{i - \frac{Q^2 \cdot n^2}{A^2 \cdot R^{\frac{4}{3}}}}{1 - \frac{Q^2 \cdot B}{g \cdot A^3}}$$

O estudo das características de escoamento e das curvas de remanso é feito analisando-se os sinais do denominador e do numerador, da equação anterior, em função da variação da profundidade de escoamento ( $y$ ). Assim, quanto maior a profundidade ( $y$ ) maior é o termo  $A^2.R^{\frac{4}{3}}$ , diminuindo o valor de  $J$ ; o valor de  $Fr^2$  diminui com o aumento da profundidade. Dessa forma, chamando de  $y_n$  ao valor da profundidade uniforme e de  $y$  o valor da profundidade d'água em um ponto qualquer, pode-se concluir que:

$$\text{Se } y = y_n \rightarrow i = J$$

$$\text{Se } y > y_n \rightarrow i > J$$

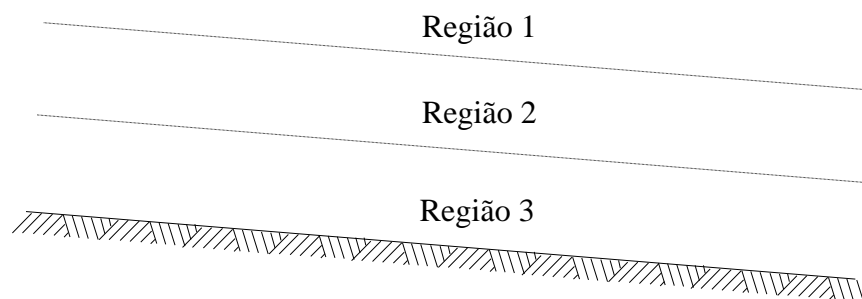
$$\text{Se } y < y_n \rightarrow i < J$$

$$\text{Se } y > y_c \rightarrow Fr^2 < 1$$

$$\text{Se } y < y_c \rightarrow Fr^2 > 1$$

Com a ajuda dessas inequações pode-se facilmente determinar como o perfil da linha d'água ( $\frac{\partial y}{\partial x}$ ) é afetado pela magnitude de  $y$ ,  $y_n$  e  $y_c$ . Considerando as três declividades (suave, crítica e forte) pode-se traçar o perfil qualitativo da linha d'água ao longo do canal.

Traçando retas, paralelas ao fundo do canal, representando as profundidades normal e crítica, estas dividem o plano do perfil longitudinal do canal em três regiões (Figura 7.2).



**Figura 7.2 Regiões de escoamento em um perfil longitudinal do canal**

As curvas de remanso, para uma dada vazão, são classificadas em função da declividade do fundo do canal ( $i$ ), podendo ser divididas em cinco classes:  $i > 0$  (classes M - declividade fraca, C - declividade crítica, S - declividade forte);  $i = 0$  (classe H - declividade nula, ou seja, canais horizontais) e,  $i < 0$  (classe A - declividade adversa, ou seja, canais em aclave).



## 7.3 CLASSES DE CURVAS DE REMANSO

### 7.3.1 DECLIVIDADE SUAVE ( $i > 0$ , $Fr < 1$ ) - Curvas M

#### 7.3.1.1 Região 1 (Curva $M_1$ )

$y > y_n > y_c \rightarrow \therefore Fr < 1 \therefore J < i \therefore \frac{\partial y}{\partial x} > 0$ , ou seja, nessas condições, o nível de água sobe. Quando  $y \rightarrow y_n \therefore J \rightarrow i \therefore \frac{\partial y}{\partial x} \rightarrow 0$ , isto é, a superfície da água é assintótica ao nível normal a montante. Quando  $y \rightarrow \infty \therefore J \rightarrow 0 \rightarrow Fr \rightarrow 0 \therefore \frac{\partial y}{\partial x} \rightarrow i$ , isto é, a superfície da água é assintótica à horizontal. Esse tipo de curva ocorre a montante de obstáculos ao escoamento, como barragens.

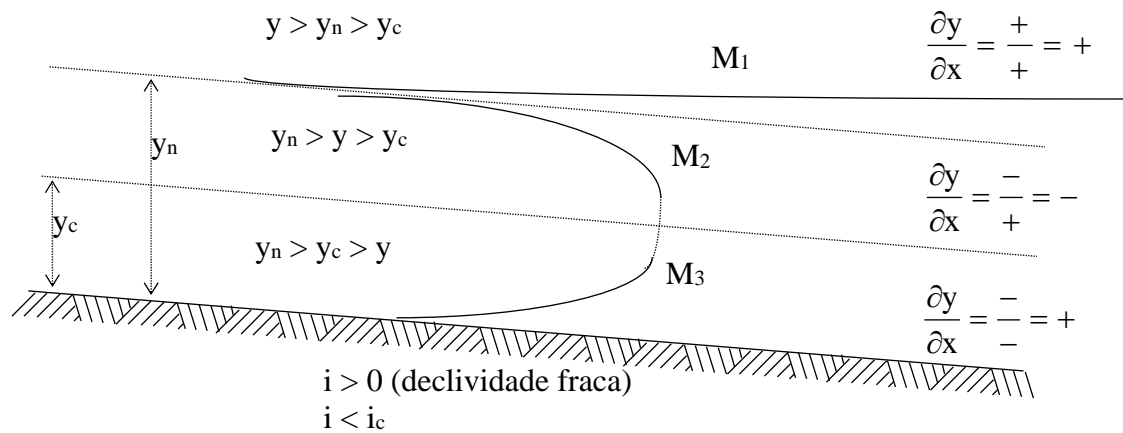
#### 7.3.1.2 Região 2 (Curva $M_2$ )

$y_n > y > y_c \therefore J > i \therefore Fr < 1 \therefore \frac{\partial y}{\partial x} < 0$ , ou seja, nestas condições, o nível de água diminui. Quando  $y \rightarrow y_n \therefore J \rightarrow i \therefore \frac{\partial y}{\partial x} \rightarrow 0$ , isto é, a superfície da água é assintótica ao nível normal a montante. Quando  $y \rightarrow y_c \therefore J \rightarrow i \therefore Fr \rightarrow 1 \therefore \frac{\partial y}{\partial x} \rightarrow \infty$ , isto é, a superfície da água é quase perpendicular ao nível crítico. Próximo ao nível crítico, as linhas de corrente não são mais retas e paralelas e, portanto, as hipóteses deixam de existir. Por isso esta curva, nas proximidades do nível crítico, é desenhada em linha pontilhada. Esse tipo de curva ocorre próximo a uma queda livre ou em uma transição de uma declividade fraca para uma forte.

#### 7.3.1.3 Região 3 (Curva $M_3$ )

$y_n > y_c > y \therefore J > i \therefore Fr > 1 \therefore \frac{\partial y}{\partial x} > 0$ , ou seja, nessas condições, o nível de água aumenta. Quando  $y \rightarrow 0$ , tanto  $J \rightarrow \infty$  e  $Fr \rightarrow \infty \rightarrow \frac{\partial y}{\partial x}$  tenderá para um limite finito positivo, pois  $y = 0$  nunca ocorrerá. Quando  $y \rightarrow y_c \therefore J \rightarrow i \therefore Fr \rightarrow 1 \therefore \frac{\partial y}{\partial x} \rightarrow \infty$ , isto é, ocorre como explicado na região 2. Este tipo de curva ocorre a jusante de um controle, como, por exemplo, de uma comporta de fundo, em que a abertura é inferior à altura crítica. A velocidade

inicialmente é maior que aquela que a declividade pode manter e, portanto, decresce a jusante, aparentemente até alcançar o regime crítico.



**Figura 7.3 Representação da curva classe M**

### 7.3.2 DECLIVIDADE FORTE ( $i > 0$ , $Fr > 1$ ) - Curvas S

#### 7.3.2.1 Região 1 (Curva S<sub>1</sub>)

$y > y_c > y_n \therefore J < i \therefore Fr < 1 \therefore \frac{\partial y}{\partial x} > 0$ , ou seja, nessas condições, o nível de água sobe. Quando  $y \rightarrow y_c \therefore Fr \rightarrow 1 \therefore J \rightarrow i \therefore \frac{\partial y}{\partial x} \rightarrow \infty$ , isto é, a superfície da água tende a ser perpendicular com o nível crítico. Quando  $y \rightarrow \infty \therefore J \rightarrow 0 \rightarrow Fr \rightarrow 0 \therefore \frac{\partial y}{\partial x} \rightarrow i$ , isto é, a superfície da água é assintótica à horizontal. Esse tipo de curva ocorre a montante de barragens descarregadora, de estreitamentos como pilares de pontes e em certas mudanças de declividades.

#### 7.3.2.2 Região 2 (Curva S<sub>2</sub>)

$y_c > y > y_n \therefore J < i \therefore Fr > 1 \therefore \frac{\partial y}{\partial x} < 0$ , ou seja, nessas condições, o nível de água desce. Quando  $y \rightarrow y_c \therefore Fr \rightarrow 1 \therefore J \rightarrow \infty \therefore \frac{\partial y}{\partial x} \rightarrow \infty$ , isto é, a superfície da água tende a ser perpendicular com o nível crítico. Quando  $y \rightarrow y_n \therefore J \rightarrow i \therefore \frac{\partial y}{\partial x} \rightarrow 0$ , isto é, a superfície da

água é assintótica ao nível normal. Este tipo de curva ocorre em um canal de forte declividade alimentado por um reservatório e em mudanças de declividade.

### 7.3.2.3 Região 3 (Curva S<sub>3</sub>)

$y_c > y_n > y \therefore J > i \therefore Fr > 1 \therefore \frac{\partial y}{\partial x} > 0$ , ou seja, nessas condições, o nível de água sobe. Quando  $y \rightarrow 0 \therefore Fr \rightarrow \infty \therefore J \rightarrow i \therefore \frac{\partial y}{\partial x} \rightarrow \infty$ , entretanto,  $y = 0$  nunca irá ocorrer (representado por linha pontilhada). Quando  $y \rightarrow y_n \therefore J \rightarrow i \therefore \frac{\partial y}{\partial x} \rightarrow 0$ , isto é, a superfície da água é assintótica ao nível normal. Esse tipo de curva ocorre a jusante de uma comporta de fundo. A velocidade é, inicialmente, maior que aquela que a declividade pode manter e ela decresce a jusante, aparentemente, até alcançar o regime uniforme.

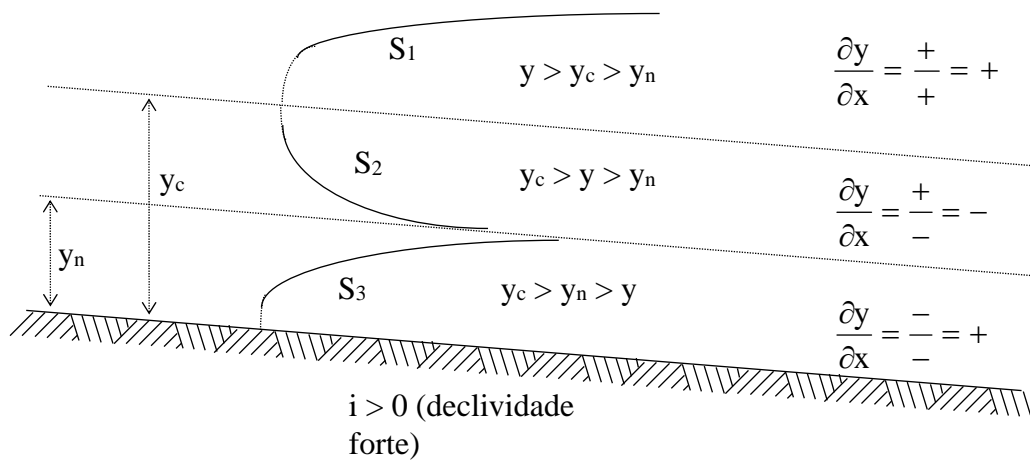


Figura 7.4 Representação da curva classe S

### 7.3.3 DECLIVIDADE CRÍTICA ( $i > 0$ , $Fr = 1$ ) - Curvas C

Nesta classe de curva,  $y_n = y_c$ . Daí, a região 2 não existe. Dois tipos de curvas podem ocorrer: C<sub>1</sub> e C<sub>3</sub>, São curvas de difícil obtenção na prática, uma vez que o escoamento crítico deverá ser mantido em todo o canal, o que dificilmente se consegue devido à instabilidade do mesmo. É o limite entre as classes M e S.

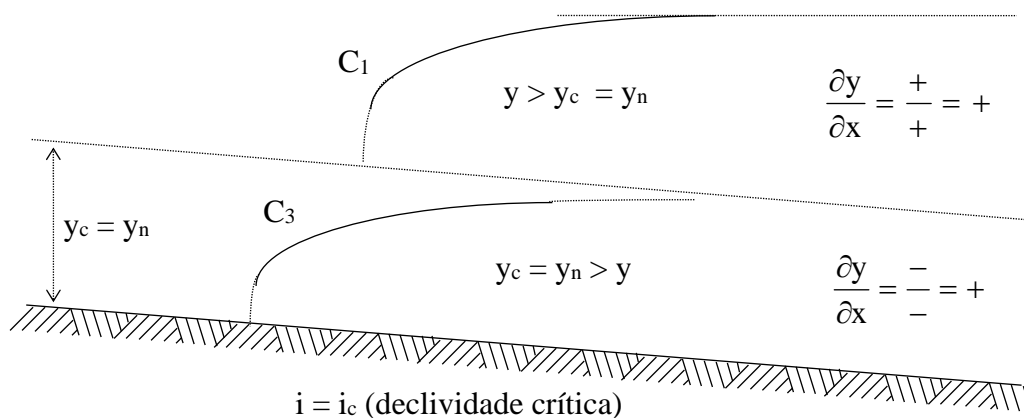
### 7.3.3.1 Região 1 (Curva C<sub>1</sub>)

$y > y_c = y_n \therefore J < i \therefore Fr < 1 \therefore \frac{\partial y}{\partial x} > 0$ , ou seja, nessas condições, o nível de água sobe. Quando  $y \rightarrow y_n \therefore J \rightarrow \infty \therefore Fr \rightarrow 1 \therefore \frac{\partial y}{\partial x} \rightarrow \infty$ , a superfície d'água tende a formar um ângulo com a horizontal. Quando  $y \rightarrow \infty \therefore J \rightarrow 0 \therefore Fr \rightarrow 0 \therefore \frac{\partial y}{\partial x} \rightarrow 0$ , a superfície d'água tende a ser assintótica com a horizontal.

### 7.3.3.2 Região 3 (Curva C<sub>3</sub>)

$y_c = y_n > y \therefore J > i \therefore Fr > 1 \therefore \frac{\partial y}{\partial x} > 0$ , ou seja, nessas condições, o nível de água sobe. Quando  $y \rightarrow y_n \therefore J \rightarrow i \therefore Fr \rightarrow 1 \therefore \frac{\partial y}{\partial x} \rightarrow \infty$ , a superfície d'água tende a ser assintótica com a horizontal. Quando  $y \rightarrow 0 \therefore J \rightarrow \infty \therefore Fr \rightarrow \infty \therefore \frac{\partial y}{\partial x} \rightarrow \infty$ , a superfície d'água tende a formar um ângulo com a horizontal. A velocidade é, inicialmente, maior que aquela que a declividade pode manter e, portanto, ela decresce a jusante, aparentemente, até alcançar o regime crítico.

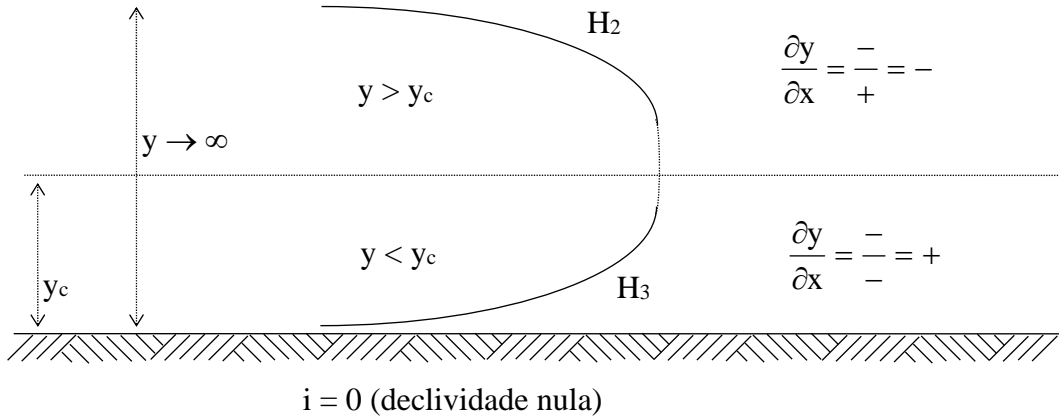
Para esta classe de curvas, a linha d'água pode ser a horizontal, C<sub>1</sub> ou C<sub>3</sub>, para profundidades superiores ou inferiores a  $y_n$ , respectivamente (Figura 7.5).



**Figura 7.5** Representação da curva classe C

**7.3.4 DECLIVIDADE NULA ( $i = 0$ ) - Curvas H**

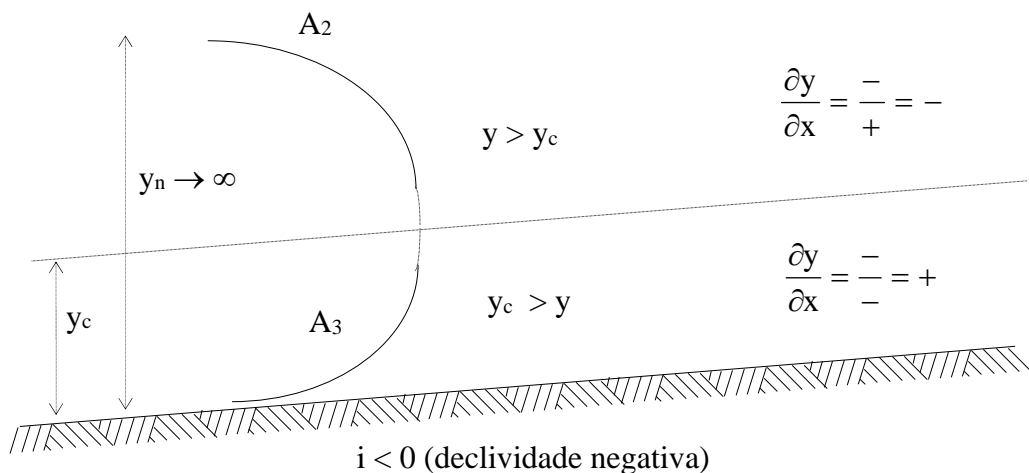
O movimento uniforme é impossível porque a inexistência da declividade não permite que a força da gravidade compense as perdas de energia. Dois tipos de curvas ( $H_2$  e  $H_3$ ) são limites das curvas  $M_2$  e  $M_3$ , respectivamente, quando  $i \rightarrow 0$  (Figura 7.6).



**Figura 7.6 Representação da curva classe H**

**7.3.5 DECLIVIDADE ADVERSA ( $i < 0$ ) Canal em aclave - Curvas A**

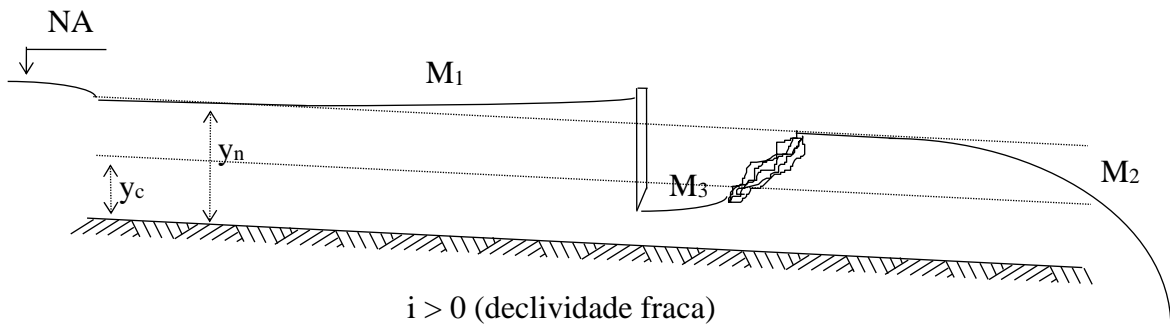
Não existe profundidade normal. É impossível a ocorrência de movimento uniforme pelas mesmas razões da classe H. A linha d'água tem forma parabólica. Dois tipos de curvas ( $A_2$  e  $A_3$ ).



**Figura 7.7 Representação da curva classe A**

## 7.4 OBSERVAÇÕES GERAIS

- Em um canal com algumas seções de controle o perfil d'água pode ser desenhado pela composição dos vários tipos de perfis traçados a montante e a jusante de cada seção de controle. Assim, na Figura 11.8 é mostrado um canal de fraca declividade dotado de uma comporta de fundo, alimentado por um reservatório e terminando por uma queda livre.



**Figura 7.8 Exemplo de ocorrência de curvas de remanso**

- Sendo  $i > 0$  e o canal suficientemente longo para que ocorra o regime uniforme, este se estabelecerá sempre na reta correspondente a  $y_n$ . Para declividades positivas, ou seja, quando  $i > 0$ , o escoamento se realiza devido à existência da componente gravitacional no sentido do escoamento.
- Quando  $i \leq 0$ , o escoamento se realiza às custas da transformação de energia potencial em energia cinética, a qual confere velocidade à água.
- Uma curva de remanso só pode ser traçada dentro de uma dada região. A passagem de um escoamento em declividade subcrítica para supercrítica se dá pela associação de duas curvas de remanso; o contrário se faz por um ressalto.
- As curvas de remanso aproximam-se assintoticamente do nível uniforme; ao aproximarem-se do nível crítico, apresentam curvatura pronunciada, não podendo aí, serem tratadas como curvas de remanso (as expressões a serem vistas para o traçado das curvas de remanso não se aplicam aí devido à curvatura acentuada das linhas de corrente).
- Num escoamento em regime crítico, pequenas perturbações (causadas pela abertura de uma comporta, por exemplo) propagam-se para jusante com velocidade absoluta dupla da velocidade do escoamento.

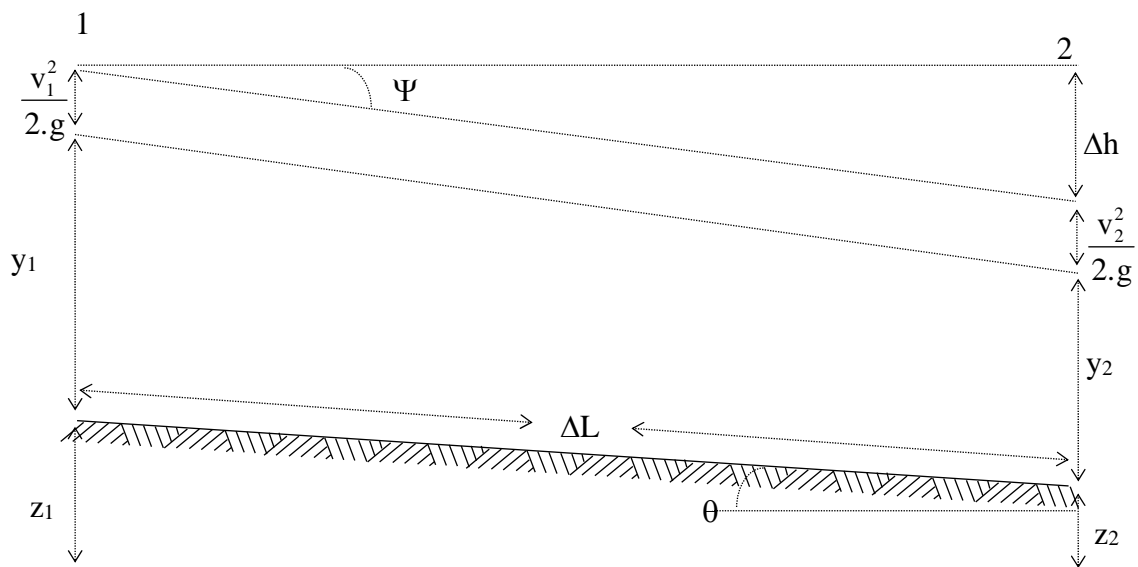
### 7.5 ANÁLISE QUANTITATIVA (Determinação da curva de remanso - linha d'água)

O estudo do movimento gradualmente variado é objeto de estudo desde muito tempo atrás. A importância deste estudo reside no conhecimento da variação do perfil d'água em obras de engenharia, irrigação, etc.

Existem vários métodos para a integração da equação diferencial do M.G.V., destacando-se, dentre outros métodos de integração numérica, o método das diferenças finitas.

#### - Método das diferenças finitas

Consiste na aplicação da equação da energia (Bernoulli). Calcula a distância a partir da profundidade. O cálculo deve partir de uma seção de controle e caminhar no sentido em que esse controle é exercido.



**Figura 7.9** Representação esquemática do balanço de energia em um canal

$$z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2.g} = z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2.g} + \Delta h \rightarrow z_1 - z_2 = E_1 - E_2 + \Delta h \rightarrow \Delta z = \Delta E - \Delta h$$

sabendo-se que  $\Delta z = i.\Delta L$  (perda de posição) e  $\Delta h = J.\Delta L$  (perda de carga), tem-se:

$$i \cdot \Delta L = \Delta E + J \cdot \Delta L \rightarrow \Delta L \cdot (i - J) = \Delta E \rightarrow \boxed{\Delta L = \frac{\Delta E}{i - J}}$$

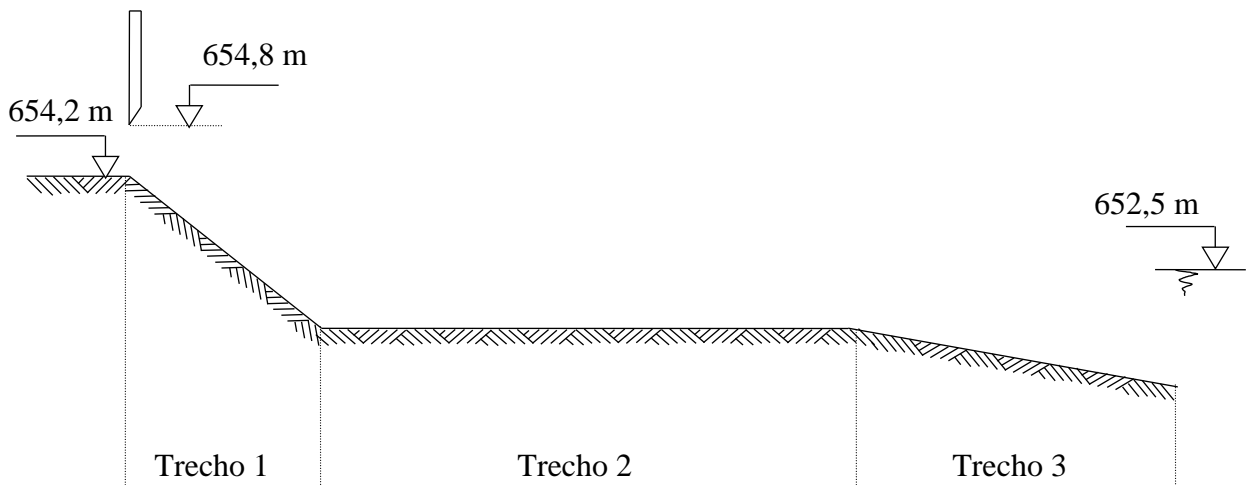
o valor de J pode ser obtido com a equação  $\boxed{J = \frac{Q^2 \cdot n^2}{A^2 \cdot R^3}}$ , em que:

$$\boxed{A = \frac{(A_1 + A_2)}{2}}; \quad \boxed{P = \frac{(P_1 + P_2)}{2}}; \quad \boxed{J = \frac{(J_1 + J_2)}{2}}; \quad \boxed{R = \frac{(R_1 + R_2)}{2}}$$

Estas equações permitem determinar a forma e a posição da linha d'água.

## 7.6 EXERCÍCIOS RESOLVIDOS

1) Um canal retangular de 5 m de largura é constituído por três trechos de diferentes declividades ( $i_1 = 0.05$  m/m;  $i_2 = 0.0005$  m/m e,  $i_3 = 0.005$  m/m) e com comprimento suficientes para o estabelecimento do escoamento uniforme ( $L_1 = 200$  m;  $L_2 = 1000$  m e,  $L_3 = 400$  m). O canal é revestido com concreto liso ( $n = 0,014$ ) e conduz uma vazão de  $15 \text{ m}^3/\text{s}$ . Determine as profundidades crítica e normal de cada trecho, e, esboce a linha d'água ao longo do canal indicando a ocorrência das curvas de remanso, se for o caso.



Solução:

Profundidade crítica ( $y_c$ )

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{15}{5} = 3 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$$



$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \rightarrow y_c = \sqrt[3]{\frac{3^2}{9,81}} = 0,972 \text{ m}$$

Profundidade normal em cada trecho ( $y_n$ )

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad \text{em que} \quad A = b \cdot y \rightarrow A = 5y \quad \text{e} \quad P = b + 2y \rightarrow P = 5 + 2y$$

$$15 = \frac{1}{0,014} \cdot (5y) \cdot \left( \frac{5y}{5 + 2y} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad \text{substituindo-se o valor da declividade de cada trecho, tem-se}$$

$$\text{Trecho 1} \rightarrow i_1 = 0,05 \text{ m/m} \rightarrow y_1 = 0,39 \text{ m} \quad (y_1 < y_c \rightarrow \text{escoamento supercrítico})$$

$$\text{Trecho 2} \rightarrow i_2 = 0,0005 \text{ m/m} \rightarrow y_2 = 1,82 \text{ m} \quad (y_2 > y_c \rightarrow \text{escoamento subcrítico})$$

$$\text{Trecho 3} \rightarrow i_3 = 0,005 \text{ m/m} \rightarrow y_3 = 0,82 \text{ m} \quad (y_3 < y_c \rightarrow \text{escoamento supercrítico})$$

Esboço da linha d'água

Trecho 1  $\rightarrow y_1 < y_c \rightarrow$  escoamento supercrítico (curva S)

$$\text{Profundidade (y) da água ao entrar no canal} \rightarrow 654,8 - 654,2 = 0,6 \text{ m}$$

$$y_c > y > y_1 \rightarrow \text{região 2} \rightarrow \text{curva S}_2$$

Entre os trechos 1 e 2 ocorrerá um ressalto (passagem do escoamento supercrítico para o subcrítico). Se o ressalto ocorrer neste trecho (1)  $\rightarrow y > y_c > y_1 \rightarrow$  Curva S<sub>1</sub>

Trecho 2  $\rightarrow y_2 > y_c \rightarrow$  escoamento subcrítico (curva M)

$$\text{Início do trecho 2} \rightarrow y_2 > y_c > y \rightarrow \text{curva M}_3 \text{ (se o ressalto ocorrer no trecho 2)}$$

Final do trecho 2  $\rightarrow y_2 > y > y_c \rightarrow$  passagem do regime subcrítico (trecho 2) para o supercrítico (trecho 3). Curva M<sub>2</sub>.

Trecho 3  $\rightarrow y_3 < y_c \rightarrow$  escoamento supercrítico (curva S)

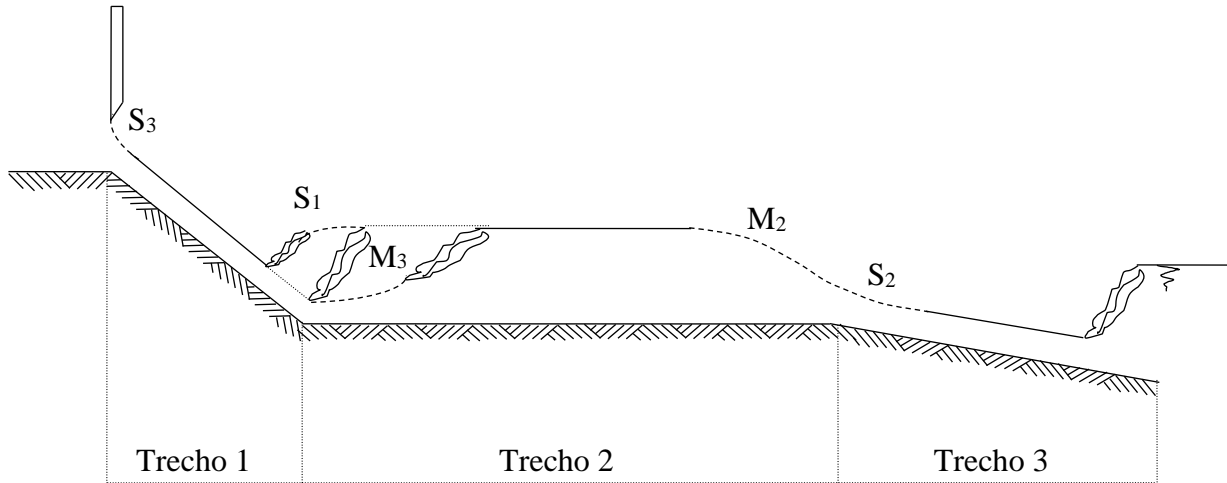
Início do trecho 3  $\rightarrow y_c > y > y_3 \rightarrow$  passagem do regime subcrítico (trecho 2) para o supercrítico (trecho 3). Curva S<sub>2</sub>.

O escoamento atingirá o final do trecho 3 com nível d'água com cota de:

$$654,2 - 200 \cdot 0,05 - 1000 \cdot 0,0005 - 400 \cdot 0,005 + y_3 =$$

$$654,2 - 1 - 0,5 - 2 + 0,82 = 651,52 \text{ m}$$

Entretanto, no final do trecho 3, há um reservatório cuja cota do nível d'água de 653,0 m. Haverá um ressalto com uma altura de:

$$652,5 - 651,52 = 0,98 \text{ m}$$


2) Um canal retangular de 6 m de base, declividade de 0,05%, revestido de cimento rugoso ( $n = 0,018$ ) conduz uma vazão de  $22 \text{ m}^3/\text{s}$ . Sabendo-se que o mesmo termina em uma queda brusca, determinar o perfil da linha d'água desde a queda até um ponto no qual a profundidade seja de 90% da profundidade normal.

Solução:

- Determinação do regime normal de escoamento:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \rightarrow 22 = \frac{1}{0,018} \cdot \frac{(6 \cdot y)^{\frac{5}{3}}}{(6 + 2 \cdot y)^{\frac{2}{3}}} \cdot 0,0005^{\frac{1}{2}} \rightarrow y = 2,43 \text{ m}$$

$$q = \frac{Q}{b} \rightarrow q = \frac{22}{6} \rightarrow q = 3,67 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$$

$$v = \frac{q}{y} \rightarrow v = \frac{3,67}{2,43} \rightarrow v = 1,51 \text{ m/s}$$

$$Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot y_1}} \rightarrow Fr_1 = \frac{1,51}{\sqrt{9,81 \cdot 2,43}} \rightarrow Fr_1 = 0,31 \text{ (subcrítico)}$$

- Sendo o regime subcrítico, a classe de curva de remanso é "M" e, considerando que, próximo à queda, ocorre o regime crítico ( $y_c$ ), tem-se, então, a curva de remanso "M<sub>2</sub>".

- O valor da profundidade crítica é dado por:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \rightarrow y_c = \sqrt[3]{\frac{3,67^2}{9,81}} \rightarrow y_c = 1,11 \text{ m}$$

- Para calcular o perfil da curva de remanso “M<sub>2</sub>”, inicia-se a partir da queda livre, fazendo-se, inicialmente,  $y = y_c$  e, depois, vai-se aumentando, gradativamente, o valor da altura do nível de água ( $y$ ) e calcula-se a distância ( $\Delta L$ ). Procede-se a estes cálculos até que o valor de “ $y$ ” seja igual a 90% da profundidade normal que, no nosso caso, é:  $y = 0,9 \cdot 2,43 = 2,19 \text{ m}$ . Na Tabela 7.1 são apresentados os resultados e, na Figura 7.10 é mostrada a representação da curva de remanso M<sub>2</sub>.

**TABELA 7.1 Resultados dos cálculos para a curva de remanso M<sub>2</sub>**

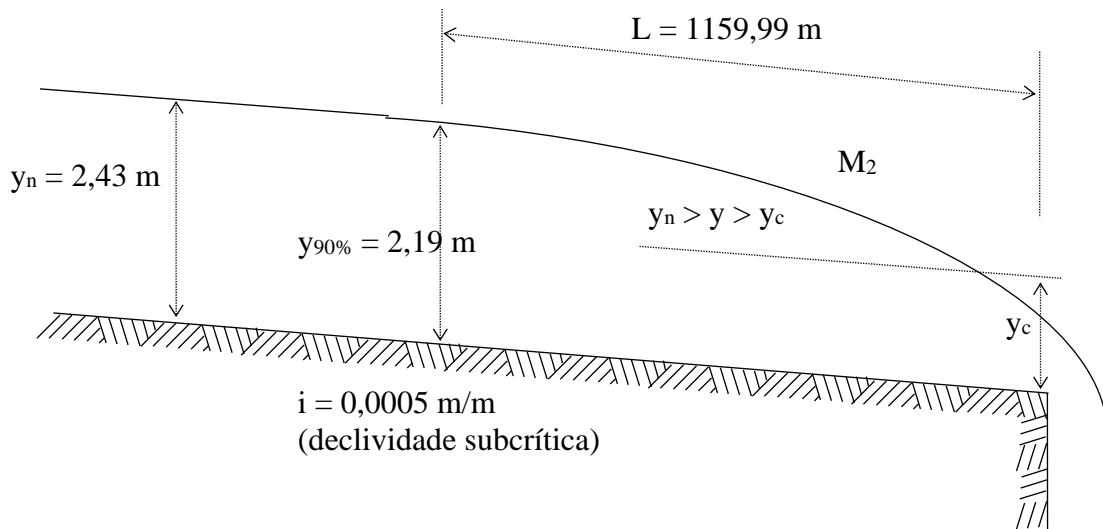
Y	A	P	R	V	E	J	$\Delta E$	J médio	$\Delta L$	L
1,11	6,66	8,22	0,81	3,30	1,67	0,0047				
1,15	6,90	8,30	0,83	3,19	1,67	0,0042	0,0020	0,0044	-0,50	-0,50
1,20	7,20	8,40	0,86	3,06	1,68	0,0037	0,0077	0,0040	-2,23	-2,73
1,25	7,50	8,50	0,88	2,93	1,69	0,0033	0,0127	0,0035	-4,22	-6,96
1,30	7,80	8,60	0,91	2,82	1,71	0,0029	0,0169	0,0031	-6,47	-13,42
1,40	8,40	8,80	0,95	2,62	1,75	0,0024	0,0441	0,0027	-20,53	-33,95
1,50	9,00	9,00	1,00	2,44	1,80	0,0019	0,0549	0,0022	-33,29	-67,24
1,60	9,60	9,20	1,04	2,29	1,87	0,0016	0,0631	0,0018	-49,63	-116,87
1,75	10,50	9,50	1,11	2,10	1,97	0,0012	0,1061	0,0014	-114,53	-231,41
1,95	11,70	9,90	1,18	1,88	2,13	0,0009	0,1565	0,0011	-269,40	-500,81
2,19	13,14	10,38	1,27	1,67	2,33	0,0007	0,2027	0,0008	-698,78	-1199,59

OBS: os valores negativos de  $\Delta L$  e de L indicam que os cálculos foram em sentido contrário ao do escoamento.

Cada coluna foi calculada com as seguintes expressões:

$$A = 6 \cdot y ; \quad P = 6 + 2 \cdot y ; \quad R = \frac{A}{P} ; \quad V = \frac{Q}{A} ; \quad E = y + \frac{v^2}{2 \cdot g} ; \quad J = \left[ \frac{Q \cdot n}{A \cdot R^{\frac{2}{3}}} \right]^2 ;$$

$$\Delta E = E_2 - E_1 ; \quad \ddot{J} = \frac{J_1 + J_2}{2} ; \quad \Delta L = \frac{\Delta E}{i - \ddot{J}}$$



**Figura 7.10** Curva de remanso  $M_2$

3) Sob a comporta, instalada em um canal retangular, escoam-se  $5 \text{ m}^3/\text{s}$  de água. O canal possui largura de  $3 \text{ m}$ , declividade de  $0,001 \text{ m/m}$  e revestimento de concreto ( $n = 0,015$ ). A profundidade da água, na veia contraída, após e comporta é de  $0,20 \text{ m}$ . Sabe-se que haverá a ocorrência de um ressalto no ponto em que a profundidade for de  $35 \text{ cm}$ . Traçar o perfil da linha d'água até este ponto.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \rightarrow 5 = \frac{1}{0,015} \cdot \frac{(3 \cdot y)^{\frac{5}{3}}}{(3 + 2 \cdot y)^{\frac{2}{3}}} \cdot 0,001^{\frac{1}{2}} \rightarrow y = 1,08 \text{ m}$$

$$v = \frac{Q}{A} \rightarrow v = \frac{5}{3 \cdot 1,08} \rightarrow v = 1,54 \text{ m/s}$$

$$Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot y_1}} \rightarrow Fr_1 = \frac{1,54}{\sqrt{9,81 \cdot 1,08}} \rightarrow Fr_1 = 0,47 \text{ (subcrítico)}$$

Sendo o movimento uniforme em regime subcrítico, a classe de curva de remanso é "M".

Para a ocorrência de ressalto, há a necessidade de ocorrência de regime supercrítico, ou seja, a profundidade inicial do ressalto ( $y = 0,35 \text{ m}$ ) deve ser menor que a profundidade crítica. O valor da profundidade crítica é dado por:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \rightarrow q = \frac{Q}{b} \rightarrow q = \frac{5}{3} \rightarrow q = 1,67 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$$

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{1,67^2}{9,81}} \rightarrow y_c = 0,66 \text{ m}$$

A curva de remanso será “M<sub>3</sub>”, uma vez que ocorrerá com profundidades abaixo da profundidade crítica, ou seja, início em y = 0,20 e término no início do ressalto.

Para o cálculo das distâncias (curva M<sub>3</sub>), foram utilizadas as relações:

$$A = 3.y ; \quad P = 3 + 2.y ; \quad R = \frac{A}{P} ; \quad V = \frac{Q}{A} ; \quad E = y + \frac{v^2}{2.g} ; \quad J = \left[ \frac{Q.n}{A.R^{\frac{2}{3}}} \right]^2 ;$$

$$\Delta E = E_2 - E_1 ; \quad \ddot{J} = \frac{J_1 + J_2}{2} ; \quad \Delta L = \frac{\Delta E}{i - \ddot{J}}$$

Y	A	P	R	V	E	J	ΔE	J médio	ΔL	L
0,2	0,6	3,4	0,176	8,333	3,739	0,158				
0,23	0,69	3,46	0,199	7,246	2,906	0,101	-0,833	0,12963	6,48	6,48
0,26	0,78	3,52	0,222	6,410	2,354	0,069	-0,552	0,08518	6,56	13,03
0,29	0,87	3,58	0,243	5,747	1,973	0,049	-0,381	0,05898	6,57	19,60
0,32	0,96	3,64	0,264	5,208	1,703	0,036	-0,271	0,04255	6,52	26,12
0,35	1,05	3,7	0,284	4,762	1,506	0,027	-0,197	0,03172	6,41	32,53

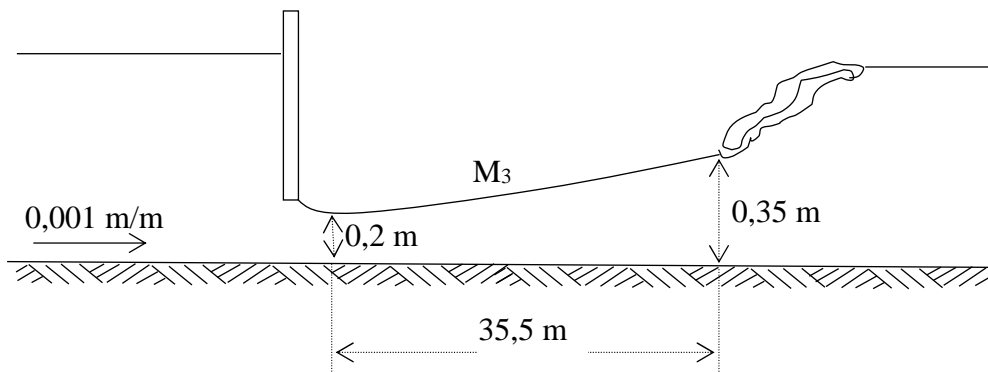


FIGURA 7.11 Curva de remanso M<sub>3</sub>

**7.7 EXERCÍCIOS PROPOSTOS**

1) Em um canal retangular ( $i = 0,002$  m/m;  $b = 1,85$  m e  $n = 0,012$ ) escoam  $4,5$  m<sup>3</sup>/s de água. Sabendo-se que o canal termina em queda brusca, determine o perfil da linha d'água a partir da queda livre.

2) Um canal retangular largo conduz  $1,5$  m<sup>3</sup>/s por unidade de largura, a declividade é  $0,0009$  m m<sup>-1</sup> e o coeficiente de Manning  $0,015$ . Sabendo-se que, em um determinado ponto, a profundidade da água é  $0,75$  m, a que distância, a jusante, a profundidade será de  $0,73$  m?

3) Um canal trapezoidal com  $5$  m de largura no fundo e  $z = 1$  tem uma vazão de  $35$  m<sup>3</sup>/s. A declividade é  $0,004$  e o canal é revestido com concreto liso ( $n = 0,013$ ). Calcular a distância que separa duas seções, onde as profundidades são  $1,69$  m e  $1,65$  m. R:  $\Delta L = 3,84$  m.

4) Num rio, com declividade média de  $0,6$  m/km, rugosidade  $n = 0,027$  e cuja seção transversal é assemelhada a um retângulo com  $60$  m de largura e  $1,8$  m de profundidade, vai ser construída uma barragem, cuja crista, na parte que funciona como vertedor, está a  $3,7$  m acima do fundo. Determinar a influência da barragem sobre a profundidade da água a montante (utilize um coeficiente de descarga para o vertedor de  $0,46$  e comprimento de  $46$  m).

5) Um canal trapezoidal ( $b = 6$  m,  $z = 1,5$  e,  $i = 0,001$  m/m) conduz uma vazão de  $27$  m<sup>3</sup>/s. O canal termina em uma queda livre. Calcular e traçar o perfil do canal a montante da queda livre, até que a velocidade seja igual ou superior à que ocorre, sob condições uniformes, em, pelo menos,  $10\%$ . Considere  $n = 0,025$ .

6) Em um canal retangular tendo  $6$  m de base,  $n = 0,025$ , declividade do fundo  $i = 0,00147$  m/m, a água escoam com  $1,50$  m de profundidade. Instalando-se, na seção A, um vertedor com  $0,68$  m de altura, estimar a altura d'água na seção B, situada a  $300$  m a montante de A. Equação do vertedor  $Q = 2,14.L.H^{1,5}$ . R:  $y_B \approx 1,68$  m.

## 8 MOVIMENTO BRUSCAMENTE VARIADO

Neste tipo de movimento, as linhas de corrente apresentam curvaturas acentuadas e a distribuição das pressões não é hidrostática. Esse tipo de escoamento ocorre em trechos de pequena extensão, podendo, por isso, desprezar, na maioria dos casos, o atrito da água com as paredes de contorno. Não se aplicam as equações estabelecidas para o movimento uniforme, ou seja,

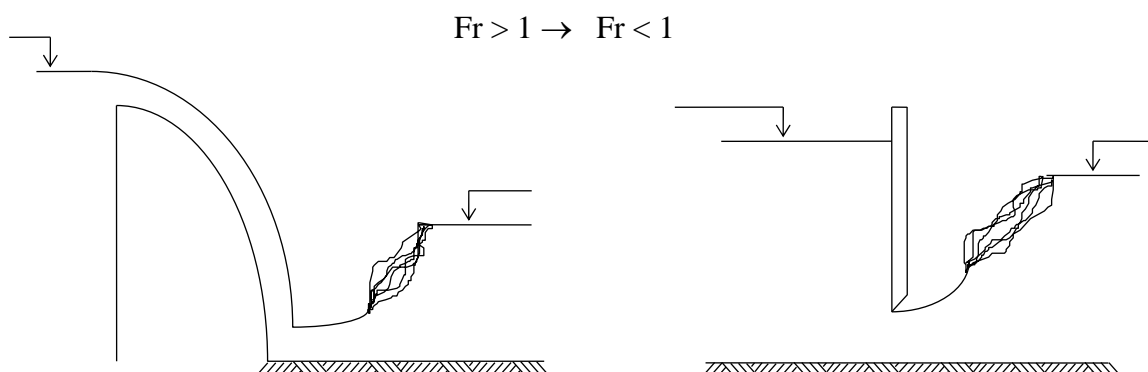
$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$

Embora o movimento bruscamente variado ocorra em várias situações, como, por exemplo, escoamento sobre vertedores e barragens de gravidade (MBVA), o ressalto hidráulico (MBVR) é a ocorrência mais importante.

### 8.1 RESSALTO HIDRÁULICO

É uma elevação brusca da superfície líquida. Corresponde à mudança de regime de uma profundidade menor que a crítica (regime supercrítico) para outra maior que esta, ou seja, regime subcrítico. É um interessante fenômeno que se observa no sopé das barragens, a jusante de comportas e nas vizinhanças de obstáculos submersos. É interessante observar que esse fenômeno ocorre somente em condutos livres (quer sejam abertos ou fechados) e nunca em condutos forçados (cujo fenômeno característico é o golpe de aríete.).

No ressalto hidráulico, o número de Froude passa obrigatoriamente por:



**FIGURA 8.1** Representação esquemática da ocorrência do ressalto hidráulico.

## 8.2 IMPORTÂNCIA DO RESSALTO

- Funciona como dissipador de energia. A energia cinética é responsável pela erosão a jusante das barragens e das adufas.

- Pode ser usado como dispositivo de mistura rápida nas estações de tratamento de água ou esgoto, devido à grande turbulência formada na passagem de um regime para outro.

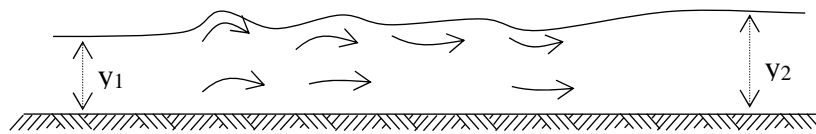
- Funciona como dispositivo de aeração; a grande turbulência introduz ar no escoamento. Isto tem importância no tratamento do esgoto, em que as bactérias responsáveis pela transformação da matéria orgânica em compostos estáveis ( $\text{CO}_2$ ,  $\text{NO}_3$ ,  $\text{SO}_4$ ) e sem inconvenientes, necessitam de oxigênio. Na ausência do oxigênio, ocorrerá a decomposição anaeróbica (putrefação).

## 8.3 CLASSIFICAÇÃO DO RESSALTO

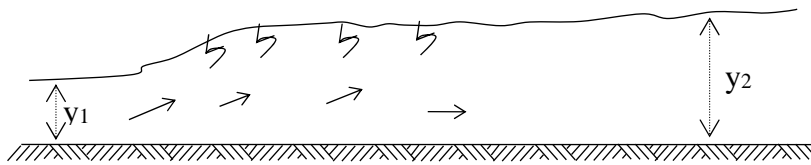
Existem, essencialmente, cinco formas de ressalto. A classificação é feita de acordo com o número de Froude, relativo ao regime supercrítico de montante (figura 8.2):

Os intervalos do número de Froude, utilizados na classificação, não constituem limites rígidos e, por isso, conforme as condições locais, podem ser excedidos. A classificação do tipo de ressalto varia de autor para autor. Existem, pois, autores que classificam os ressaltos em dois tipos: um com salto elevado, com grande turbilhonamento que faz certa porção do líquido rolar contra a corrente; outro, com superfície agitada, porém, sem remoinho e sem retorno do líquido.

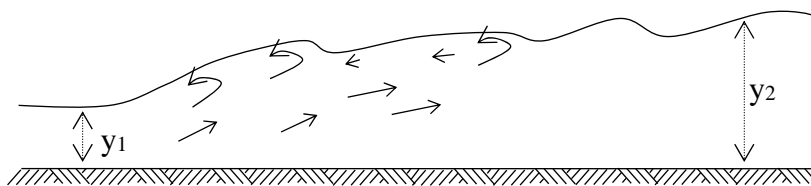




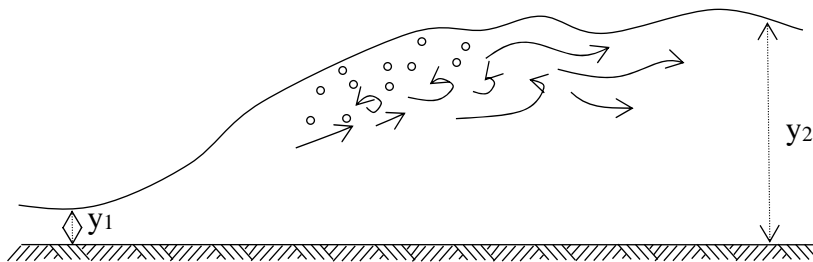
Falso ressalto (onduloso) → Fr = 1,2



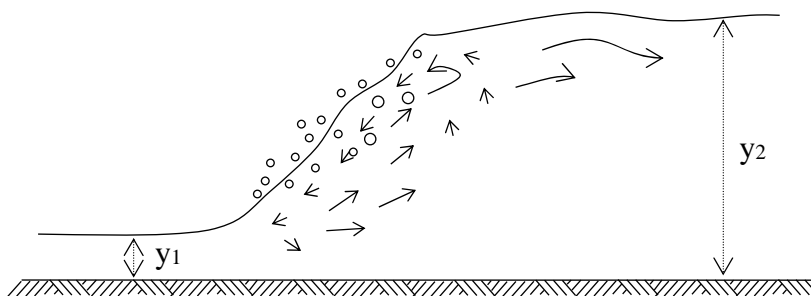
Pré-ressalto → Fr = 1,7 a 2,5



Ressalto oscilante (fraco) → Fr = 2,5 a 4,5



Ressalto verdadeiro (estacionário) → Fr = 4,5 a 10

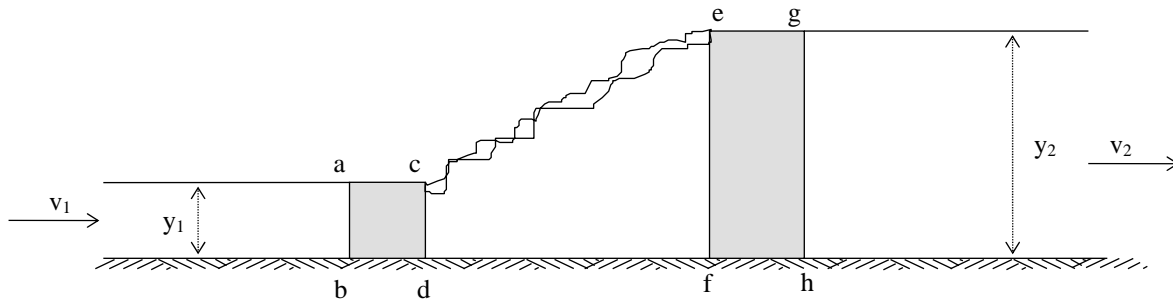


Grande turbulência (forte) → Fr &gt; 10

**FIGURA 8.2 Classificação do ressalto hidráulico**

### 8.4 ALTURAS CONJUGADAS DO RESSALTO ( $Y_1$ E $Y_2$ )

Considere o canal retangular, da Figura 8.3, horizontal ( $i = 0$ ) ou de pequena declividade ( $\theta < 0$ ):



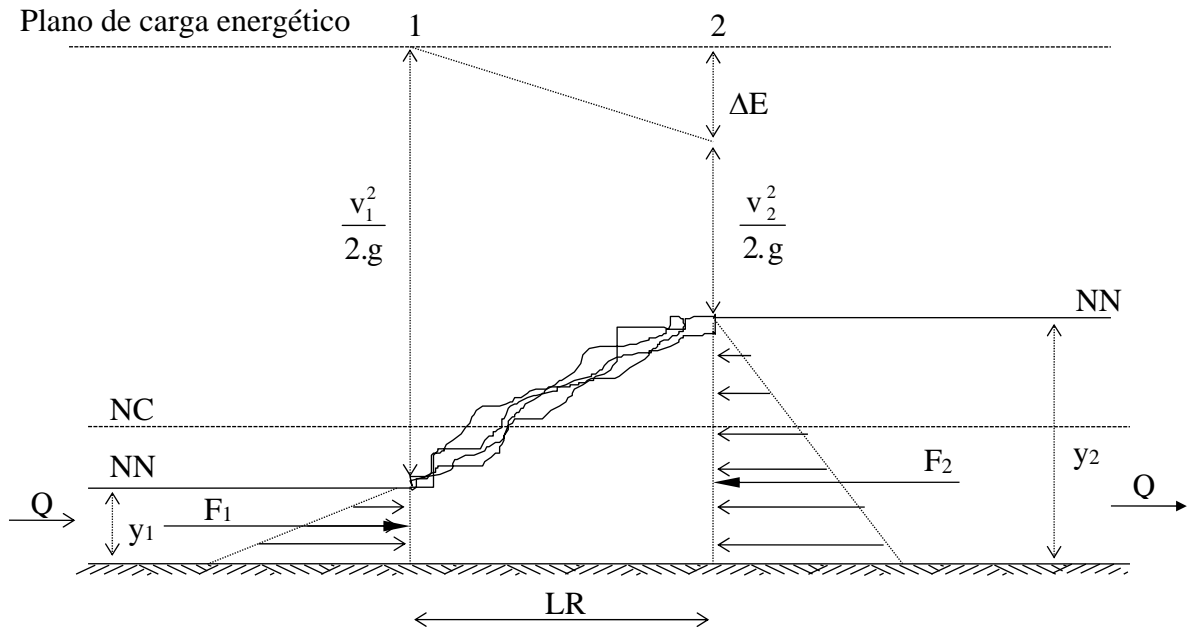
**FIGURA 8.3** Alturas conjugadas do ressalto hidráulico.

Em um intervalo  $\Delta t \rightarrow$  a massa de água passará de abef para cdhg  $\rightarrow$  aumento da seção molhada  $\rightarrow$  diminuição da velocidade ( $v_1 \rightarrow v_2$ ). Houve diminuição da quantidade de movimento da massa líquida em questão.

$\Delta E \rightarrow$  perda de energia cinética provocada pelo ressalto

- Hipóteses feitas (Figura 8.4)

- escoamento permanente;
- linhas de corrente paralelas (seções 1 e 2);
- ausência de atrito entre a água e as paredes do canal (o comprimento do ressalto é pequeno);
- componente do peso no sentido do escoamento é nulo ( $\theta = 0^\circ$ ) ou desprezível.



**FIGURA 8.4** Forças agindo no ressalto hidráulico

O impulso das forças deve se igualar à variação da quantidade de movimento:

$$F_2 - F_1 = \frac{Q \cdot \gamma}{g} \cdot (v_1 - v_2)$$

$$F = P \cdot A \quad \rightarrow \quad Q = q \cdot b \quad \rightarrow \quad A = b \cdot y$$

Por unidade de largura:

$$P_2 \cdot y_2 - P_1 \cdot y_1 = \frac{q \cdot \gamma}{g} \cdot (v_1 - v_2) \quad \rightarrow \quad \text{sabendo que } P = \frac{\gamma \cdot y}{2} \text{ tem-se}$$

$$\frac{\gamma \cdot y_2^2}{2} - \frac{\gamma \cdot y_1^2}{2} = \frac{q \cdot \gamma}{g} \cdot (v_1 - v_2) \quad \rightarrow \quad \text{fazendo } v = \frac{q}{y}$$

$$y_2^2 - y_1^2 = \frac{2 \cdot q}{g} \cdot \left( \frac{q}{y_1} - \frac{q}{y_2} \right) \quad \rightarrow \quad y_2^2 - y_1^2 = \frac{2 \cdot q^2}{g} \cdot \left( \frac{y_2 - y_1}{y_1 \cdot y_2} \right) \rightarrow$$

$$(y_1 + y_2) \cdot (y_2 - y_1) = \frac{2 \cdot q^2}{g} \cdot \left( \frac{y_2 - y_1}{y_2 \cdot y_1} \right) \rightarrow \text{simplificando} \rightarrow$$

$$y_2^2 \cdot y_1 + y_1^2 \cdot y_2 - \frac{2 \cdot q^2}{g} = 0 \rightarrow \text{resolvendo em relação } y_2 \rightarrow$$

$$y_2 = \frac{-y_1^2 + \sqrt{y_1^4 + \frac{8 \cdot y_1 \cdot q^2}{g}}}{2 \cdot y_1} \rightarrow \text{fazendo } q^2 = y_1^2 \cdot v_1^2 \text{ e multiplicando-se e dividindo-se}$$

um membro do denominador por  $\frac{y_1}{y_1}$ , tem-se  $\rightarrow$

$$y_2 = \frac{-y_1^2 + \sqrt{y_1^4 + \frac{8 \cdot y_1 \cdot v_1^2 \cdot y_1^2}{g} \cdot \frac{y_1}{y_1}}}{2 \cdot y_1}$$

$$y_2 = \frac{-y_1^2 + \sqrt{y_1^4 \cdot \left( 1 + 8 \cdot \frac{v_1^2}{g \cdot y_1} \right)}}{2 \cdot y_1} \rightarrow$$

$$\text{substituindo } \frac{v_1^2}{g \cdot y_1} = Fr_1 \rightarrow y_2 = \frac{-y_1^2 + y_1^2 \sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2}}{2 \cdot y_1} \rightarrow$$

$$\boxed{y_2 = \frac{y_1}{2} \cdot \left[ \sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} - 1 \right]}$$

Da mesma forma, resolvendo-se com relação a  $y_1$ , chega-se a

$$\boxed{y_1 = \frac{y_2}{2} \cdot \left[ \sqrt{1 + 8 \cdot Fr_2^2} - 1 \right]}$$

OBS: Estas fórmulas, para cálculos de  $y_1$  e  $y_2$ , levam a uma precisão de 1%.

( $y_1$  e  $y_2$  são as profundidades conjugadas)

- Altura e comprimento do ressalto ( $Y_r$ ):

$$- \boxed{Y_r = y_2 - y_1}$$

- Comprimento  $\rightarrow$  difícil de ser medido, em virtude das incertezas que cercam a exata fixação de suas seções (inicial e final). Vários pesquisadores estabeleceram fórmulas, entre elas:

- Saframes  $\rightarrow L_r = 5,2 \cdot y_2$

- Smetana  $\rightarrow L_r = 6,02 \cdot y_r$

- Douma  $\rightarrow L_r = 3 \cdot y_2$

- USBR  $\rightarrow L_r = 6,9 \cdot y_r$

### 8.5 RESSALTO HIDRÁULICO EM UMA SEÇÃO GEOMÉTRICA QUALQUER

Utilizando-se das mesmas hipóteses feitas para canais retangulares e aplicando-se ao volume de controle considerado entre as seções 1 e 2, a equação da quantidade de movimento e a equação da continuidade, têm-se as seguintes expressões gerais para as profundidades conjugadas ( $y_1$  e  $y_2$ ):

- Cálculo de  $y_1 \rightarrow y_2$  conhecido

$$\boxed{k_1 \cdot \frac{A_1}{A_2} \cdot \frac{y_1}{y_2} - k_2 = Fr_2^2 \cdot \left(1 - \frac{A_2}{A_1}\right)}$$

- Cálculo de  $y_2 \rightarrow y_1$  conhecido

$$\boxed{k_2 \cdot \frac{A_2}{A_1} \cdot \frac{y_2}{y_1} - k_1 = Fr_1^2 \cdot \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)}$$

em que,

$$k_1 \text{ e } k_2 \text{ (fator de forma)} \rightarrow k_1 = \frac{\bar{y}_1}{y_1}, \quad k_2 = \frac{\bar{y}_2}{y_2}.$$

$A_1$  e  $A_2 \rightarrow$  áreas molhadas pelas seções 1 e 2.

$\bar{y}_1$  e  $\bar{y}_2 \rightarrow$  profundidades relativas ao centro de gravidade das figuras que dão forma ao canal.

## 8.6 LOCALIZAÇÃO DO RESSALTO HIDRÁULICO

A ocorrência do ressalto hidráulico se dá em um dos quatro casos seguintes:

1 - passagem de um regime gradualmente variado a montante do ressalto para um regime uniforme a jusante do ressalto;

2 - passagem de um regime uniforme a montante do ressalto para um regime gradualmente variado a jusante do ressalto;

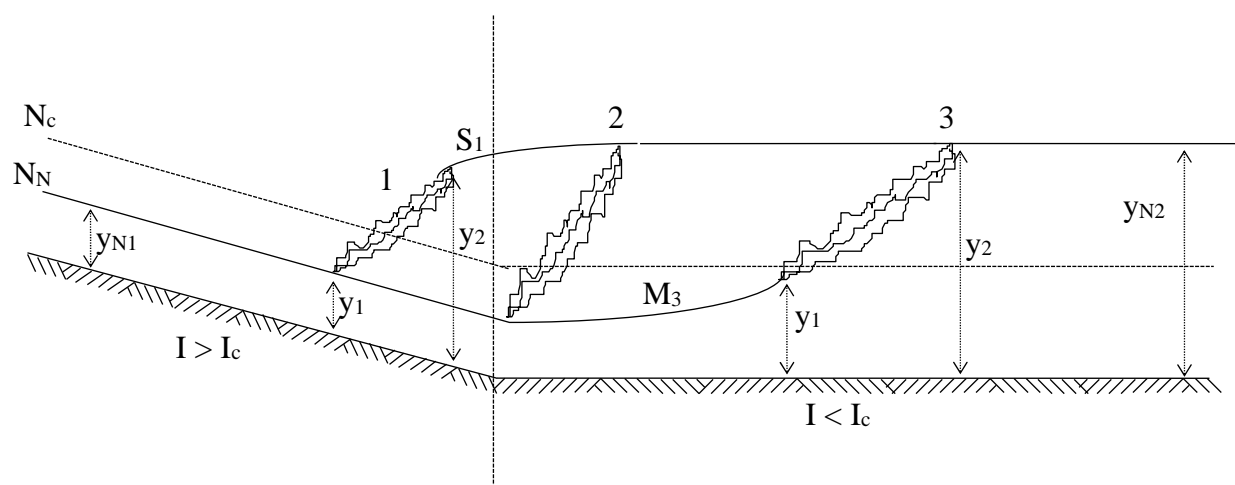
3 - excepcionalmente, de um regime uniforme a montante do ressalto para um regime também uniforme a jusante do ressalto. (mudança de declividade);

4 - de um regime gradualmente variado a montante do ressalto para um regime gradualmente variado a jusante do ressalto.

OBS: A ocorrência mais comum dos ressaltos hidráulicos verifica-se na passagem de um declive forte para um declive fraco, passagem da água sob adufa, passagem da água sobre uma barragem de gravidade, etc.

No presente curso, só serão abordados os três primeiros casos. Para o caso 4, consultar “Hidráulica Geral” de Carlito Flávio Pimenta.

Para o estudo da localização do ressalto, considere a figura a seguir:



**FIGURA 8.5** Localização do ressalto hidráulico

Os trechos do canal são suficientemente longos para que se estabeleça o regime uniforme (a montante e a jusante).

O ressalto poderá localizar-se em uma das três posições esquematizadas na figura anterior. Para se determinar a posição de ocorrência, deve-se proceder aos passos seguintes:

a) Supor o ressalto localizado no primeiro trecho (ressalto 1) e, aí,  $y_1 = y_{N1}$ .

b) Sendo o canal retangular, calcular a profundidade conjugada  $y_2$ , ou seja:

$$\boxed{y_2 = \frac{y_1}{2} \cdot \left[ \sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} - 1 \right]} \rightarrow y_2 \text{ será maior que } y_c.$$

(canais não retangulares  $\rightarrow$  fórmulas serão vistas adiante)

c) Compare  $y_2$  com  $y_{N2}$ :

$y_2 < y_{N2} \rightarrow$  o ressalto localiza-se no trecho 1, ressalto 1, e as profundidades conjugadas estão corretas.

$y_2 = y_{N2} \rightarrow$  o ressalto localiza-se na junção dos perfis (forte e fraco)  $\rightarrow$  ressalto 2  $\rightarrow$  e as profundidades conjugadas estão corretas.

$y_2 > y_{N2} \rightarrow$  o ressalto se localiza no trecho 2 (ressalto 3). Neste caso, fazer  $y_{N2} = y_2$  e calcular  $y_1$  pela fórmula (canal retangular):

$$\boxed{y_1 = \frac{y_2}{2} \cdot \left[ \sqrt{1 + 8 \cdot Fr_2^2} - 1 \right]} \rightarrow y_1 \text{ será maior que } y_{N1}.$$

Conhecido o trecho, as curvas  $S_1$  ou  $M_3$  deverão ser calculadas e traçadas para se conhecer a posição correta do ressalto.

## 8.7 DISSIPACÃO DA ENERGIA HIDRÁULICA

O ressalto hidráulico constitui excelente meio para dissipar a energia hidráulica de fluxos em regime supercrítico. Dessa maneira, é possível evitar a erosão a jusante de vertedores e comportas porque o ressalto que se forma reduz a velocidade da água a valores que a torna

incapaz de erodir o leito do canal. O ressalto usado com a finalidade de dissipação de energia fica, geralmente, contido em trecho do canal denominado “bacia dissipadora”. Devido à grande importância das estruturas de dissipação de energia, estas serão estudadas em capítulo à parte.

A perda de energia provocada pelo ressalto é dada por:

$$\Delta E = E_1 - E_2 \quad \rightarrow \quad \Delta E = \left( y_1 + \frac{v_1^2}{2.g} \right) + \left( y_2 + \frac{v_2^2}{2.g} \right) \quad \rightarrow \quad \text{mas, } v = \frac{q}{y}, \text{ substituindo } \rightarrow$$

$$\Delta E = (y_1 - y_2) + \frac{q^2}{2.g} \left( \frac{1}{y_1^2} - \frac{1}{y_2^2} \right) \rightarrow \boxed{\Delta E = (y_1 - y_2) + \frac{q^2}{2.g} \left( \frac{y_2^2 - y_1^2}{y_1^2 \cdot y_2^2} \right)} \quad [1]$$

Sabendo que  $y_2^2 - y_1^2 = \frac{2.q^2}{g} \cdot \left( \frac{y_2 - y_1}{y_1 \cdot y_2} \right) \rightarrow$  (vide dedução de profundidades conjugadas) [2]

tem-se, eliminando  $\frac{q^2}{g}$  entre as equações 1 e 2:

$$\Delta E = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4.y_1 \cdot y_2} \quad \rightarrow \quad \text{adimensionalizando } \rightarrow \boxed{\frac{\Delta E}{y_1} = \frac{\left( \frac{y_2 - y_1}{y_1} \right)^3}{4 \cdot \frac{y_2}{y_1}}}$$

Da expressão  $y_2^2 - y_1^2 = \frac{2.q^2}{g} \cdot \left( \frac{y_2 - y_1}{y_1 \cdot y_2} \right) \rightarrow$  tem-se que:

$$\frac{(y_2 + y_1) \cdot (y_1 \cdot y_2)}{2} = \frac{q^2}{g} \quad \rightarrow \quad \text{e sabendo que } \frac{q^2}{g} = y_c^3 \quad \rightarrow \quad \text{então,}$$

$$y_c^3 = \frac{1}{2} \cdot y_1 \cdot y_2 \cdot (y_1 + y_2) \quad \rightarrow \quad \frac{2}{y_1 \cdot y_2 \cdot (y_1 + y_2)} = \frac{1}{y_c^3} \quad \rightarrow \quad \text{multiplicando por } y_1^3 \quad \rightarrow$$

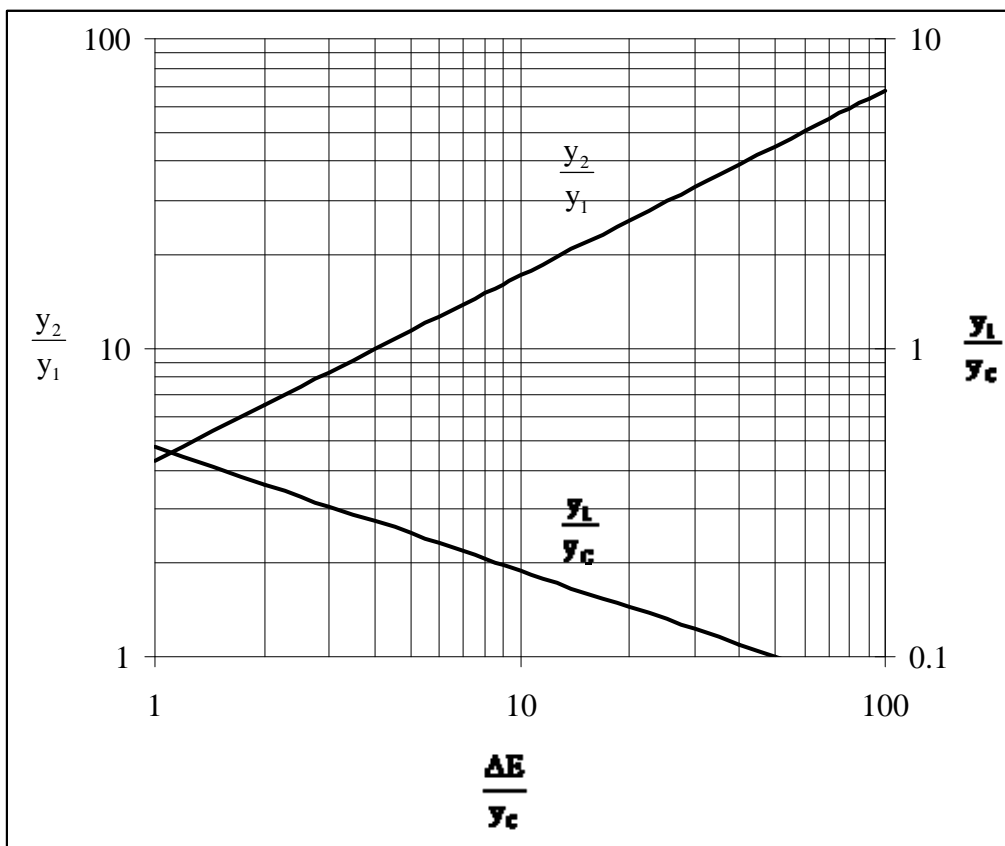
$$\left( \frac{y_1}{y_c} \right)^3 = \frac{2 \cdot y_1^3}{y_1 \cdot y_2 \cdot (y_1 + y_2)} \quad \rightarrow \quad \boxed{\frac{y_1}{y_c} = \left( \frac{2}{\frac{y_2}{y_1} \cdot \left( \frac{y_2}{y_1} + 1 \right)} \right)^{\frac{1}{3}}} \quad \rightarrow \quad \text{expressão que relaciona a menor}$$

altura do ressalto com a profundidade crítica (utilizada no estudo das bacias dissipadoras).



Fazendo  $\frac{\Delta E}{y_c} = \frac{\Delta E}{y_1} \cdot \frac{y_1}{y_c}$  tem-se:  $\frac{\Delta E}{y_c} = \frac{\left(\frac{y_2}{y_1} - 1\right)^3}{4 \cdot \left(\frac{y_2}{y_1}\right)} \cdot \left[ \frac{2}{\frac{y_2}{y_1} \cdot \left(\frac{y_2}{y_1} + 1\right)} \right]^{\frac{1}{3}}$  → esta equação

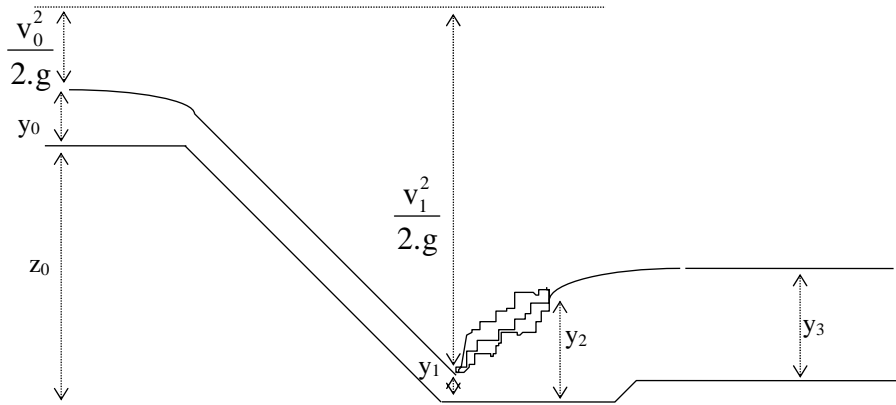
pode ser posta em forma gráfica, assumindo-se valores de  $\frac{y_2}{y_1}$  e calculando-se os correspondentes valores de  $\frac{\Delta E}{y_c}$  (Figura 8.6)



**FIGURA 8.6** Perda de energia no ressalto

Obs: A cota do fundo da bacia pode ser calculada por:

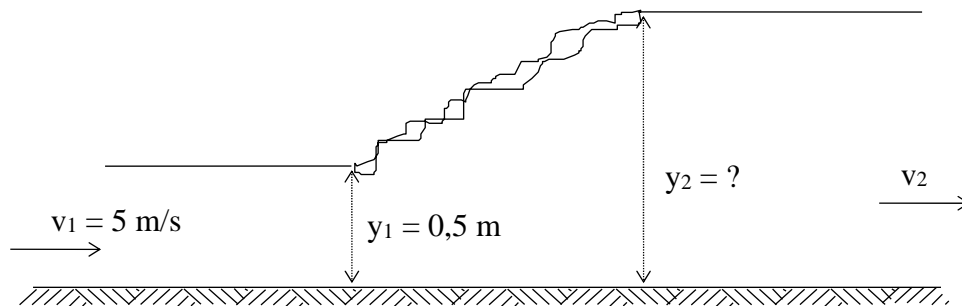
$$z_1 = \left( z_0 + y_0 + \frac{v_0^2}{2.g} \right) - \left( y_1 + \frac{v_1^2}{2.g} \right) \text{ e verificado por } z_1 = \left( z_3 + y_3 + \frac{v_3^2}{2.g} \right) - \left( y_2 + \frac{v_2^2}{2.g} \right)$$



**FIGURA 8.7** Determinação da cota do fundo da bacia

### 8.8 EXERCÍCIOS RESOLVIDOS

1) Em um canal retangular de 3 m de largura a profundidade de escoamento é de 0,5 m e a velocidade de 5 m/s. Determinar a profundidade de jusante necessária para a formação de um ressalto, a perda de carga e a potência dissipada.



O escoamento de montante é:

$$Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot y_1}} = \frac{5 \text{ m/s}}{\sqrt{9,81 \cdot 0,5}} = 2,26 \text{ (supercrítico)}$$

A profundidade de jusante para a formação do ressalto é dada por

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \cdot \left[ \sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} - 1 \right] \quad \text{substituindo-se tem-se} \quad y_2 = \frac{0,5}{2} \cdot \left[ \sqrt{1 + 8 \cdot 2,26^2} - 1 \right] = 1,37 \text{ m}$$

A perda de carga no ressalto pode ser obtida por

$$\Delta E = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4 \cdot y_1 \cdot y_2} \text{ ou seja, } \Delta E = \frac{(1,37 - 0,5)^3}{4 \cdot 0,5 \cdot 1,37} = 0,236 \text{ kgf.m/kgf}$$

A potência dissipada é dada por  $Pot = \gamma \cdot Q \cdot \Delta E$

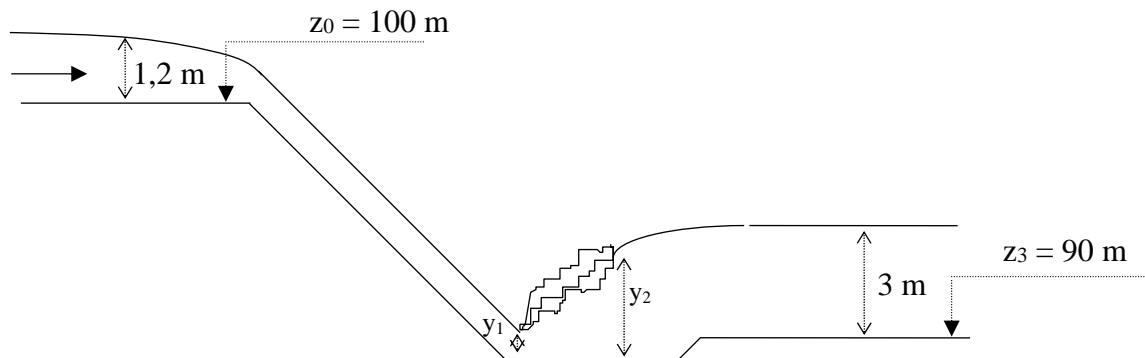
A vazão  $Q$  é dada por:  $Q = b \cdot y \cdot v = 5 \cdot 5 \cdot 0,5 = 12,5 \text{ m}^3/\text{s}$

Substituindo-se tem-se

$$Pot = \gamma \cdot Q \cdot \Delta E = 1000 \text{ kgf/m}^3 \cdot 12,5 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 0,236 \text{ m} = 2.950 \text{ kgf.m/s}$$

ou, dividindo por 75 chega-se a 39,33 cv.

2) Determinar a cota da bacia de dissipação, de fundo horizontal, para uma vazão de  $18 \text{ m}^3/\text{s}$  que deve ser escoada em um canal extravasor retangular de 6 m de largura e profundidade de 1,2 m, cujo piso situa-se na cota 100 m. No canal de fuga, com cota 90 m, a velocidade máxima de escoamento deve ser de  $1 \text{ m s}^{-1}$  com profundidade de 3 m.



Velocidade de escoamento no canal extravasor:

$$V = \frac{Q}{A} \quad V = \frac{18 \text{ m}^3/\text{s}}{6 \text{ m} \cdot 1,2 \text{ m}} = 2,5 \text{ m/s}$$

Vazão unitária

$$q = \frac{Q}{b} \quad q = \frac{18}{6} = 3 \text{ m}^3/\text{s.m}$$

Cálculo da profundidade crítica

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad y_c = \sqrt[3]{\frac{3^2}{9,81}} = 0,97 \text{ m}$$

Perda de carga entre as seções “0” e “3”:

$$\Delta E = \left( z_0 + y_0 + \frac{v_0^2}{2.g} \right) - \left( z_3 + y_3 + \frac{v_3^2}{2.g} \right)$$

$$\Delta E = \left( 100 + 1,2 + \frac{2,5^2}{2.g} \right) - \left( 90 + 3 + \frac{1^2}{2.g} \right) = 8,47 \text{ m}$$

Calculando-se  $\frac{\Delta E}{y_c}$ , tem-se  $\frac{8,47}{0,97} = 8,73$ . Pelo gráfico (Figura 8.6), obtêm-se as relações:

$$\frac{y_1}{y_c} = 0,21 \quad \frac{y_2}{y_1} = 14,5. \text{ Daí, chega-se a } y_1 = 0,2 \text{ m e } y_2 = 2,9 \text{ m e}$$

$$v_1 = \frac{q}{y_1}. \quad \text{Substituindo-se, tem-se} \quad v_1 = \frac{3}{0,2} = 15 \text{ m/s}$$

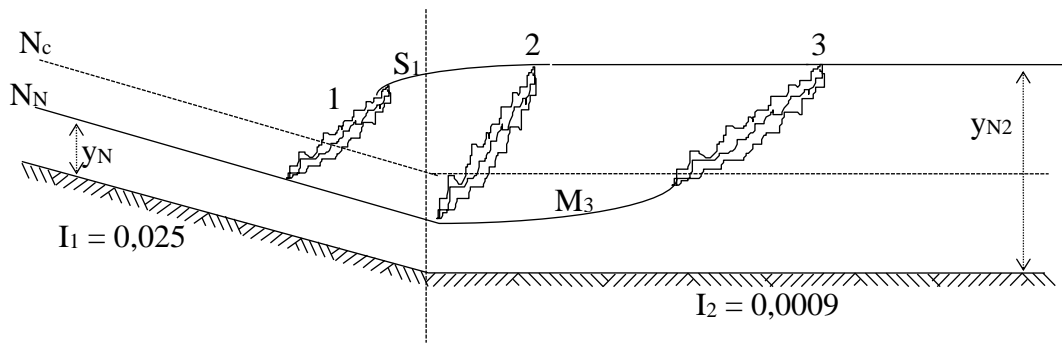
$$v_2 = \frac{q}{y_2} \quad \text{Substituindo-se, tem-se} \quad v_2 = \frac{3}{2,9} = 1,03 \text{ m/s}$$

Cálculo da cota do fundo da bacia

$$z_0 + y_0 + \frac{v_0^2}{2.g} = z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2.g}$$

$$100 + 1,2 + \frac{2,5^2}{2.g} = z_1 + 0,2 + \frac{15^2}{2.g} \quad \text{chega-se a } z_1 = 89,85 \text{ m.}$$

3) Um canal possui dois trechos com declividades diferentes, sendo em cada um deles a extensão suficientemente longa para a ocorrência do movimento uniforme. Determinar o trecho no qual poderá ocorrer o ressalto, sendo dados: vazão = 3 m<sup>3</sup>/s; canal retangular b = 2,5 m e n = 0,0133.



Cálculo da profundidade normal (movimento uniforme) em cada trecho:

Trecho 1

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad 3 = \frac{1}{0,0133} \cdot (2,5 \cdot y) \cdot \left( \frac{2,5 \cdot y}{2,5 + 2 \cdot y} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot 0,025^{\frac{1}{2}} \quad y_{N1} = 0,275 \text{ m}$$

Trecho 2

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad 3 = \frac{1}{0,0133} \cdot (2,5 \cdot y) \cdot \left( \frac{2,5 \cdot y}{2,5 + 2 \cdot y} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot 0,0009^{\frac{1}{2}} \quad y_{N2} = 0,85 \text{ m}$$

Cálculo da profundidade crítica ( $y_c$ ):

$$q = \frac{Q}{b} \quad q = \frac{3}{2,5} = 1,2 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$$

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad y_c = \sqrt[3]{\frac{1,2^2}{9,81}} \quad y_c = 0,53 \text{ m}$$

O regime no primeiro trecho é supercrítico, pois,  $y_{N1} < y_c$  e no subcrítico no segundo trecho, no qual  $y_{N2} > y_c$ , condição básica para a ocorrência do ressalto hidráulico.

Localização do ressalto:

Assumindo, inicialmente,  $y_1 = y_{N1}$

$$v_1 = \frac{Q}{A_1} \quad v_1 = \frac{3}{2,5 \cdot 0,275} = 4,36 \text{ m/s}$$

$$Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot y_1}} \quad Fr_1 = \frac{4,36}{\sqrt{9,81 \cdot 0,275}} = 2,66 \quad (\text{supercrítico})$$

Cálculo de  $y_2$

$$\boxed{y_2 = \frac{y_1}{2} \cdot \left[ \sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} - 1 \right]} \quad y_2 = \frac{0,275}{2} \cdot \left[ \sqrt{1 + 8 \cdot 2,66^2} - 1 \right] \quad y_2 = 0,91 \text{ m}$$

Comparando  $y_2$  com  $y_{N2}$ :

como  $y_2 > y_{N2}$ , o ressalto vai ocorrer no segundo trecho. Neste caso, faz-se  $y_2 = y_{N2}$  e calcula-se  $y_1$

$$v_2 = \frac{Q}{A_2} \quad v_2 = \frac{3}{2,5 \cdot 0,85} = 1,41 \text{ m/s}$$

$$Fr_2 = \frac{v_2}{\sqrt{g \cdot y_2}} \quad Fr_2 = \frac{1,41}{\sqrt{9,81 \cdot 0,85}} = 0,49 \quad (\text{subcrítico})$$

$$\boxed{y_1 = \frac{y_2}{2} \cdot \left[ \sqrt{1 + 8 \cdot Fr_2^2} - 1 \right]} \quad y_1 = \frac{0,85}{2} \cdot \left[ \sqrt{1 + 8 \cdot 0,49^2} - 1 \right] \quad y_1 = 0,30 \text{ m}$$

O ressalto ocorrerá no segundo trecho, logo após uma curva de remanso  $M_3$ .

## 8.9 EXERCÍCIOS PROPOSTOS

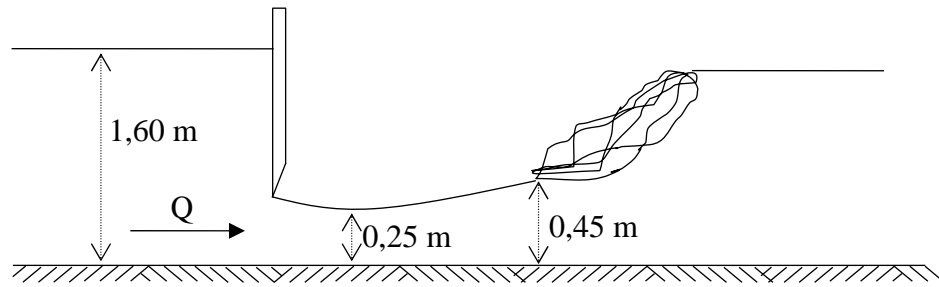
1) Pelo vertedor de uma barragem passam  $9 \text{ m}^3/\text{s}$  de água que entram em um canal retangular horizontal. Ao pé desta estrutura, a profundidade é de  $y_1 = 0,3 \text{ m}$  e a largura é  $b = 6 \text{ m}$ . Pede-se:

- verificar o regime de escoamento à entrada do canal;
- a altura  $y_2$  conjugada do ressalto;
- a perda de energia na corrente líquida provocada pelo ressalto;
- comprimento do ressalto pela fórmula da USBR.

R: a) Regime supercrítico; b)  $y_2 = 1,094 \text{ m}$ ; c)  $\Delta E = 0,388 \text{ kgf.m/kgf}$ ; d)  $L_r = 5,45 \text{ m}$ .

2) Em um canal de seção retangular, com  $2,5 \text{ m}$  de largura e com  $9,25 \text{ m}^3/\text{s}$  de vazão, forma-se um ressalto hidráulico. Conhecendo-se a profundidade de montante ( $0,90 \text{ m}$ ), determinar a altura do ressalto. R:  $y_r = 0,47 \text{ m}$ .

3) Em um canal retangular de  $2 \text{ m}$  de largura, revestido com concreto ( $n = 0,014$ ), foi instalada uma comporta plana, cuja perda de carga equivale a  $15\%$  da energia disponível a sua montante. Determine a inclinação do canal para que a altura conjugada no regime torrencial, do ressalto que se forma a jusante da comporta, seja igual a  $0,45 \text{ m}$ . A altura de água na seção contraída da lâmina é de  $0,25 \text{ m}$ . Considere altura conjugada, no regime fluvial igual à profundidade uniforme. R:  $i = 0,0028 \text{ m/m}$ .



4) Em uma determinada seção de um canal trapezoidal, com 2m de base,  $z = 1$  e profundidade do nível d'água 1,5 m, escoam-se  $4 \text{ m}^3/\text{s}$ . Verificar se uma singularidade instalada a montante da seção irá ou não provocar um ressalto. Justifique a resposta. R: Não. O escoamento a montante da seção é subcrítico.

5) Um canal retangular de 2 m de largura conduz  $8 \text{ m}^3/\text{s}$  em condições supercríticas. Em determinada seção, uma estrutura provoca a elevação do nível d'água para 2,5 m, ocasionando um ressalto hidráulico. Calcule a profundidade inicial do ressalto, a energia dissipada e o comprimento do ressalto pela equação USBR. R:  $y_1 = 0,44 \text{ m}$ ; 2,02 m;  $L_R = 14,2 \text{ m}$ .

## 9 VAZÃO DE PROJETO

O dimensionamento de qualquer obra hidráulica depende da vazão de escoamento, a qual, na maioria das vezes, pode-se apresentar bastante variável, em função das características do local, da área, do projeto e do tempo de recorrência considerado. Nestes casos, o dimensionamento de estruturas de segurança deve ser feito prevendo-se a ocorrência da vazão máxima.

Dentre diversos métodos para a obtenção da vazão máxima, aqueles que relacionam a precipitação máxima com a área de contribuição têm sido mais largamente empregados.

Bacia de contribuição, área de drenagem ou, simplesmente, bacia de um rio, é toda a área ou região onde as águas de chuva descarregam ou são drenadas para uma seção do curso d'água. As águas superficiais, originárias de qualquer ponto da área delimitada pelo divisor de águas (linha que acompanha as maiores altitudes do terreno envolvendo montanhas, serras, etc.), saem da bacia passando pela seção definida pelo ponto mais baixo do divisor, por onde passa, também, forçosamente, o curso d'água principal da bacia.

A área da bacia pode ser obtida por meio de carta topográfica do IBGE ou fotografias aéreas da região a ser estudada ou ainda, por meio de levantamento direto (planimétrico) do perímetro da bacia. A delimitação da área da bacia é feita traçando-se sobre a planta (levantamento plani-altimétrico) a linha que acompanha os divisores de água adjacentes ao curso d'água, desde as suas nascentes até ao ponto escolhido para a construção da barragem e, a seguir, determina-se a área da mesma.

Além da área da bacia de contribuição, é de fundamental importância o estudo de suas características, pois, quanto mais detalhada, maior a margem de segurança apresentada pelo projeto. A sua caracterização é feita pelo conhecimento de elementos físicos e climatológicos: perímetro, relevo (altitude e declividade), forma, rede de drenagem (caracterização dos regimes dos cursos de água existentes), solo, umidade do solo, cobertura vegetal, formação geológica, evapotranspiração, precipitação, características térmicas, localização, etc.

O estudo hidrológico da bacia de contribuição permitirá, além de prever a vazão máxima de escoamento (utilizada no dimensionamento do extravasor), fazer uma estimativa da produção hídrica da área (dimensionamento do reservatório de acumulação), dados de suma importância no projeto e construção de barragens. A produção hídrica da bacia e a demanda permitirão a realização do balanço hídrico e, conseqüentemente, a determinação do volume mínimo do reservatório. Já o conhecimento da vazão máxima do curso d'água



permitirá o dimensionamento das obras de segurança da barragem (extravaso e dissipadores de energia), de forma a dar escoamento à vazão de projeto sem que haja qualquer prejuízo para a barragem. Antes de se proceder aos estudos e cálculos de vazão máxima e balanço hídrico, serão abordados temas relativos às estimativas de tempo de concentração e intensidade de precipitação.

### 9.1 TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

Para pequenas bacias o tempo de concentração é definido como o tempo necessário para que todos os pontos da bacia contribuam para o escoamento e após o qual este escoamento permanece constante enquanto a chuva permanecer constante.

O tempo de concentração pode ser obtido por diversas fórmulas que levam em consideração as características físicas da bacia. Cabe ao projetista a escolha do melhor método de cálculo para cada caso.

Dentre as várias equações e métodos para cálculo do tempo de concentração destacam-se: Kirpich, Ven Te Chow, método da onda cinemática, SCS e equação de Giandotti (Tabela 9.1), em que:

$t_c$  = tempo de concentração, minutos;

$L$  = comprimento do talvegue, km;

$H$  = diferença entre as cotas mais alta e mais baixa (saída) da bacia, m.

$S_o$  = declividade média do talvegue,  $m.km^{-1}$ .

$n$  = coeficiente de rugosidade de Manning,  $s.m^{-1/3}$

$S$  = declividade da superfície,  $m.m^{-1}$ .

$i$  = intensidade de precipitação,  $mm.h^{-1}$ ;

$D$  = distância percorrida no trecho considerado, km;

$V$  = velocidade média no trecho considerado,  $m.s^{-1}$  (tabelas 9.2 e 9.3)

$CN$  = número da curva.

$A$  = área da bacia, ha;

$H_M$  = diferença entre as cotas média e mais baixa (saída) da bacia, m.

A resolução da equação onda cinemática se dá pelo processo iterativo, uma vez que o “ $t_c$ ” depende de “ $i$ ” e este, por sua vez, depende de “ $t_c$ ” (equação IDF), considerando o tempo de duração da precipitação ( $t$ ) igual ao “ $t_c$ ”:

A fórmula se baseia no fato de que o tempo de concentração é o somatório dos tempos de trânsito dos diversos trechos que compõem o comprimento do talvegue. Na parte superior das bacias, em que predomina o escoamento em superfícies ou em canais mal

definidos, a velocidade pode ser estimada por meio das Tabelas 9.2 e 9.3. Em canais bem definidos e galerias deve ser usada a fórmula de Manning.

**TABELA 9.1 Equações para estimativa do tempo de concentração**

Identificação	Equação	Comentário
Kirpich	$t_c = 57 \cdot \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$	- áreas < 50 ha
Ven Te Chow	$t_c = 52,64 \cdot \left( \frac{L}{\sqrt{S_o}} \right)^{0.64}$	- áreas < 2500 ha
Picking	$t_c = 51,79 \cdot \left( \frac{L^2}{S_o} \right)^{0.333}$	
Onda cinemática	$t_c = 447 \cdot \frac{(L \cdot n)^{0.6}}{i^{0.4} \cdot S^{0.3}}$	- para pequenas bacias - superestimam $t_c$ com o aumento da área
Equação cinemático SCS	$t_c = \frac{1000}{60} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{D}{V}$	
Equação SCS Lag	$t_c = 108,15 \cdot L^{0.8} \left( \frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7} \cdot S_o^{-0.5}$	- bacias rurais com áreas de até 800 ha
Giandotti	$t_c = \frac{24 \cdot \sqrt{A} + 90 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_M}}$	

**TABELA 9.2 Velocidades médias em função do tipo de cobertura, em m.s<sup>-1</sup>.**

Descrição do escoamento	Declividade (%)				
	0 – 3	4 – 7	8 – 11	> 12	
Sobre a superfície do terreno	Florestas	0 – 0,5	0,5 – 0,8	0,8 – 1,0	> 1,0
	Pastos	0 – 0,8	0,8 – 1,1	1,1 – 1,3	> 1,3
	Áreas cultivadas	0 – 0,9	0,9 – 1,4	1,4 – 1,7	> 1,7
	Pavimentadas	0 – 2,6	2,6 – 4,0	4,0 – 5,2	> 5,2
Em canais	Mal definidos	0 – 0,6	0,6 – 1,2	1,2 – 2,1	> 2,1
	Bem definidos	(equação de Manning)			

**TABELA 9.3 Velocidade de escoamento (V) em m.s<sup>-1</sup>, em função da declividade (S), em porcentagem, e do tipo de cobertura**

Tipo de cobertura	Equações
Florestas com grande quantidade de resíduos sobre a superfície	$V = 0,0729 \cdot S^{0,5051}$
Solo com mínimo cultivo ou em pousio	$V = 0,1461 \cdot S^{0,4920}$
Pastagem de gramínea, gramados	$V = 0,2193 \cdot S^{0,4942}$
Solo semidescoberto (com pouca cobertura)	$V = 0,3073 \cdot S^{0,4985}$
Canais com vegetação	$V = 0,4528 \cdot S^{0,5011}$
Áreas pavimentadas, escoamento em calhas rasas	$V = 0,6078 \cdot S^{0,4976}$

O CN depende do uso e do manejo da terra, do tipo de solo, da umidade do solo e da condição hidrológica. Os tipos e características de solos considerados por este método são (Tucci, 2001):

- a) Solo A:** solos com baixa capacidade de produção de escoamento superficial, com alta infiltração. Exemplos típicos de solos arenosos profundos, com pouco silte e argila;
- b) Solo B:** solos com menor permeabilidade que a classe anterior, sendo solos arenosos menos profundos que o tipo A;
- c) Solo C:** solos que produzem escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da mesma. Normalmente, são do tipo franco-argilosos e pouco profundos;
- d) Solo D:** solos que contêm argilas expansivas, com a mais baixa capacidade de infiltração e as maiores condições de escoamento.

Valores para CN levando em consideração diferentes situações são apresentados nas Tabelas 9.4 a 9.7.

**TABELA 9.4 Valores de CN para bacias com ocupação agrícola para condições de umidade antecedente AMC II (próximo à capacidade de campo)**

Uso do Solo	Tratamento	Condição hidrológica	Tipo de solo			
			A	B	C	D
Sem cultivo	Fileiras retas		77	86	91	94
Cultivo em fileira	Fileiras retas	Má	72	81	88	91
		Boa	67	78	85	89
	Com curvas de nível	Má	70	79	84	88
		Boa	65	75	82	86
	Com curvas de nível e terraços	Má	66	74	80	82
		Boa	62	71	78	81
Cultivo em fileiras estreitas	Fileiras retas	Má	65	76	84	88
		Boa	63	75	83	87
	Com curvas de nível	Má	63	74	82	85
		Boa	61	73	81	84
	Com curvas de nível e terraços	Má	61	72	79	82
		Boa	59	70	78	81
Leguminosas em fileiras estreitas	Fileiras retas	Má	66	77	85	89
		Boa	58	72	81	85
	Com curvas de nível	Má	64	75	83	85
		Boa	55	69	78	83
	Com curvas de nível e terraços	Má	63	73	80	83
		Boa	51	67	76	80
Pastagens para Pastoreio	Fileiras retas	Má	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
		Boa	39	61	74	80
	Com curvas de nível	Má	47	67	81	88
		Regular	25	59	75	83
		Boa	06	35	70	79
Florestas	Fileiras retas	Má	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Boa	25	55	70	77

Fonte: Tucci (2001)

**TABELA 9.5 Valores de CN para bacias com ocupação urbana para condições de umidade antecedente AMC II**

Utilização ou cobertura do solo		Tipo de Solo			
		A	B	C	D
Zonas cultivadas {	sem conservação do solo	72	81	88	91
	com conservação do solo	62	71	78	81
Pastagens ou terrenos em más condições		68	79	86	89
Terrenos baldios em boas condições		39	61	74	80
Prado em boas condições		30	58	71	78
Bosques ou zonas com cobertura ruim		45	66	77	83
Florestais com cobertura boa		25	55	70	77
Espaços abertos, relvados, parques, campos de golfe e cemitérios, todos em boas condições	com relva > 75% da área	39	61	74	80
	com relva em 50 a 75% da área	49	69	79	84
Zonas comerciais e de escritório		89	92	94	95
Zonas industriais		81	88	91	93
Zonas residenciais					
Lotes (m <sup>2</sup> )		% da área impermeável			
<500	65	77	85	90	92
1000	38	61	75	83	87
1300	30	57	82	81	86
2000	25	54	70	80	85
4000	20	51	68	79	84
Parques de estacionamento, telhados, viadutos etc.		98	98	98	98
Arruamentos e estradas	asfaltadas e com drenagem de águas pluviais	98	98	98	98
	paralelepípedos	76	85	89	91
	terra	72	82	87	89

Fonte: Tucci (2001)

**TABELA 9.6 Classes de umidade antecedente do solo conforme a chuva ocorrida nos cinco dias anteriores à chuva crítica no período de crescimento da cultura**

Classes	Chuva ocorrida nos cinco dias anteriores à chuva de projeto(mm)
AMC I	0 – 35
AMC II	35 – 52,5
AMC III	> 52,5

Fonte: Tucci (2001)

**TABELA 9.7 Correção de CN para condições iniciais de umidade diferentes da média (AMC II)**

Valores médios correspondentes a AMC II	Valores corrigidos para AMC I	Valores corrigidos para AMC III
100	100	100
95	87	98
90	78	96
85	70	94
80	63	91
75	57	88
70	51	85
65	45	82
60	40	78
55	35	74
50	31	70
45	26	65
40	22	60
35	18	55
30	15	50
25	12	43
20	9	37
15	6	30
10	4	22
5	2	13

Fonte: Tucci (2001)

## 9.2 INTENSIDADE DE PRECIPITAÇÃO

É a quantidade de chuva que cai por unidade de tempo. Está relacionada ao tamanho da bacia: uma chuva de grande intensidade ocorre em áreas pequenas e tem curta duração; já chuvas que cobrem extensas áreas têm grande duração e são de baixa intensidade.

A intensidade de precipitação é fornecida por pluviógrafo que registra a altura de precipitação em função do tempo. A partir de uma série histórica destes valores e utilizando-se de processos estatísticos pode-se estimar o valor da intensidade de precipitação possível de ocorrer dentro de um tempo (frequência) e com uma determinada duração. Essas grandezas (intensidade, duração e frequência) podem ser relacionadas por meio de uma equação do tipo:

$$i = \frac{k \cdot T^a}{(b + t)^c}$$

em que:

$i$  = intensidade de precipitação,  $\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$ ;

$T$  = tempo de retorno, anos;

$t$  = tempo de duração da precipitação, minutos;

$k, a, b, c$  = parâmetros da equação.

Tempo de retorno ( $T$ ) ou período de recorrência de um determinado evento é o tempo médio, em anos, que este evento é igualado ou superado pelo menos uma vez. A utilização de um tempo de retorno para um evento, tal como vazão máxima, para o dimensionamento de uma obra hidráulica, depende de alguns fatores, tais como: vida útil da obra, tipo de estrutura, facilidade de reparação e ampliação, perigo de perdas de vida. Em projetos de obras hidráulicas, é necessário saber a chuva de projeto e essa é baseada em critérios econômicos que normalmente levam em consideração um tempo de retorno de 5 a 10 anos para projetos de drenagem agrícola superficial. Euclides (1987) sugere um tempo de retorno de dez anos para projetos de saneamento agrícola em que os efeitos de enchentes não causam muito prejuízo. Entretanto, no caso de barragens de terra, cujo rompimento poderia causar enormes prejuízos, o tempo de retorno deveria ser bem maior.

Para que haja maximização da chuva de projeto, normalmente, faz-se  $t$  igual ao tempo de concentração da bacia (Righetto, 1998). Ao se aplicar  $t = t_c$ , associado a um tempo de retorno, conforme definido anteriormente, calcula-se, assim, a chuva de projeto a ser aplicada ao cálculo de uma obra hidráulica específica.

Na Tabela 9.8 são apresentados os parâmetros da equação intensidade-duração-frequência para diversas localidades do estado de Minas Gerais.

**TABELA 9.8 Parâmetros da equação intensidade-duração-freqüência para diversas localidades do estado de Minas Gerais (fonte: Freitas et al., 2001)**

Localidade	k	a	b	C
Acaiaca	766	0,191	8,951	0,701
Acesita	6010	0,204	44,788	1,030
Aimorés	5695	0,179	36,719	1,033
Aiuruoca	8394	0,205	40,691	1,165
Alto da Boa Vista	2591	0,202	21,507	0,914
Andrelândia	3306	0,178	33,972	0,944
Araçuaí	3450	0,225	58,409	0,947
Araguari	10246	0,186	53,000	1,146
Araxá	2500	0,154	27,096	0,912
Arinos	3447	0,193	29,506	0,985
Assarai	3447	0,193	29,506	0,985
Bambuí	978	0,187	17,830	0,722
Barbacena	3000	0,208	23,080	1,003
Barra do Cuité	5400	0,170	47,595	1,041
Barra do Escuro	3000	0,234	31,843	0,954
Barra do Jequitai	11285	0,212	45,875	1,225
Belo Horizonte	682	0,169	3,993	0,671
Boca da Caatinga	1616	0,179	20,467	0,877
Bom Jardim de Minas	3195	0,203	30,111	1,011
Bonfim	2004	0,168	16,731	0,907
Braz Pires	4645	0,185	34,958	1,046
Buritis	2450	0,225	29,391	0,944
Cachoeira da Manteiga	3794	0,232	34,584	1,013
Cachoeira do Paredão	3352	0,200	27,381	1,009
Cachoeira dos Óculos	2710	0,186	28,981	0,917
Cachoeira Escura	815	0,189	11,694	0,702
Caeté	902	0,189	15,774	0,716
Caixa de Areia	1591	0,196	23,239	0,856
Caldas	3600	0,194	46,187	0,910



Localidade	k	a	b	C
Canoeiros	1664	0,191	24,171	0,828
Caparaó	1088	0,140	13,969	0,782
Capim Branco	4061	0,169	35,786	0,973
Capinópolis	2737	0,184	26,848	0,938
Capitânea	6040	0,210	37,640	1,100
Carandaí	2413	0,181	24,472	0,939
Caratinga	5069	0,176	35,87	1,048
Carbonita	1542	0,208	16,364	0,878
Carmo da Mata	692	0,204	9,714	0,688
Carmo do Paranaíba	809	0,169	13,193	0,710
Caxambu	2534	0,215	25,804	0,970
Cenibra	1860	0,179	22,109	0,830
Central de Minas	3157	0,188	32,251	0,959
Colônia do Jaíba	6527	0,226	32,114	1,141
Conceição do Mato Dentro	9459	0,230	34,548	1,221
Congonhas	3359	0,221	25,101	1,026
Coromandel	2587	0,166	26,069	0,927
Coronel Pacheco	701	0,188	5,145	0,705
Cristina	1961	0,181	24,802	0,882
Delfim Moreira	1005	0,158	16,605	0,824
Desterro de Melo	3077	0,160	34,357	0,908
Diamantina	523	0,193	5,055	0,637
Dom Cavati	4296	0,201	39,781	0,994
Emborcação	6000	0,173	58,696	0,997
Entre Rios de Minas	3655	0,172	27,646	1,004
Espinosa	679	0,188	8,715	0,731
Fazenda Correntes	3716	0,249	28,64	1,034
Ferros	1365	0,171	16,667	0,807
Florestal	1127	0,139	12,655	0,787
Formoso	3500	0,195	27,406	0,972
Gouveia	2817	0,189	31,104	0,955
Governador Valadares	4980	0,202	52,547	0,969

Localidade	k	a	b	C
Grão Mogol	5618	0,199	37,915	1,074
Ibituruna	2808	0,174	26,892	0,933
Iguatama	819	0,194	10,121	0,741
Iraí de Minas	2891	0,178	23,854	0,958
Itamarandiba	3220	0,209	35,476	0,918
Itaobim	1718	0,175	17,525	0,900
Itinga	6482	0,216	35,23	1,154
Ituiutaba	4020	0,158	38,215	0,952
Itumirim	4159	0,179	33,817	1,005
Jacinto	3038	0,225	25,041	0,993
Janaúba	4323	0,224	45,869	1,030
Januária	1513	0,155	19,554	0,813
Jardim	908	0,180	9,307	0,767
João Pinheiro	4741	0,202	42,383	0,993
Juatuba	6985	0,226	46,471	1,092
Juiz de Fora	3000	0,173	23,965	0,960
Juramento	1464	0,194	22,467	0,817
Juvenília	1070	0,199	19,542	0,776
Lagoa do Gouveia	1020	0,168	15,154	0,732
Lagoa Grande	1200	0,215	23,151	0,765
Lavras	10.224	0,187	56,281	1,149
Luz	1084	0,171	12,327	0,760
Macaia	2579	0,205	21,318	0,995
Machado	3811	0,207	20,34	1,075
Madre de Deus de Minas	1193	0,180	11,303	0,800
Manga	1828	0,188	28,731	0,899
Maria da Fé	1198	0,172	11,101	0,851
Mateus Leme	1593	0,184	28,502	0,820
Mendanha	640	0,184	7,150	0,700
Mocambinho	1088	0,218	12,278	0,814
Monte Alegre de Minas	5942	0,177	40,081	1,061
Montes Claros	4050	0,167	34,789	0,992

Localidade	k	a	b	C
Morro do Pilar	1645	0,188	25,051	0,819
Mucuri	2042	0,208	24,596	0,886
Muzambinho	3543	0,218	18,233	1,044
Naque Velho	842	0,209	11,609	0,709
Nova Ponte	3865	0,147	35,838	0,971
Pai Joaquim	2150	0,177	19,901	0,896
Papagaios	1272	0,200	18,22	0,791
Paracatu	9099	0,184	49,164	1,125
Patos de Minas	2837	0,208	29,438	0,943
Pedra Azul	4451	0,176	37,326	1,013
Pedra de Maria da Cruz	574	0,198	7,787	0,710
Pedreira	3600	0,204	43,186	0,931
Pedro Leopoldo	925	0,196	11,264	0,761
Piranga	1031	0,172	13,92	0,745
Pirapora	3210	0,181	33,293	0,948
Pitangui	909	0,178	9,890	0,754
Pium-Hi	2049	0,168	16,674	0,913
Pompéu	4988	0,155	32,167	1,039
Ponte do Licínio	2302	0,192	30,652	0,922
Ponte Nova	9920	0,197	46,664	1,147
Ponte Nova do Paraopeba	3317	0,175	30,14	0,951
Porto do Cavalo	1446	0,226	14,002	0,873
Porto dos Poções	5240	0,187	30,472	1,065
Porto Extrema	5212	0,181	33,706	1,061
Porto Indaiá	4000	0,153	43,614	0,947
Porto Pará	777	0,162	12,738	0,690
Prata	2404	0,231	22,736	0,918
Presidente Juscelino	3574	0,188	21,695	1,033
Presidente Olegário	2727	0,189	25,419	0,935
Queiroz	2400	0,213	33,675	0,893
Raul Soares	1289	0,189	12,647	0,832
Rocinha	523	0,168	5,128	0,661

Localidade	k	a	b	C
Salinas	1050	0,174	16,061	0,777
Salto Grande	2600	0,200	25,779	0,912
Santa Juliana	853	0,161	12,747	0,706
Santa Rosa	2144	0,171	19,378	0,909
Santana do Jacaré	3628	0,171	29,525	1,011
Santo Antônio do Boqueirão	1433	0,221	16,329	0,963
Santo Antônio do Monte	1727	0,189	19,21	0,870
Santo Hipólito	520	0,179	1,979	0,737
São Francisco	3666	0,235	32,782	1,038
São Gonçalo	765	0,155	11,514	0,698
São Gonçalo do Abaeté	3600	0,195	32,524	0,962
São Gonçalo do Rio Acima	801	0,167	6,251	0,706
São Gotardo	5154	0,210	28,923	1,072
São João Del Rey	1125	0,175	7,100	0,845
São José dos Buritis	2960	0,162	18,136	1,003
São Romão	1119	0,184	15,200	0,777
São Simão	3354	0,172	30,197	0,96
Serra Azul	8376	0,170	52,204	1,119
Serra do Salitre	5786	0,192	35,268	1,077
Sete Lagoas	3938	0,161	32,827	1,004
Silvianópolis	666	0,184	20,877	0,635
Teófilo Otoni	1715	0,201	26,962	0,815
Três Marias	6168	0,155	37,065	1,089
Tumiritinga	2077	0,178	31,713	0,842
Uberaba	2400	0,164	31,194	0,867
Uberlândia	6050	0,190	54,122	0,999
Unai	2000	0,233	22,382	0,859
Vau da Lagoa	837	0,186	5,391	0,763
Vespasiano	1463	0,184	17,791	0,843
Viçosa	3510	0,223	29,319	0,995
Vila Matias	3600	0,194	46,187	0,910
Volta Grande	2618	0,165	31,915	0,888

### 9.3 ESTIMATIVA DA VAZÃO DE PROJETO

A vazão máxima, ou vazão de projeto, representa um dado de crucial importância, pois dela depende o dimensionamento da obra. A metodologia para sua estimativa depende da quantidade e qualidade das informações hidrológicas disponíveis. Dentre os vários métodos para estimativa da vazão máxima, aqueles que utilizam dados de precipitação têm seu uso mais generalizado devido à facilidade de uso e também por falta de dados para uso de outros métodos.

Diversas equações foram ajustadas para várias regiões do planeta e o uso destas deveria se restringir aos locais para os quais foram ajustadas. Entretanto, as equações são largamente utilizadas devido, principalmente, à falta de dados disponíveis locais para uso de outros métodos.

A escolha de uma determinada equação para estimativa de vazão máxima deverá ser precedida de uma análise para verificar uma possível similaridade das condições locais com aquelas onde foram ajustadas. Assim, a escolha de uma ou outra equação deverá ser feita levando-se em conta, principalmente, o tamanho da área e do talvegue, topografia, dentre outras características.

Dentre os diversos métodos para estimar a vazão máxima destacam-se: Método Racional, Método Racional Modificado, Burkli-Ziegler, MacMath (Tabela 9.9) e método do Hidrograma Unitário Triangular.

**TABELA 9.9 Equações para estimativa da vazão máxima**

Identificação	Equação	Comentários
Método racional	$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{360}$	- áreas até 200 ha
Racional modificado	$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{360} \cdot \varphi$	- áreas até 15.000 ha
Burkli-Ziegler	$Q = 0,01237 \cdot C \cdot i \cdot A \cdot \sqrt[4]{\frac{S}{A}}$	
McMath	$Q = 0,0091 \cdot C_{MM} \cdot I \cdot \sqrt[5]{A^4 \cdot S}$	- áreas > 500 ha

Q = vazão máxima de escoamento superficial, m<sup>3</sup>/s;

C = coeficiente de escoamento superficial, adimensional (Tabela 9.10);

$i$  = intensidade média máxima de precipitação, mm/h;

$S$  = declividade média,  $m.m^{-1}$ ;

$A$  = área da bacia de drenagem, ha.

$\varphi$  = coeficiente de retardamento (0,278 – 0,0000034.A);

$C_{MM}$  = coeficiente de escoamento superficial de McMath (Tabela 9.11).

**TABELA 9.10 Valores dos coeficientes de escoamento superficial (C).**

Cobertura	Declive	Período de retorno (anos)						
		2	5	10	25	50	100	500
Campos cultivados	0 – 2%	0,31	0,34	0,36	0,40	0,43	0,47	0,57
	2 – 7%	0,35	0,38	0,41	0,44	0,48	0,51	0,60
	> 7%	0,39	0,42	0,44	0,48	0,51	0,54	0,61
Pastos	0 – 2%	0,25	0,28	0,30	0,34	0,37	0,41	0,53
	2 – 7%	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49	0,58
	> 7%	0,37	0,40	0,42	0,46	0,49	0,53	0,60
Florestas Reflorestamento	0 – 2%	0,22	0,25	0,28	0,31	0,35	0,39	0,48
	2 – 7%	0,31	0,34	0,36	0,40	0,43	0,47	0,56
	> 7%	0,35	0,39	0,41	0,45	0,48	0,52	0,58

Fonte: Genovez (2001).

**TABELA 9.11 Coeficientes de escoamento superficial para a equação de McMath**

Condições de escoamento	Cobertura vegetal	Textura	Topografia
Baixa	Gramínea (0,08)	Arenosa (0,12)	Plana (0,04)
Moderada	Intensa (0,12)	Leve (0,12)	Ligeiramente ondulada (0,06)
Média	Razoável a rala (0,16)	Média (0,16)	Ondulada à montanhosa (0,08)
Alta	Razoável a esparsa (0,22)	Pesada (0,16)	Montanhosa à escarpada (0,11)
Muito alta	Esparsa a descoberta (0,30)	Pesada ou rochosa (0,30)	Escarpada (0,15)

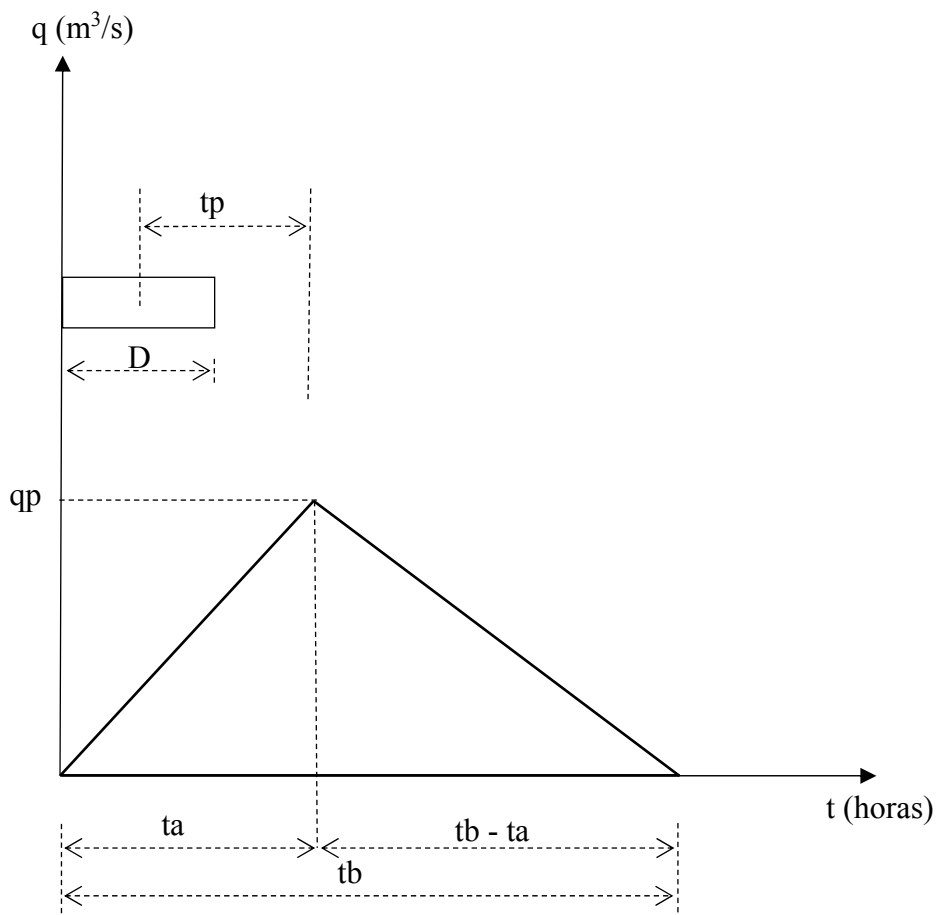
\* valor de C = soma dos três coeficientes selecionados para caracterizar a bacia

O método do hidrograma unitário triangular ou hidrograma sintético do Soil Conservation Service (SCS) é um artifício para o cálculo de eventos extremos, indicado, especialmente, para bacias hidrográficas com áreas menores que  $2.600 \text{ km}^2$  ( $260.000 \text{ ha}$ ) que não dispõem de dados e cuja vazão máxima deve-se, principalmente, ao escoamento superficial de precipitações naturais.

Por meio do hidrograma pode-se conhecer o volume de água que escoou pela superfície em um determinado tempo. Isso é possível devido ao fato de o hidrograma ser um gráfico que relaciona a vazão com o tempo.

Uma formulação proposta pelo Soil Conservation Service, apresenta um hidrograma unitário sintético que tem uma forma triangular e uma inclinação tal que a área do gráfico corresponderá ao volume de água escoado pela superfície da bacia (deflúvio), provocada por uma precipitação unitária.

Um hidrograma unitário triangular (HUT) e suas variáveis estão ilustrados na A Figura 9.2.



**FIGURA 9.2 Hidrograma unitário triangular ( HUT)**

A determinação da vazão de pico unitária se faz pelo conhecimento das variáveis e suas inter-relações:

$$t_p = 0,6 \cdot t_c$$

$$0,33 t_c \leq D \leq 0,2 t_c$$

$$t_a = \frac{D}{2} + t_p$$

$$t_b = 2,67 \cdot t_a$$

$$q_p = 0,208 \cdot P_u \cdot \frac{A}{t_a}$$

em que:

$t_c$  = tempo de concentração da bacia, horas;

$t_p$  = tempo de retardamento ou tempo decorrido entre o centro de gravidade da chuva até o pico do HUT, horas

$t_a$  = tempo de ascensão do HUT, horas

$t_b$  = tempo de base ou duração do HUT, horas

$q$  = vazão máxima ou de pico do HUT, m<sup>3</sup>/s

$D$  = duração da chuva unitária, horas

$A$  = área da bacia, km<sup>2</sup>

$P_u$  = precipitação unitária (1 mm).

A precipitação é, normalmente, medida em um determinado ponto (medida pontual). Para considerá-la uniformemente distribuída em toda a bacia hidrográfica deve-se proceder a uma correção do total precipitado (chuva pontual) em que, para as condições do Brasil, utiliza-se a expressão:

$$P = P_0 \cdot \left( 1 - 0,10 \cdot \log \frac{A}{A_0} \right)$$

em que,

$P$  = chuva distribuída, mm

$P_0$  = chuva pontual, mm



$A$  = área da bacia em estudo,  $\text{km}^2$

$A_0$  = área da bacia, em  $\text{km}^2$ , para o qual se tem  $P = P_0$

Outro fator importante a ser considerado no cálculo do escoamento superficial é a retenção de água no solo. Esta, por sua vez, depende da capacidade de infiltração do solo, da cobertura vegetal e do tipo de ocupação da bacia. A retenção de água pelo solo pode ser expressa pela equação:

$$S = 25,4 \cdot \left( \frac{1000}{\text{CN}} - 10 \right)$$

em que,

$S$  = retenção potencial do solo, mm

$\text{CN}$  = número da curva (varia em função do tipo de solo, vegetação, e ocupação - Tabelas 9.4 a 9.7).

O fator responsável pelo escoamento superficial é a precipitação efetiva, a qual pode ser assim definida:

$$P_e = \frac{(P - 0,2 \cdot S)^2}{P + 0,8 \cdot S} \quad \text{para } P > 0,2 \cdot S \quad \text{e} \quad P_e = 0,0 \quad \text{para } P < 0,2 \cdot S$$

em que:

$P_e$  = precipitação efetiva.

A partir da determinação da precipitação efetiva  $P_e$ , estima-se a vazão de projeto final pela seguinte equação:

$$Q_p = q_p \cdot \frac{P_e}{P_u}$$

## 9.4 EXERCÍCIOS RESOLVIDOS

1) Calcule o tempo de concentração, utilizando as equações de Kirpich, Ven Te Chow, Picking e Giandotti, vistas neste capítulo, considerando as seguintes características de um local na região de Lavras, MG:

- área da bacia: 1000 há;
- comprimento do curso d'água: 6.989 m;
- desnível total do curso d'água: 87 m.

Solução:

- Equação de Kirpich

$$t_c = 57 \cdot \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad \text{em que } L = 6,98 \text{ km e } H = 87 \text{ m. Substituindo-se, tem-se}$$

$$t_c = 57 \cdot \left( \frac{6,98^3}{87} \right)^{0.385} = 96,34 \text{ min}$$

- Equação de Ven Te Chow

$$t_c = 52,64 \cdot \left( \frac{L}{\sqrt{S_o}} \right)^{0.64} \quad \text{em que } L = 6,98 \text{ km e } S_o = \frac{H}{L} = \frac{87}{6,98} = 12,46 \text{ m.km}^{-1}$$

$$\text{Substituindo-se tem-se } t_c = 52,64 \cdot \left( \frac{6,98}{\sqrt{12,4}} \right)^{0.64} = 81,56 \text{ min}$$

Equação de Picking

$$t_c = 51,79 \cdot \left( \frac{L^2}{S_o} \right)^{0.333} \quad \text{substituindo-se tem-se } t_c = 51,79 \cdot \left( \frac{6,98^2}{12,4} \right)^{0.333} = 81,69 \text{ min}$$

Equação de Giandotti

$$t_c = \frac{24 \cdot \sqrt{A} + 90 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_M}} \quad \text{considerando } H_M \text{ como sendo a metade do desnível total do curso}$$

$$\text{d'água, tem-se } t_c = \frac{24 \cdot \sqrt{1000} + 90 \cdot 6,98}{0.8 \cdot \sqrt{43,5}} = 262,9 \text{ min}$$

2) Determinar o tempo de concentração para uma bacia de 1625 ha na qual o curso d'água principal apresenta 10% da área de contribuição composta por capoeira densa e declividade média de 7%, 70% de pastagens naturais e declividade média de 5,5% e 20% com culturas anuais com declividade média de 3,7%. O solo da bacia é classificado como argilo-arenoso, bem estruturado e com boa taxa de infiltração. Toda a área cultivada contém práticas de conservação de solo como plantio em nível e terraços. O talvegue apresenta um comprimento de 6,4 km e uma diferença de nível entre as cotas mais altas e mais baixas de 97 m.

Solução:

Pela descrição do tipo de solo e infiltração, pode-se classificá-lo como tipo B.

O número da curva (CN) para cada tipo de cobertura pode ser obtido na Tabela 9.4, considerando a umidade próxima à capacidade de campo.

Culturas CN = 75

Capoeira CN = 55

Pastagens CN = 61

Ponderando-se o número da curva em relação às áreas, obtém-se CN = 63,2. A declividade do talvegue é dada pela relação entre a diferença de nível e o comprimento:

$$S_o = \frac{97}{6,4} = 15,16 \text{ m.km}^{-1}$$

$$t_c = 108,15 \cdot 6,4^{0,8} \left( \frac{1000}{63,2} - 9 \right)^{0,7} \cdot 15,16^{-0,5} = 470,4 \text{ minutos}$$

3) Determine a vazão máxima esperada para um curso d'água, na região de Lavras, MG, considerando um tempo de retorno de 50 anos e os tempos de concentração obtidos no primeiro exercício. A bacia de contribuição tem uma área total de 897 ha, composta de café e outras culturas permanentes em 126 ha, com declive médio de 5%, culturas anuais em 197 ha com declive de 3,5%, pastagens naturais em 475 ha e declive médio de 6,3% e 99 ha cobertos por capoeira com declive médio de 4,5%. O solo da bacia é argilo-arenoso. Considere a umidade do solo próxima à saturação, ou seja, período chuvoso intenso.

Solução:

Coeficiente de escoamento superficial

Equação racional modificada

Pela Tabela 9.10, obtêm-se os valores do escoamento superficial (C) para as diferentes subáreas da bacia, considerando período de retorno de 50 anos:

Culturas permanentes com declive de 5%	0,48
Culturas anuais, declive de 3,5%	0,48
Pastagens naturais, declive de 6,3%	0,45
Capoeira e matas, declive de 4,5%	0,43

Coefficiente de escoamento superficial ponderado:

$$C = \frac{126 \cdot 0,48 + 197 \cdot 0,48 + 475 \cdot 0,45 + 99 \cdot 0,43}{897} = 0,46$$

Equação de Burkli-Ziegler

Serão utilizados os valores do escoamento superficial (C) obtidos para o método racional e considerando uma declividade média ponderada de 5,3%.

Equação de MacMath

Pela Tabela 9.11, considerando que o solo (arilo-arenoso) possui moderada condição de escoamento, declividade ligeiramente ondulada ( $C_{MM} = 0,06$ ), textura média ( $C_{MM} = 0,16$ ) e os tipos de cobertura, obtêm-se um coeficiente de escoamento superficial ( $C_{MM}$ ):

Culturas permanentes (intensa)	$C_{MM} = 0,12$
Culturas anuais (razoável à rala)	$C_{MM} = 0,16$
Pastagens naturais (gramínea)	$C_{MM} = 0,08$
Capoeira e matas (intensa)	$C_{MM} = 0,12$

Aos valores acima somam-se àqueles correspondentes à textura e topografia. Assim:

Culturas permanentes (intensa)	$C_{MM} = 0,12 + 0,06 + 0,16 = 0,34$
Culturas anuais (razoável à rala)	$C_{MM} = 0,16 + 0,06 + 0,16 = 0,38$
Pastagens naturais (gramínea)	$C_{MM} = 0,08 + 0,06 + 0,16 = 0,30$
Capoeira e matas (intensa)	$C_{MM} = 0,12 + 0,06 + 0,16 = 0,34$

Coefficiente de escoamento superficial ( $C_{MM}$ ) ponderado:

$$C = \frac{126 \cdot 0,34 + 197 \cdot 0,38 + 475 \cdot 0,30 + 99 \cdot 0,34}{897} = 0,33$$

Utilizando-se os parâmetros da equação “Intensidade-Duração-Frequência” para a cidade de Lavras (Tabela 9.8), tem-se:

$$i = \frac{10.224 \cdot T^{0,187}}{(56,281 + t)^{1,149}}$$

Substituindo-se nesta equação, o valor do tempo de retorno (50 anos), tempo de concentração ( $t_c$ ), obteve-se a intensidade de precipitação ( $i$ ) e, com as equações de escoamento superficial – Racional Modificada (RM), Burkli-Ziegler (BZ) e MacMath (MM) - os valores de vazão máxima ( $m^3 s^{-1}$ ):

	$t_c$	$i_m$	Vazão máxima ( $m^3 s^{-1}$ )		
			RM*	BZ	MM
Kirpich	96,34	65,82	20,67	29,06	26,06
Ven Te Chow	81,56	73,97	23,23	33,10	29,29
Picking	81,69	73,91	23,21	33,07	29,26
Giandotti	262,9	28,20	8,86	12,62	11,16

\* Utilizou-se um coeficiente de retardamento de:  $\phi = 0,275$  (área de 897 ha)

4) Estimar a vazão máxima esperada ( $T = 50$  anos) que ocorra na saída de uma bacia hidrológica com as seguintes características: Local: Lavras, MG; área 340 ha; talvegue principal 2.050 m e declividade média de 2,8%; diferença de nível entre o ponto mais alto e a saída da bacia: 46 m; vegetação: pastagens 47%, culturas permanentes 7%, capoeiras e matas 12%, e culturas anuais 34%; toda área plantada recebe práticas conservacionistas, tais como plantio em nível e construção de terraços; o solo da bacia é composto, basicamente, por um solo argilo-arenoso, bem estruturado, oferecendo boas condições de infiltração.

Solução:

Estimando-se o tempo de concentração pela equação SCS Lag e considerando-se  $CN = 70$  (pelas descrições características da bacia apresentadas), tem-se:

$$t_c = 3,42 \cdot L^{0,8} \left( \frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0,7} \cdot S_0^{-0,5}$$

Substituindo-se os valores ( $L = 2,75$  km;  $CN = 70$  e  $S_o = 0,028$  m m<sup>-1</sup>)

$$t_c = 3,42 \cdot 2,05^{0,8} \left( \frac{1000}{70} - 9 \right)^{0,7} \cdot 0,028^{-0,5} = 116 \text{ min}$$

Considerando a IDF para Lavras, tem-se:

$$i = \frac{10225 \cdot T^{0,187}}{(t_c + 56,281)^{1,149}} \quad \text{Substituindo-se os valores, tem-se}$$

$$i = \frac{10225 \cdot 50^{0,187}}{(116 + 56,281)^{1,149}} = 57,3 \text{ mm h}^{-1}$$

Utilizando-se o tempo de concentração (116 min ou 1,93 h), pelo método do hidrograma unitário, a duração da chuva deve estar no intervalo  $\left( \frac{1}{5} t_c \leq D \leq \frac{1}{3} t_c \right)$ . Adotando-se  $D = 0,25$

$t_c$ , tem-se:

$$D = 0,25 t_c$$

$$D = 0,25 \cdot 1,93 = 0,48 \text{ h}$$

- Tempo de retardamento da bacia ( $t_p$ )

$$t_p = 0,6 \cdot t_c \quad \text{substituindo-se} \quad t_p = 0,6 \cdot 1,93 = 1,16 \text{ horas}$$

- Tempo de ascensão ( $t_a$ ) do hidrograma unitário

$$- \quad t_a = \frac{D}{2} + t_p$$

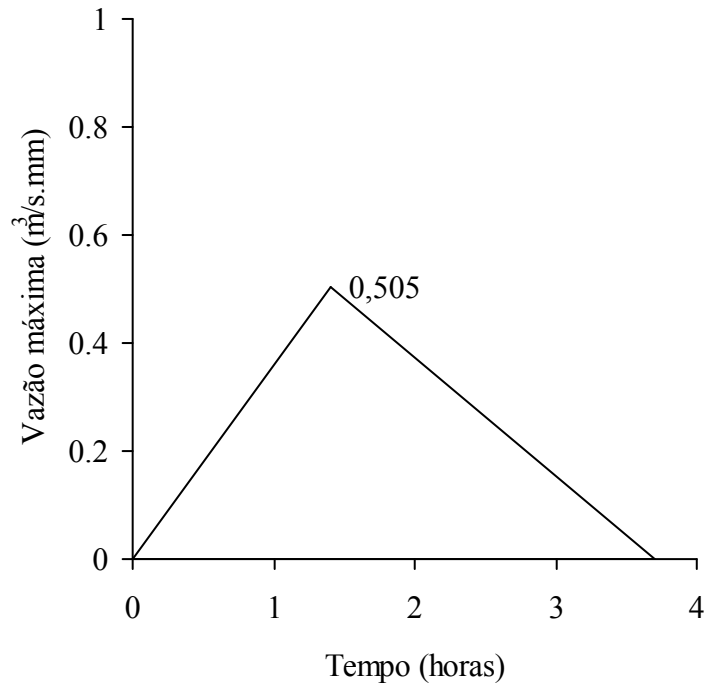
$$- \quad t_a = \frac{0,48}{2} + 1,16 = 1,4 \text{ horas}$$

- Tempo de base ( $t_b$ )

$$t_b = 2,67 \cdot t_a \quad \text{substituindo-se} \quad t_b = 2,67 \cdot 1,4 = 3,7 \text{ horas}$$

- Vazão máxima (pico do hidrograma unitário)

$$q_p = 0,208 \cdot \frac{A}{t_a} \quad \text{ou seja,} \quad q_p = 0,208 \cdot \frac{3,4}{1,4} = 0,505 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ mm}^{-1}$$



**FIGURA 9.3 Vazão máxima**

- Intensidade de precipitação

$$i = \frac{10225 \cdot T^{0,187}}{(t + 56,281)^{1,149}}$$

em que  $t$  = duração da chuva ( $D = 0,48 \text{ h} = 28,8 \text{ minutos}$ )

Substituindo-se, tem-se:

$$i = \frac{10225 \cdot 50^{0,187}}{(28,8 + 56,281)^{1,149}} = 128,8 \text{ mm h}^{-1}$$

A precipitação total será:  $128,8 \text{ mm h}^{-1} \cdot 0,48 \text{ h} = 61,8 \text{ mm}$

- Precipitação distribuída (P)

A transformação da chuva pontual em distribuída foi feita com a aplicação da equação:

$$P = P_o \cdot \left[ 1 - 0,10 \cdot \log \left( \frac{A}{25} \right) \right] \text{ substituindo}$$

$$P = 61,8 \cdot \left[ 1 - 0,10 \cdot \log \left( \frac{3,4}{25} \right) \right] = 67,2 \text{ mm}$$

- Potencial de retenção de água pelo solo (S)

$$S = 25,4 \cdot \left( \frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad \text{em que } CN = 70$$

$$S = 25,4 \cdot \left( \frac{1000}{70} - 10 \right) = 108,9 \text{ mm}$$

- Precipitação efetiva ( $P_e$ )

$$P_e = \frac{(P - 0,2 \cdot S)^2}{P + 0,8 \cdot S} \quad \text{substituindo} \quad P_e = \frac{(67,2 - 0,2 \cdot 108,9)^2}{67,2 + 0,8 \cdot 108,9} = 13,4 \text{ mm}$$

- Vazão máxima considerada para dimensionamento do extravasor

$$Q = P_e \cdot q$$

$$Q = 13,4 \cdot 0,505 = 6,7 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$



## 9.5 EXERCÍCIOS PROPOSTOS

1) Determine o tempo de concentração empregando-se as diferentes equações apresentadas neste capítulo, para a região de Barbacena, MG, considerando: área da bacia de 10 km<sup>2</sup>, período de retorno de 10 anos, diferença de nível entre a saída e o ponto mais alto da bacia de 45 m, talvegue de 3 km, cobertura 30% de culturas anuais com cultivo em nível, 20% de capoeira e matas e 50% com pastagem natural. A declividade média da bacia é de 5%, solo argiloso mas com boa capacidade de infiltração.

2) Calcule a intensidade de precipitação para a região de Lavras, MG, considerando tempo de retorno de 10, 25 e 50 anos, bacia de contribuição de 2.000 ha, talvegue com 11.342 m e declividade média de 1,83%, com desnível total do curso d'água de 110 m. Utilize as equações para cálculo do tempo de concentração vistas neste capítulo.

3) Determine a vazão máxima esperada para um curso d'água, na região de Lavras, MG, considerando um tempo de retorno de 50 anos e os tempos de concentração obtidos no primeiro exercício. A bacia de contribuição tem uma área total de 897 ha, composta de: café e outras culturas permanentes em 126 ha, com declive médio de 5%; culturas anuais em 197 ha com declive de 3,5%, pastagens naturais em 475 ha e declive médio de 6,3% e 99 ha cobertos por capoeira com declive médio de 4,5%. O solo da bacia é argilo-arenoso com boa estrutura e os cultivos são realizados empregando-se práticas conservação do solo, tais como plantio em nível e emprego de terraços. Considere a umidade do solo próxima à saturação, ou seja, período chuvoso intenso.

4) Considerando as condições da bacia descritas no exercício anterior, calcule a vazão máxima, utilizando o hidrograma unitário.

## **10 DISSIPADORES DE ENERGIA**

Dissipadores de energia são estruturas normalmente projetadas juntamente com a construção de vertedores, comportas, estruturas hidráulicas de saídas de tubulações e de canais utilizadas para dissipar o excesso de energia cinética do fluxo, reduzindo a velocidade de escoamento a níveis satisfatórios e sem causar danos ao canal ou à própria estrutura de dissipação.

Existem dois tipos básicos de dissipadores de energia: com ressalto hidráulico e tipo impacto. Os dissipadores de energia com ressalto hidráulico dissipam o excesso de energia pela formação de grande turbulência. Os dissipadores tipo impacto conduzem a água para uma obstrução que espalha o fluxo em várias direções, gerando grande turbulência e dissipando energia. Geralmente, os dissipadores de energia tipo impacto são estruturas menores e de menores custos.

### **10.1 DISSIPADOR DE ENERGIA PARA SAÍDA DE TUBULAÇÕES E CANAIS**

É um dissipador composto por uma estrutura em forma de uma caixa contendo uma viga em seu interior, a qual serve para receber o impacto do fluxo e desviar o mesmo, com conseqüente dissipação de energia. De acordo com literatura especializada no assunto (Peterka, 1964 e Wei e Lindell, 1999), esse tipo de dissipador de energia é também conhecido como bacia tipo VI ou dissipador tipo impacto. É uma estrutura compacta e instalada junto à extremidade final de uma tubulação ou mesmo de um canal.

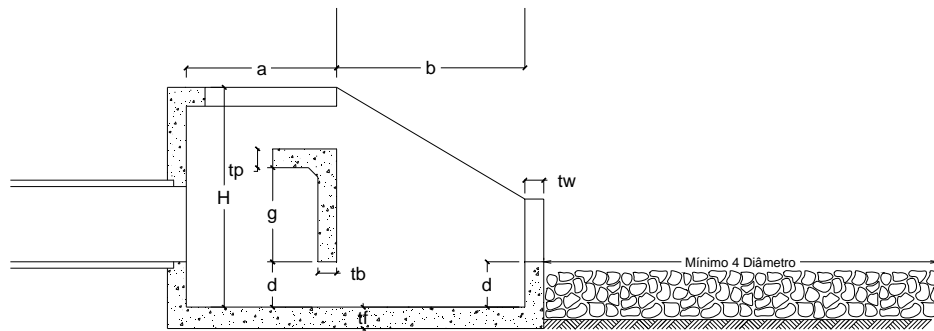
As dimensões desse tipo de dissipador foram estabelecidas a partir de estudos com modelos hidráulicos e encontram-se na Tabela 10.1 e representadas na Figura 10.1.

**TABELA 10.1 Dimensões da bacia de dissipação tipo impacto**

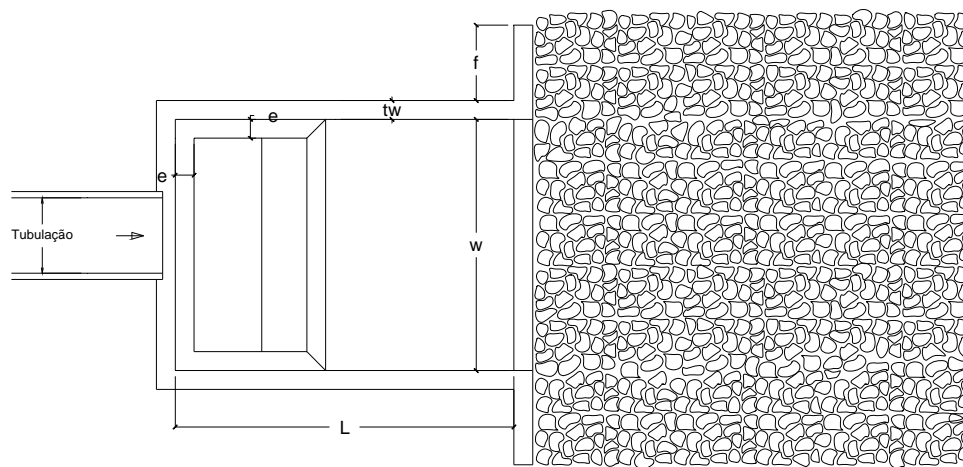
Dia. Pol	Dia. (m)	Q m <sup>3</sup> /s	W (m)	H (m)	L (m)	A (m)	b (m)	C (m)	d (m)	e (m)	f (m)	g (m)	tw (m)	tf (m)	tb (m)	tp (m)	E (m)	Rip (m)
18	0,46	0,60	1,70	1,30	2,25	1,00	1,25	0,70	0,30	0,15	0,45	0,65	0,15	0,15	0,15	0,15	0,10	0,10
24	0,61	1,10	2,00	1,60	2,75	1,20	1,55	0,85	0,35	0,15	0,60	0,75	0,15	0,15	0,15	0,15	0,10	0,20
30	0,76	1,70	2,45	1,90	3,25	1,40	1,85	1,00	0,40	0,20	0,75	0,90	0,15	0,15	0,20	0,20	0,10	0,20
36	0,91	2,40	2,80	2,20	3,75	1,60	2,15	1,15	0,50	0,20	0,90	1,05	0,20	0,20	0,20	0,20	0,10	0,25
42	1,07	3,30	3,20	2,45	4,25	1,85	2,45	1,35	0,55	0,25	0,90	1,20	0,20	0,20	0,25	0,20	0,10	0,25
48	1,22	4,30	3,60	2,75	4,80	2,05	2,70	1,50	0,60	0,25	0,90	1,35	0,25	0,25	0,25	0,20	0,10	0,25
54	1,37	5,40	3,95	3,00	5,30	2,25	3,05	1,65	0,65	0,30	0,90	1,50	0,25	0,25	0,25	0,20	0,10	0,30
60	1,52	6,70	4,35	3,30	5,80	2,45	3,35	1,80	0,75	0,30	0,90	1,65	0,30	0,30	0,30	0,20	0,15	0,35
72	1,83	9,60	5,00	3,75	6,70	2,80	3,90	2,10	0,85	0,40	0,90	1,90	0,30	0,30	0,30	0,20	0,15	0,35

Significado das letras W, H, L, a, b, c, d, e, f, g, tw, tf, tb, tp, E → vide figura 10.1.  
Dimensões proporcionais a W.

## Caixa de Dissipação de Energia (saída de tubulação)



Corte Longitudinal



Planta Baixa

**FIGURA 10.1 Projeto básico de uma bacia de dissipação tipo impacto****10.2 DISSIPADORES DE ENERGIA PARA RAMPAS EXTRAVASORAS**

O excesso de água que escoam em canais extravasores deve ser restituído ao curso d'água a jusante da barragem em cota, às vezes muito abaixo daquela do canal extravasor. Esta diferença de cotas potencializa o poder erosivo do escoamento, o que tem que ser evitado, sob pena de causar prejuízos irreversíveis, além de colocar em risco todo o empreendimento.

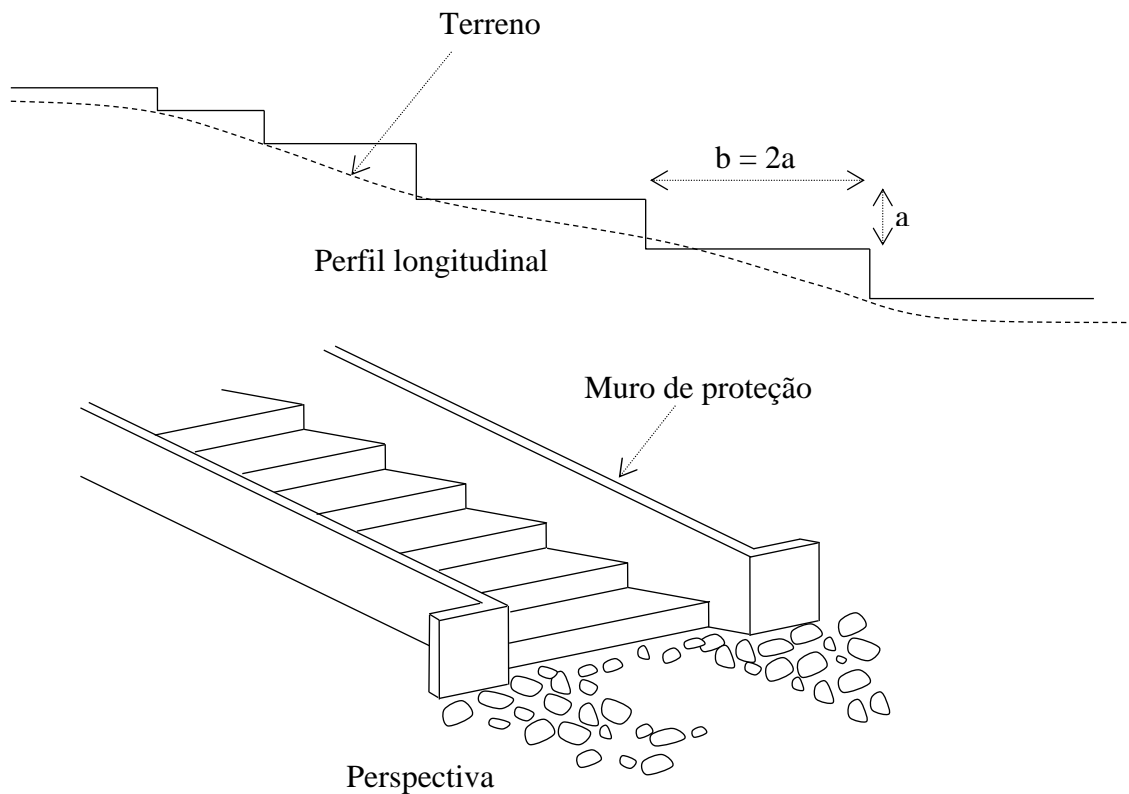
Após o canal extravasor, devem ser instaladas estruturas de dissipação, as quais têm a finalidade de reduzir o excesso de energia a níveis compatíveis e suportáveis pelas condições de jusante.

Diversos tipos de dissipadores podem ser utilizados, destacando-se: escada de dissipação, rampa com blocos, formação de ressaltos hidráulicos por meio de soleiras e bacias de dissipação convencionais (tipos I, II, III e IV).

### 10.2.1 ESCADA DE DISSIPACÃO

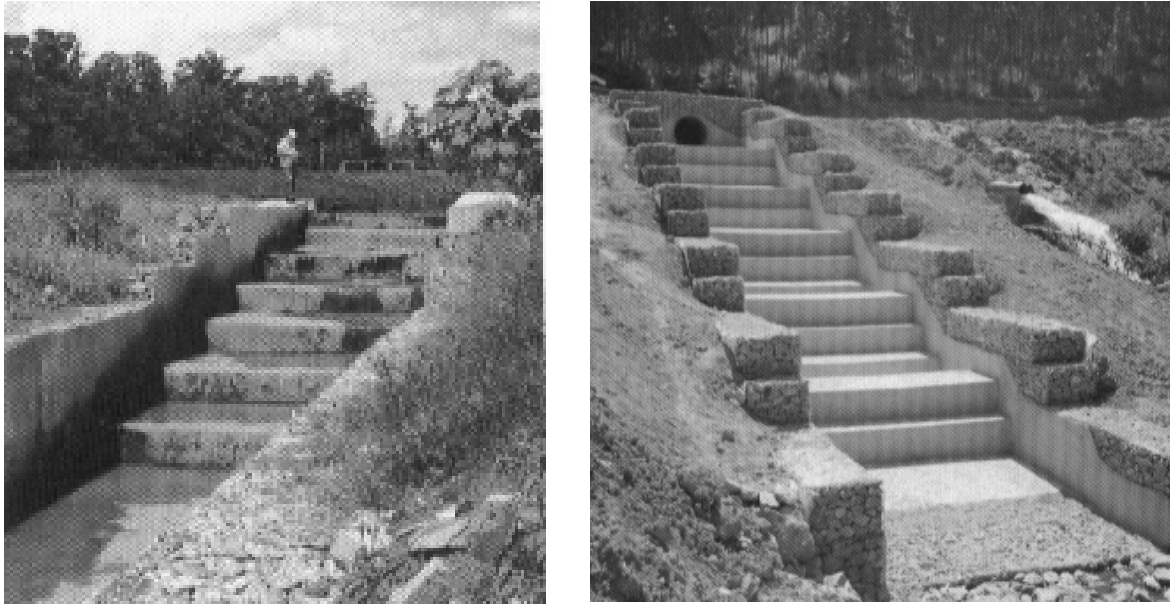
Uma vez definida a seção do canal para extravasar a vazão de projeto, deve-se avaliar as possibilidades de dissipação de energia no local de restituição das águas ao leito do manancial. Se, no local de restituição, existir rochas ou material rochoso fraturado, verificar se o tamanho dos blocos de pedra será suficiente para a dissipação de energia do caudal. Caso a região seja composta por solo, deverá ser projetada uma proteção, com pedras, concreto, alvenaria, ou gabião, constituindo uma escada para dissipação da energia.

A escada de dissipação deve ter um comprimento e alturas de acordo com a topografia natural do terreno, devendo, entretanto, utilizar degraus com comprimento pelo menos duas vezes sua altura (Figura 10.2). A largura da escada deve ter a mesma dimensão do canal extravasor, ligando o final deste até o leito do manancial e contendo uma proteção lateral.



**FIGURA 10.2** Escada dissipadora

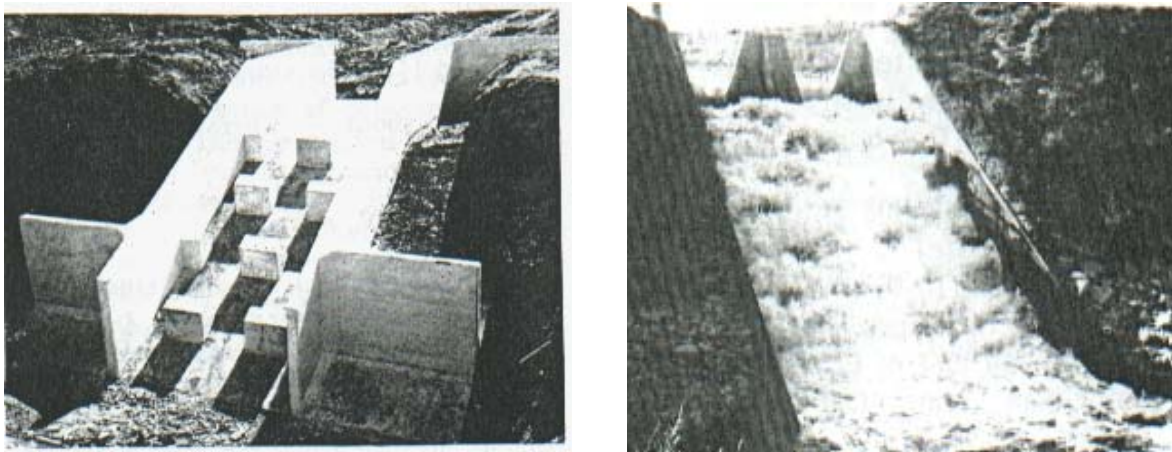
Na Figura 10.3 são mostradas escadas de dissipação construídas com gabião.



**FIGURA 10.3** Exemplos de escadas de dissipação

### 10.2.2 RAMPA COM BLOCOS

Rampas com blocos têm sido utilizadas em muitos projetos de irrigação, por serem práticas e econômicas. Esta estrutura de dissipação é construída em uma rampa com declividade de 2:1 ou menor. Os vários blocos construídos na rampa evitam a aceleração excessiva do escoamento e, conseqüentemente, promovem uma velocidade terminal satisfatória (Figura 10.4)



**FIGURA 10.4** Rampa com blocos (dissipador de energia)

A rampa deve ter comprimento suficiente e sua extremidade deve ser aprofundada, de forma que uma ou duas ruas de blocos fiquem submersas, com a finalidade de restaurar a elevação original do nível do fluxo, evitando velocidade excessiva na entrada do canal.

Este tipo de rampa é indicado para vazões unitárias menores que  $5,6 \text{ m}^3/\text{s}$  e seu dimensionamento é feito de acordo com Peterka (1964):

- a velocidade de chegada ( $V_0$ ) deve ser sempre menor que a velocidade crítica ( $V_C = \sqrt[3]{g \cdot q}$ ), podendo ser obtida por  $V_0 = \sqrt[3]{g \cdot q} - 1,53$ , em que  $q$  é a vazão por unidade de largura do canal ( $\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$ );

- a altura recomendada para os blocos de amortecimento ( $H_B$ ) é de 80% do valor da profundidade crítica ( $Y_c$ ), a qual é obtida por  $H_B = 0,8 \cdot \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$ ;

- a largura dos blocos e o espaçamento entre eles devem ser de  $1,5 H_B$  (nunca menor que  $H_B$ ). Os blocos são alinhados de forma alternada, ou seja, a posição dos blocos de uma rua coincide com os espaços entre blocos da rua seguinte;

- blocos parciais, de larguras de  $1/3$  e  $2/3$  de  $H_B$ , devem ser colocados juntos às paredes laterais nas ruas ímpares, alternando com as ruas pares, as quais possuem blocos em posições alternadas;

- a distância entre ruas de blocos deve ser de  $2 H_B$ ;

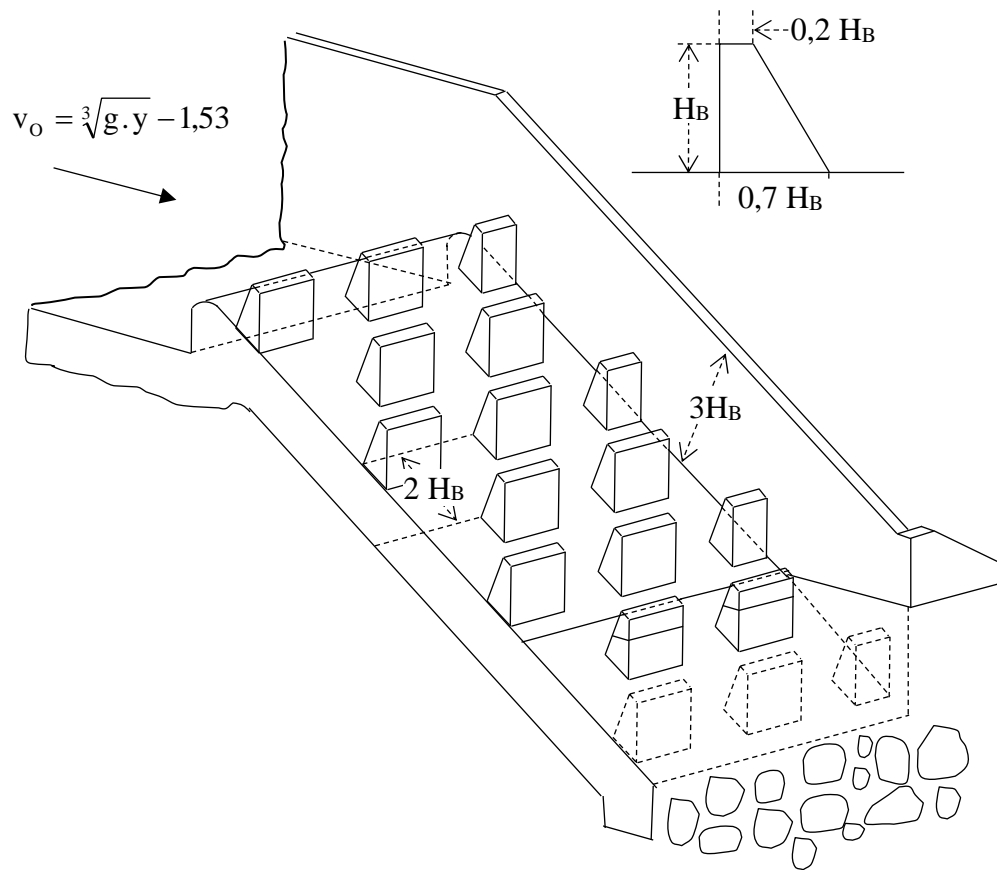
- a declividade máxima da rampa deve ser de 2 (horizontal):1 (vertical). Para rampas mais suaves, as ruas de blocos podem apresentar maiores espaçamentos entre si, de forma a fornecer a mesma diferença vertical obtida com a inclinação 2:1;

- como medida prática, utilizam-se quatro ruas de blocos de amortecimento e estabilização do fluxo, embora um menor número de ruas também possa operar com sucesso. A rampa deve ser estendida abaixo do nível d'água a jusante com, pelo menos, uma rua de blocos submersa;

- a altura da parede lateral da rampa deve ser igual a  $3 H_B$ ;

- pedras de mão (20-30 cm) devem ser colocadas nas laterais e no fundo, no final da rampa, para evitar efeitos erosivos de correntes secundárias.

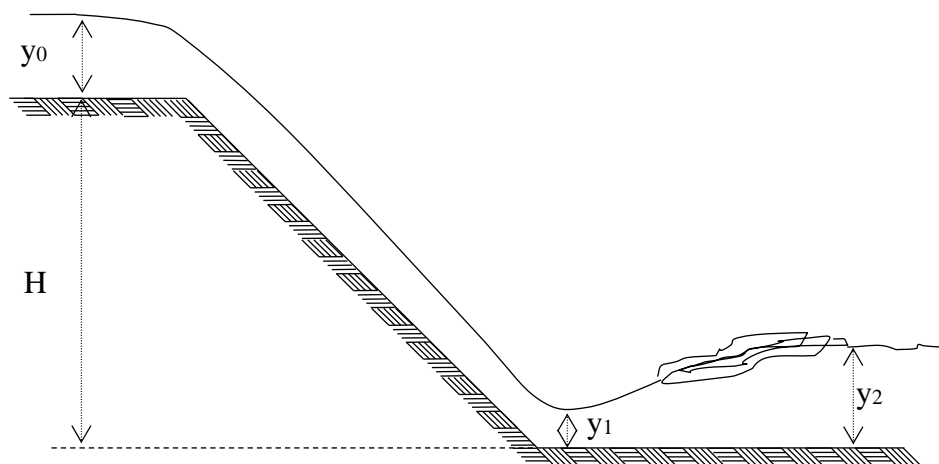
Na Figura 10.5 é mostrado um esquema de uma rampa com blocos e as dimensões básicas.



**FIGURA 10.5** Proporções básicas da rampa com blocos

### 10.3 DISSIPAÇÃO DE ENERGIA POR MEIO DE RESSALTOS HIDRÁULICOS

O escoamento em uma rampa extravasora, está representado na Figura 10.6.



**FIGURA 10.6** Escoamento em uma rampa extravasora



A velocidade teórica ao pé da rampa extravasora pode ser estimada por:

$$v_1 = \sqrt{2 \cdot g \cdot \left( H + y_0 + \frac{v_0^2}{2 \cdot g} - y_1 \right)}$$

em que:

H = diferença de cotas entre o fundo do canal extravasor e a extremidade final da rampa (m);

$y_0$  = altura da água no canal extravasor (m);

$v_0$  = velocidade de aproximação no canal extravasor ( $\text{m s}^{-1}$ );

$y_1$  = altura conjugada inicial do ressalto (m).

Devido à perda de energia, que sempre ocorre no escoamento em um extravasor, a velocidade real é sempre menor que a velocidade teórica. O valor da diferença entre elas varia com a carga hidráulica inicial, com o tamanho do desnível, da declive da rampa extravasora e da rugosidade de sua superfície. Desprezando-se a velocidade de aproximação ( $v_0$ ) e profundidade do nível d'água ( $y_1$ ), a velocidade teórica pode ser estimada por:

$$v_1 = \sqrt{2 \cdot g \cdot (H + y_0)}$$

Do ponto de vista prático, o ressalto hidráulico é um meio útil de dissipar o excesso de energia de escoamentos supercríticos. Sua maior importância reside no fato de minimizar o potencial erosivo de escoamentos a jusante de vertedores de barragens, rampas, comportas, etc. reduzindo rapidamente a velocidade para valores incapazes de provocar maiores danos ao canal de jusante.

Os ressaltos sempre acontecem quando há a passagem de um regime supercrítico, caracterizado por um escoamento rápido para um outro regime de velocidade mais baixa, denominado subcrítico. Com a criação do ressalto, pode haver muita turbulência com conseqüente redução desta, diminuição da velocidade e conseqüente diminuição do potencial erosivo.

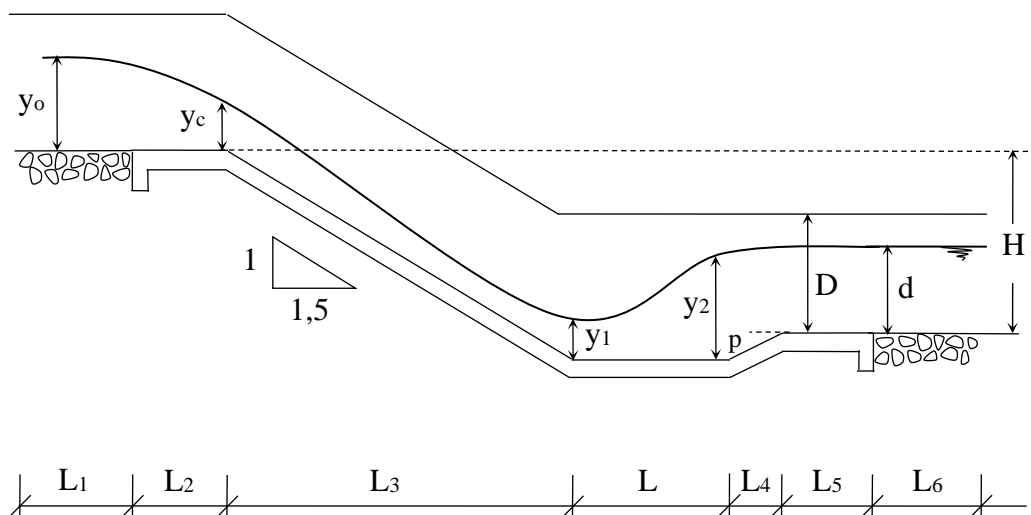
Em algumas situações, para a dissipação de energia através de ressalto hidráulico, este é confinado em estruturas denominadas de bacia de dissipação, as quais possuem o fundo revestido para resistir a força de cisalhamento do escoamento. Na prática, raramente a bacia é projetada para conter o ressalto em todo o seu comprimento, o que constitui obras dispendiosas. Para aumentar a dissipação de energia, a estabilização do ressalto e diminuir as

dimensões da bacia, com conseqüente redução de custos, são construídas obras acessórias, tais como blocos amortecedores, blocos de queda e soleiras. Existem bacias com projetos já desenvolvidos e testados, denominadas bacias USBR. A formação e o controle do ressalto podem ser feitos por meio de estruturas mais simples, como é o caso do uso de soleiras, elevação brusca e depressão do fundo do canal.

### 10.3.1 CALHAS

Em algumas situações pode ocorrer a necessidade de se vencer um desnível entre dois pontos ao longo de um canal, de magnitude tal que a velocidade final pode atingir valores bastantes altos, desenvolvendo potencial erosivo, principalmente se o canal for de terra ou mesmo revestido com material de pouca coesão. Nestes casos, a solução pode ser um novo traçado do canal, como por exemplo, aumentando o seu comprimento, de forma a se obter uma declividade menor e com velocidade compatível com o tipo de revestimento; revestimento do trecho em declive com material resistente ou construção de calhas de grandes declividades para vencer tais desníveis. Somente uma análise de custos poderá indicar a melhor solução.

A calha é uma estrutura hidráulica utilizada para fazer a transição entre dois pontos de um canal separados por um determinado desnível. Este tipo de estrutura é indicado para desnível de até 4 m. Um esquema da calha é mostrado na Figura 10.7.



**FIGURA 10.7** Calha dissipadora de energia

A calha é formada por um trecho de transição ( $L_2$ ) entre o canal e a calha, um trecho de forte declividade ( $L_3$ ), em que o escoamento será supercrítico, uma bacia de dissipação para confinar o ressalto e um trecho de transição entre a calha e o canal ( $L_5$ ).

Este tipo de calha apresenta as seguintes relações empíricas:

$$L = 5 \cdot (y_2 - y_1)$$

$$L_1 = y_0 + 0,15 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,5 \cdot y_0$$

$$L_3 = 1,5 \cdot (H + p)$$

$$L_4 = 4 \cdot p$$

$$L_5 = b$$

$$L_6 = 2 \cdot b$$

$$D = 1,2 \cdot d + 0,15 \text{ m}$$

$$d = y_2 - p$$

(“b” é a largura do canal retangular e “D” a altura do muro lateral de proteção).

### 10.3.1.1 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DA CALHA RETANGULAR

Pela Figura 10.7, desprezando-se a perda de carga entre o nível d'água na extremidade do canal ( $y_0$ ) e o escoamento na bacia ( $y_1$ ), pode-se escrever:

$$y_0 + \frac{v_0^2}{2 \cdot g} + H + p = y_1 + \frac{v_1^2}{2 \cdot g}$$

$$v_1 = \sqrt{2 \cdot g \cdot \left( H + p + y_0 + \frac{v_0^2}{2 \cdot g} - y_1 \right)}$$

Da equação  $q = v_1 \cdot y_1$  obtém-se o valor de  $y_1$

O valor de  $y_2$  é dado por:

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \cdot \left( \sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} - 1 \right)$$

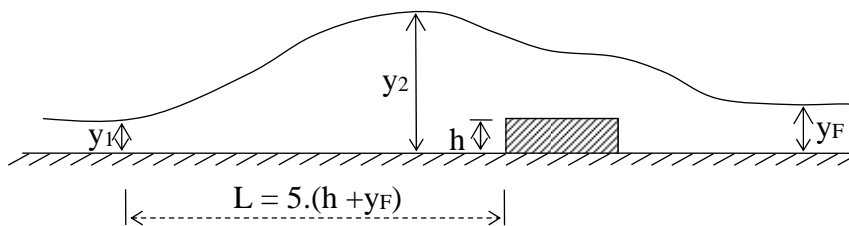
A resolução é feita por tentativas, atribuindo-se, inicialmente, valores a “p” e “ $y_1$ ”. Calcula-se “ $y_2$ ” e, daí, obtém-se o valor de “p”. Se for igual ao valor inicial, o problema estará resolvido, se não, atribuem-se novos valores a “p” e a “ $y_1$ ”, até convergir.

### 10.3.2 FORMAÇÃO E CONTROLE DO RESSALTO HIDRÁULICO

O ressalto pode ser formado com uso de soleiras de várias formas, tais como vertedores de parede espessa, elevações abruptas e degraus no fundo do canal. A função da soleira é assegurar a formação do ressalto e controlar sua posição sob qualquer condição possível de operação.

#### 10.3.2.1 SOLEIRA DE PAREDE ESPESSA

O escoamento sobre a soleira não será influenciado pelas condições de jusante desde que a profundidade de água no canal de fuga for  $y_F < \frac{(2 \cdot y_2 + h)}{3}$ .



**FIGURA 10.8** Uso de soleira espessa na formação do ressalto hidráulico

Os valores de  $h/y_1$  em função de  $Fr_1$  são obtidos por meio da Tabela 10.2:

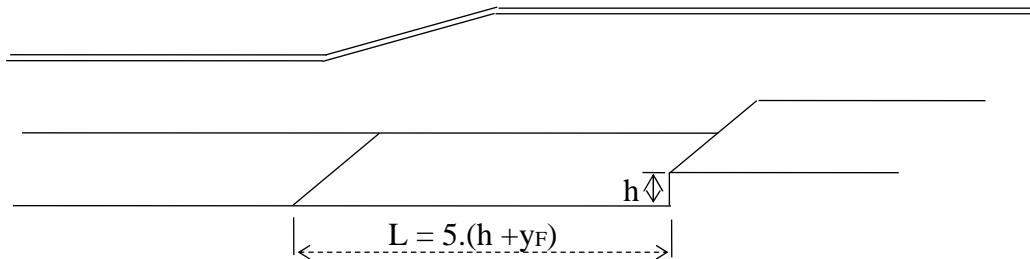
**TABELA 10.2** Relação entre altura da soleira ( $h$ ) e profundidade de montante do ressalto ( $y_1$ ), em função do número de Froude ( $Fr_1$ ).

$Fr_1$	$h/y_1$	$Fr_1$	$h/y_1$	$Fr_1$	$h/y_1$	$Fr_1$	$h/y_1$	$Fr_1$	$h/y_1$
2,0	0,1	3,0	0,8	4,0	1,4	5,0	2,1	6,0	2,9
2,2	0,2	3,2	0,9	4,2	1,6	5,2	2,3	6,2	3,1
2,4	0,4	3,4	1,0	4,4	1,7	5,4	2,4	6,4	3,2
2,6	0,5	3,6	1,1	4,6	1,8	5,6	2,6	6,6	3,4
2,8	0,6	3,8	1,3	4,8	2,0	5,8	2,7	6,8	3,5

Um vertedor de parede espessa apresenta certa vantagem em comparação com outros tipos de controles; possui maior estabilidade estrutural do que um vertedor de parede delgada e, geralmente, envolve menor custo do que uma estrutura de elevação abrupta do fundo.

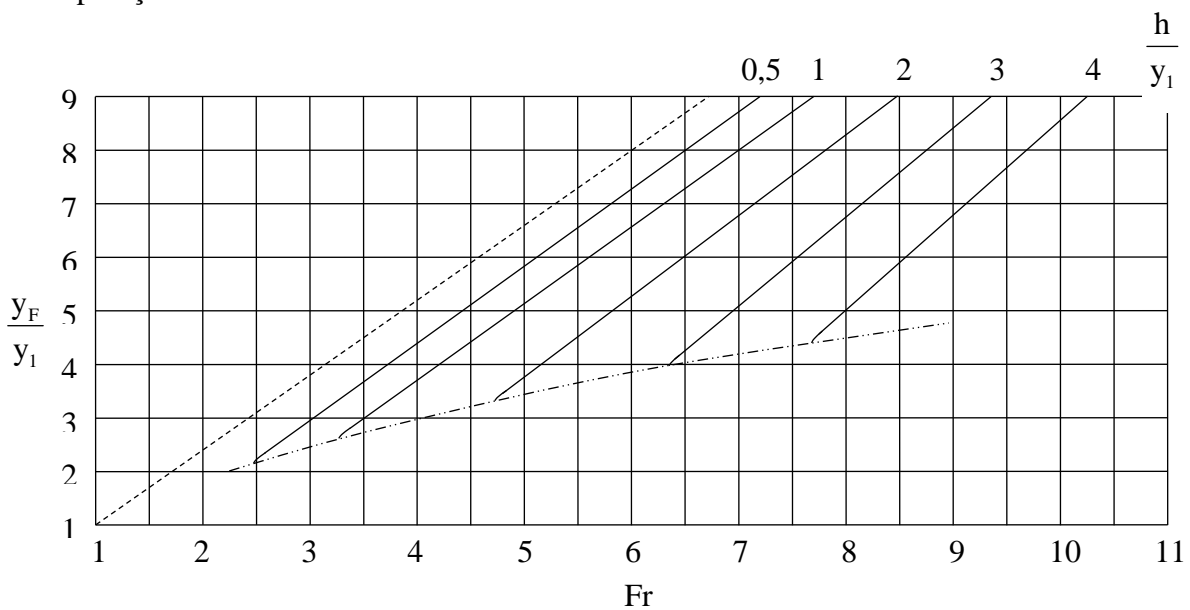
### 10.3.2.2 ELEVAÇÃO ABRUPTA DO FUNDO DO CANAL

A formação do ressalto pode ser feita dotando-se o fundo do canal de uma elevação ou degrau (Figura 10.9)



**FIGURA 10.9** Elevação brusca para a formação do ressalto hidráulico

Por meio do diagrama (Figura 10.10) é possível estimar a performance de uma dada elevação, quando  $v_1$ ,  $y_1$ ,  $y_2$ ,  $y_F$  e  $h$  são conhecidos. Se o ponto se situar dentro da faixa experimental, e coincidir com alguma curva já conhecida, além de conhecer a relação  $h/v_1$ , o comprimento é dado por  $L = 5 . (h + y_F)$ ; por outro lado, haverá a necessidade de se fazer interpolação.

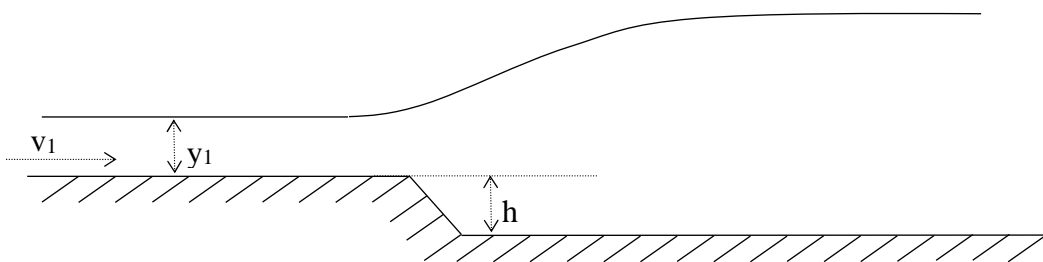


**FIGURA 10.10** Diagrama para a obtenção da altura (h) da elevação

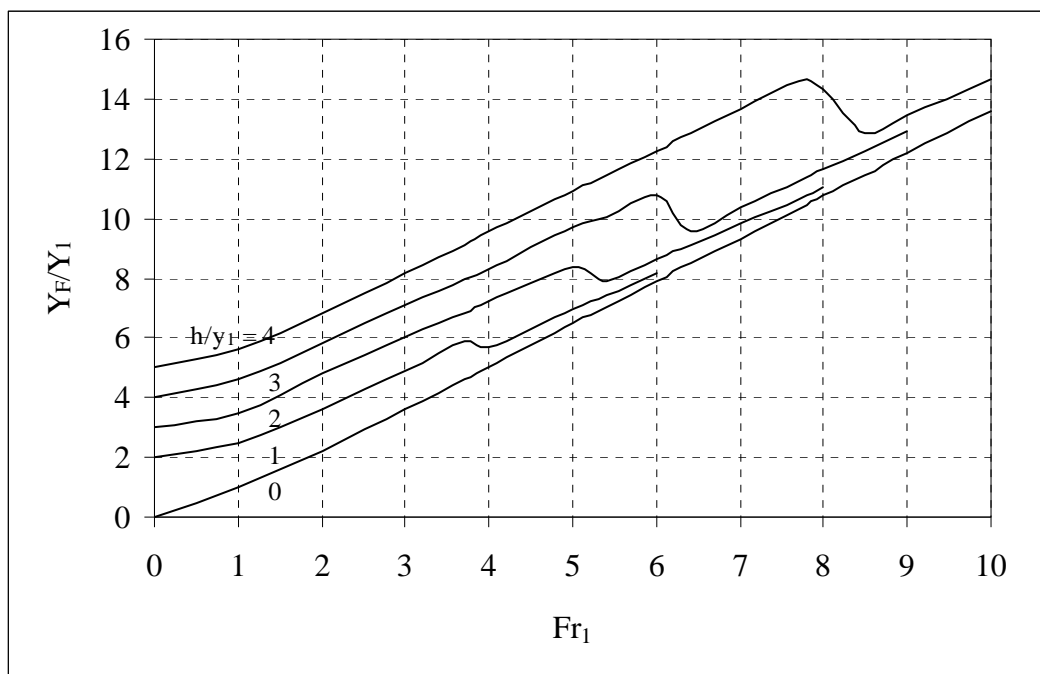
Embora o uso do diagrama deva ser feito considerando-se o valor da vazão máxima, outros valores de vazão também devem ser simulados; entretanto, deve-se adotar o valor da elevação obtido para a pior condição, ou seja, o maior valor. Da mesma forma, deve-se determinar o valor da altura do degrau abaixo do qual não haveria formação de ressalto.

### 10.3.2.3 QUEDA NO FUNDO DO CANAL (DEGRAU)

O uso de soleiras e elevação do fundo para o controle de ressaltos é eficaz se a altura da água a jusante do ressalto (profundidade no canal de fuga “ $y_F$ ”) for menor que a profundidade final do ressalto ( $y_2$ ). Já, se profundidade no canal de fuga “ $y_F$ ” for maior do que a profundidade de jusante do ressalto ( $y_2$ ), um degrau (queda) no fundo do canal deve ser feito de forma a estabilizar o ressalto (Figura 10.11). Esta condição ocorre, normalmente, ao final da expansão de um escoamento supercrítico. O diagrama da Figura 10.12 pode ser usado em projetos para determinar a profundidade da queda necessária para estabilizar o ressalto para uma determinada combinação de vazão e profundidades de montante e jusante.



**FIGURA 10.11** Degrau para formação do ressalto hidráulico



**FIGURA 10.12** Diagrama para a obtenção da altura (h) do degrau

### 10.3.3 BACIAS DE DISSIPACÃO PADRONIZADAS (USBR)

Bacias de dissipação são estruturas especialmente projetadas e construídas para conter e controlar o ressalto hidráulico. Em muitas situações, por razões de economia, as bacias são dotadas de elementos acessórios que, atuando no ressalto, diminuem sua extensão, e, conseqüentemente, os custos das obras. Estes acessórios são:

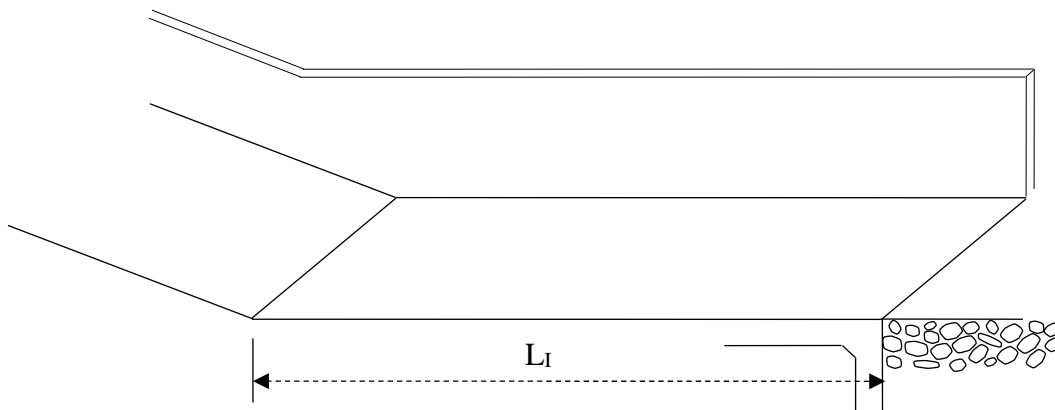
- blocos de queda - construídos no início da bacia e têm a finalidade de aumentar a profundidade da água, intensificar o turbilhonamento e reduzir o comprimento da bacia;

- blocos amortecedores - construídos entre os blocos de queda e a soleira terminal (final da bacia), têm a finalidade de estabilizar o ressalto, aumentar o turbilhonamento, e melhorar o desempenho da bacia;

- soleiras terminais - são degraus contínuos ou dentados, construídos no final da bacia, que têm a finalidade de criar certo refluxo de água que permite a remoção do material sólido transportado até a bacia.

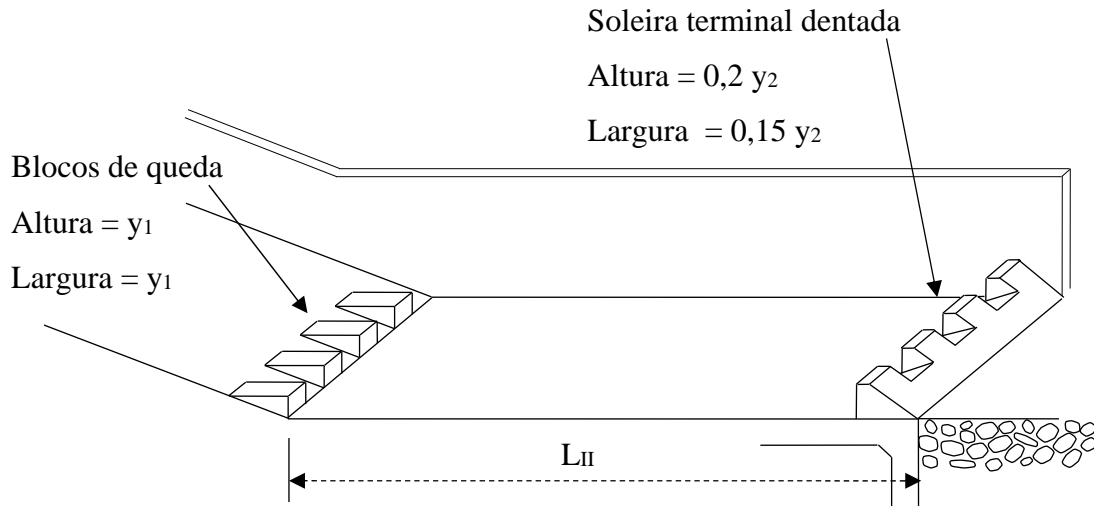
As bacias de dissipação mais utilizadas são aquelas idealizadas pelo instituto de hidráulica americano (USBR). Estas são plataformas normalmente horizontais ou inclinadas, de modo a concordar com a declividade do canal. Entretanto, oferecem suficiente obstrução para superar forças devido à gravidade, de modo que a corrente líquida possa ser desacelerada até a posição em que venha a ocorrer um salto hidráulico. As bacias USBR são classificadas em quatro tipos (I, II, III e IV), dependendo do número de Froude:

- Tipo I: para  $Fr < 1,7$  ( $1,2 < Fr < 1,7$ ); nestas condições, não há necessidade de bacias especiais. A plataforma é horizontal com enrocamento de pedras. Para  $1,7 < Fr < 2,5$  (pré-ressalto). O escoamento não possui grande turbilhonamento, sendo dispensáveis os blocos amortecedores e a soleira terminal. A bacia deve ser suficientemente longa para conter o ressalto.  $L_R \geq 6,9 y_r$  (Figura 10.13).



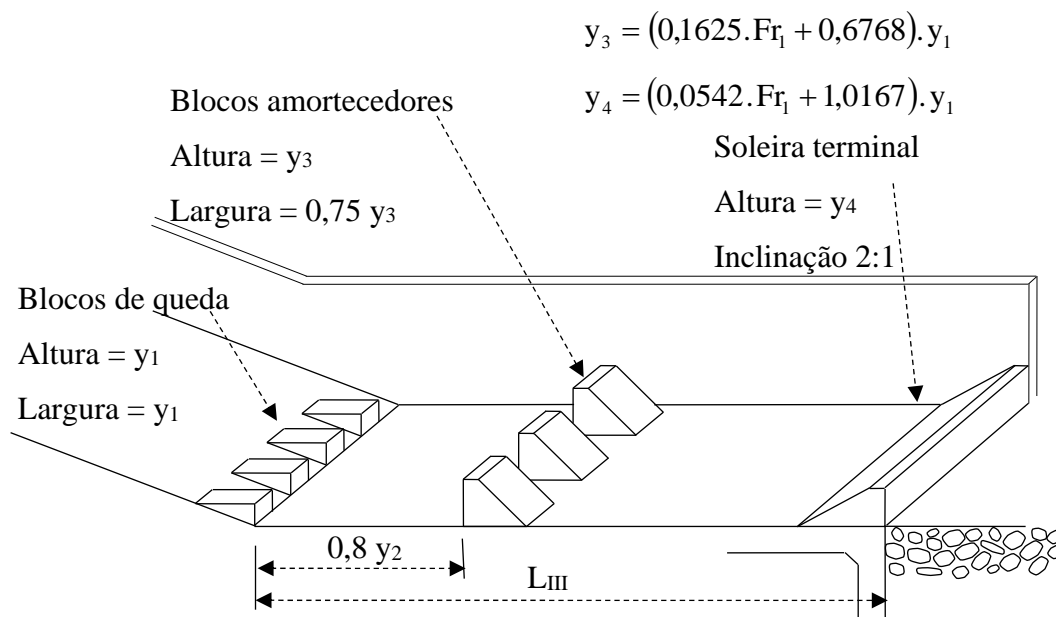
**FIGURA 10.13** Bacia de dissipação tipo I

- Tipo II: para  $Fr_1 > 4,5$  e  $V_1 > 15$  m/s. Não tem blocos amortecedores. O comprimento do fundo é, aproximadamente, 4,3 vezes a altura de jusante ( $y_2$ ). A soleira é dentada (Figura 10.14).



**FIGURA 10.14** Bacia de dissipação tipo II

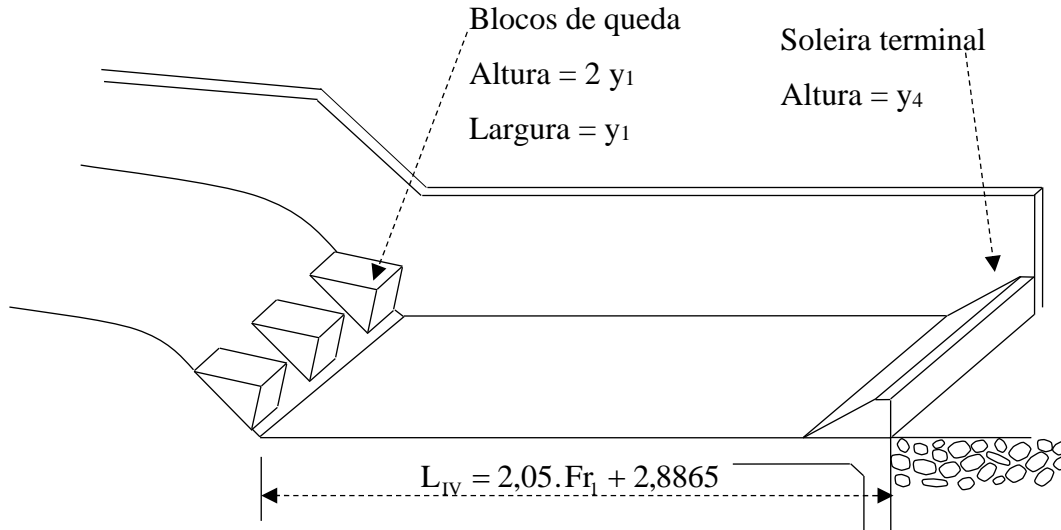
- Tipo III: para  $Fr_1 > 4,5$  e  $V_1 \leq 15$  m/s. Possui blocos de queda e amortecedores, e soleira terminal. Permitem diminuir o comprimento do ressalto (Figura 10.15). Comprimento ( $L_{III}$ ) aproximado de 2,7 vezes a profundidade  $y_2$ .



**FIGURA 10.15** Bacia de dissipação tipo III



- Tipo IV: para  $2,5 < Fr < 4,5$ . São as bacias menos eficientes porque a onda que se forma com o ressalto não pode ser controlada pelos acessórios normalmente empregados. O emprego desse tipo de bacia pode ser evitado pela adoção, para a estrutura, de dimensões que resultem em um número de Froude fora dessa faixa de valores (Figura 10.16).



**FIGURA 10.16** Bacia de dissipação tipo IV

### 10.3.4 DETERMINAÇÃO DA COTA DO FUNDO DA BACIA DE DISSIPÇÃO

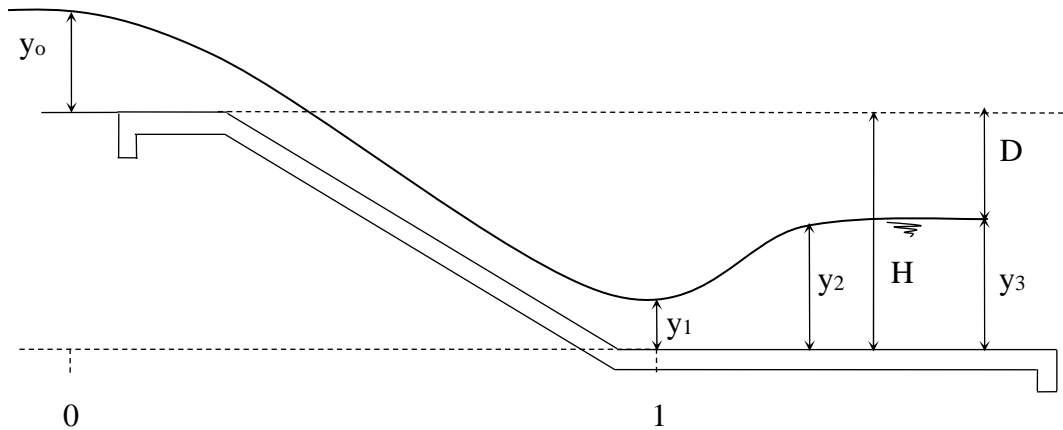
Para que haja eficiente dissipação de energia utilizando-se o ressalto hidráulico, é necessário que a altura conjugada no regime subcrítico seja igual àquela correspondente ao nível d'água no canal de fuga ou de restituição. Se a altura conjugada do ressalto, no regime fluvial, for maior que o nível d'água no canal de fuga, o ressalto irá se deslocar para jusante, até que se alcance uma altura, no regime supercrítico, que seja conjugada com o nível d'água no canal de fuga.

A cota do fundo da bacia de dissipação tem fundamental importância na formação do ressalto ao pé do vertedor. Para que o ressalto se forme ao pé do vertedor, é necessário que a profundidade da água no canal de fuga ( $y_3$ ) seja igual à profundidade conjugada ( $y_2$ ) do ressalto, o que constitui uma situação ideal de projeto.

Se  $y_3 < y_2$ , o ressalto irá deslocar para jusante e, devido ao atrito com as paredes do canal, irá perdendo velocidade até atingir uma altura, no regime supercrítico, que seja conjugada com o nível d'água de jusante ( $y_3$ ). A solução para se evitar isso é aprofundar a cota da bacia de dissipação.

Se  $y_3 > y_2$ , o ressalto irá ocorrer ao pé do vertedor, porém, irá ficar submerso, dissipando pouca energia e, ainda, tendo o jato d'água passando com grande velocidade no fundo do canal, podendo provocar erosão. Neste caso, a solução é construir a bacia de dissipação em cota mais elevada.

Um esquema de escoamento em uma rampa extravasora com formação de ressalto é mostrado na Figura 10.17.



**FIGURA 10.17** Escoamento em uma rampa vertedora

Considerando o esquema mostrado na Figura 10.17 e desprezando-se a perda de carga entre as seções 0 e 1, a velocidade de aproximação ( $v_0$ ), tem-se:

$$y_0 + \frac{v_0^2}{2 \cdot g} + z_0 = y_1 + \frac{v_1^2}{2 \cdot g} + z_1$$

ou seja, desprezando-se  $\frac{v_0^2}{2 \cdot g}$  e  $y_1$ , e fazendo-se  $z_0 = H$  e  $z_1 = 0$ , chega-se a:

$$v_1 = \sqrt{2 \cdot g \cdot (H + y_0)}$$

Para canais retangulares,  $q = v \cdot y$ , daí,  $y_1 = \frac{q}{v_1}$ , substituindo, obtém-se:

$$y_1 = \frac{q}{\sqrt{2 \cdot g \cdot (H + y_0)}}$$

A altura conjugada ( $y_2$ ) para a formação do ressalto é dada por:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \cdot \left( \sqrt{1 + \frac{8 \cdot q^2}{g \cdot y_1^3}} - 1 \right)$$

Da Figura 10.17 obtém-se que  $\frac{y_2}{y_1} = \frac{H-D}{y_1}$

Rearranjando-se as equações anteriores, chega-se a:

$$\frac{2.H - 2.D}{y_1} + 1 = \sqrt{1 + \frac{70,87 \cdot (H + y_0)^2}{q}}$$

Pela equação anterior, assumindo diferentes valores de  $y_0$  (entre 0,5 e 2 m), de D (entre 3 e 10 m), e vazões unitárias variando entre 0,5 e 4  $\text{m}^3 \text{s}^{-1} \text{m}^{-1}$ , obtiveram-se os valores médios para “H” (diferença de cota entre a soleira do vertedor e o fundo da bacia de dissipação), que são apresentados na Tabela 10.3.

**TABELA 10.3** Diferença de nível (H) entre a soleira do vertedor e o fundo da bacia de dissipação, em função da vazão unitária (q) e da diferença de cotas (D) entre a soleira do vertedor e o nível d’água no canal de fuga ( $y_2$ ), considerando valores de profundidade ( $y_0$ ) entre 0,5 e 2 m

D (m)	Vazão unitária ( $\text{m}^3 \text{s}^{-1} \text{m}^{-1}$ )							
	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4
3	4,4	4,4	4,7	5	5,3	5,5	5,7	5,9
4	5,0	5,4	5,8	6,1	6,3	6,6	6,8	7,0
5	6,1	6,5	6,9	7,2	7,4	7,7	7,9	8,1
6	7,1	7,6	7,9	8,2	8,5	8,8	9,0	9,2
7	8,1	8,6	9,0	9,3	9,6	9,8	10,1	10,3
8	9,2	9,7	10,0	10,4	10,7	10,9	11,2	11,4
9	10,2	10,7	11,1	11,4	11,7	12,0	12,3	12,5
10	11,2	11,7	12,1	12,5	12,8	13,1	13,3	13,6

### 10.4 EXERCÍCIOS RESOLVIDOS

1) Calcule a altura da soleira e o comprimento da bacia (formação do ressalto) para um escoamento em um canal retangular, com  $q = 2,8 \text{ m}^3/\text{s.m}$ ,  $V_1 = 10 \text{ m/s}$ ,  $Y_1 = 0,28 \text{ m}$ ,  $Y_2 = 2,24 \text{ m}$  e a profundidade no canal de fuga  $Y_3 = 1,4 \text{ m}$ .

Como a altura no canal de fuga ( $Y_1$ ) é menor do que a profundidade de jusante do ressalto ( $Y_2$ ), a formação e a contenção do ressalto poderão ser feitas por meio de uma soleira de parede espessa ou de um degrau no fundo do canal.

Soleira de parede espessa

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot y_1}} = \frac{10}{\sqrt{9,81 \cdot 0,28}} = 6$$

Pela Tabela 10.2 obtém-se  $\frac{h}{Y_1} = 2,9$ , o que resulta em  $h = 2,9 \times 0,28 = 0,81 \text{ m}$ .

Considerando-se  $y_3 = 1,4 \text{ m}$ , o comprimento da bacia deverá ser de  $L = 5 \cdot (h + y_3)$ , que substituindo, dará  $L = 5 \cdot (0,81 + 1,4) = 11,05 \text{ m}$ .

Elevação brusca do fundo do canal

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot y_1}} = \frac{10}{\sqrt{9,81 \cdot 0,28}} = 6$$

$$\frac{Y_3}{Y_1} = 5$$

Considerando os valores de  $Fr = 6$  e  $\frac{Y_3}{Y_1} = 5$ , pelo diagrama da Figura 10.12, obtém-se

$$\frac{h}{Y_1} = 2, \text{ o que resulta em } h = 2 \times 0,28 = 0,56 \text{ m.}$$

Considerando  $y_3 = 1,4 \text{ m}$ , o comprimento da bacia deverá ser de  $L = 5 \cdot (h + y_3)$ , que substituindo dará  $L = 5 \cdot (0,56 + 1,40) = 9,8 \text{ m}$ .

2) Calcule a depressão do fundo necessária para formação do ressalto, considerando um escoamento em um canal retangular, com  $q = 2,8 \text{ m}^3/\text{s.m}$ ,  $V_1 = 10 \text{ m/s}$ ,  $Y_1 = 0,28 \text{ m}$ ,  $Y_2 = 2,24 \text{ m}$  e a profundidade no canal de fuga  $Y_3 = 2,5 \text{ m}$ .

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot y_1}} = \frac{10}{\sqrt{9,81 \cdot 0,28}} = 6$$

$$\frac{Y_3}{Y_1} = \frac{2,5}{0,28} \cong 9$$

Considerando os valores de  $Fr = 6$  e  $\frac{Y_3}{Y_1} = 9$ , pelo diagrama da figura 10.8 obtém-se  $\frac{h}{Y_1} \approx 2,5$ ,

o que resulta em  $h = 2,5 \times 0,28 = 0,70$  m.

3) A água escoar com velocidade de 1,5 m/s e altura de 1,5 m em um extravasor, de seção retangular, com cota 100 m. Sabendo-se que o nível d'água no canal de fuga ( $Y_F$ ) é de 1,5 m e a cota é de 95 m, determine a altura conjugada do ressalto e tipo e as dimensões da bacia para conter o ressalto e as dimensões.

$$V_1 = \sqrt{2 \cdot g \cdot \left( Z + \frac{Y_0}{2} \right)}$$

$$V_1 = \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot \left( 5 + \frac{1}{2} \right)} = 10,4 \text{ m/s}$$

$$q = v_0 \cdot y_0$$

$$q = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$$

$$q = v_1 \cdot y_1$$

$$2,25 = 10,4 \cdot y_1 \quad y_1 = 0,22 \text{ m}$$

$$Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot y_1}}$$

$$Fr_1 = \frac{10,4}{\sqrt{9,81 \cdot 0,22}} = 7,1$$

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \cdot \left( \sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} - 1 \right)$$

$$y_2 = \frac{0,22}{2} \cdot \left( \sqrt{1 + 8 \cdot 7,1^2} - 1 \right) = 2,1 \text{ m}$$

Como  $Fr_1 = 7,1$  e  $v_1 = 10,4$  m/s, a bacia indicada é tipo III.

$$y_3 = (0,1625 \cdot Fr_1 + 0,6768) \cdot y_1$$

$$y_3 = (0,1625 \cdot 7,1 + 0,6768) \cdot 0,22 = 0,4$$

$$y_4 = (0,0542 \cdot Fr_1 + 1,0167) \cdot y_1$$

$$y_4 = (0,0542 \cdot 7,1 + 1,0167) \cdot 0,22 = 0,3$$

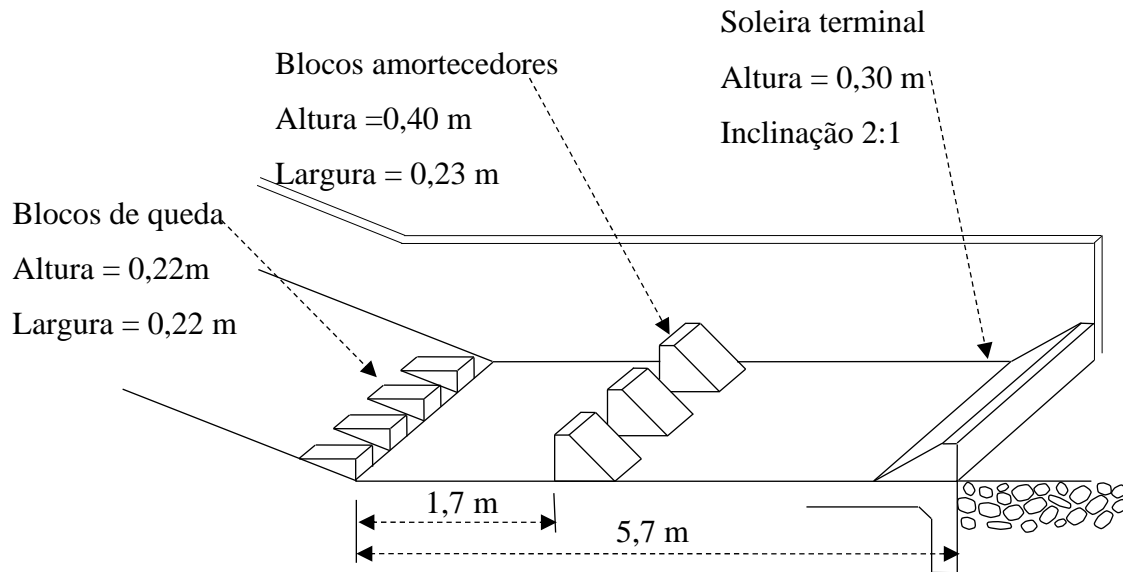
Comprimento da bacia

$$L_{III} = 2,7 \cdot y_2 = 2,7 \cdot 2,1 = 5,7 \text{ m}$$

Blocos amortecedores (altura = 0,4 m; largura = 0,23 m; espaçamento = 0,23 m)

Blocos de queda (altura = 0,22 m; largura = 0,22 m; espaçamento = 0,22 m)

Soleira terminal (altura = 0,3 m)



**FIGURA 10.18** Dimensões da bacia de dissipação

4) Determinar a cota do fundo da bacia de dissipação, que deverá ser construída ao pé de uma rampa extravasora para a formação do ressalto. Dados:  $q = 3 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ m}^{-1}$ ; cota do nível d'água no reservatório de 865 m; cota da soleira de 863 m e cota do nível d'água no canal de restituição de 855 m.

Solução:

O valor de "D", ou seja, a diferença de nível entre a soleira e o nível d'água à jusante é dado por:  $D = 863 - 855 = 8 \text{ m}$

A altura do nível d'água ( $y_0$ ) é de:  $865 - 863 = 2 \text{ m}$ .

Para uma vazão unitária de  $3 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ m}^{-1}$  e  $D = 8 \text{ m}$ , pela Tabela 10.3, obtém-se  $H = 10,9 \text{ m}$ , ou seja, a cota do fundo da bacia deve ser de  $863 - 10,9 = 852,1 \text{ m}$ .

5) Dimensionar uma calha inclinada, de seção retangular, para a ligação de duas seções, separadas de um desnível de 3,5 m entre si, com largura da base ( $b$ ) de 3 m, altura d'água de 2 m e vazão ( $Q$ ) igual a  $7,2 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . O desnível entre as seções é de 3,5 m.

Solução:

A vazão unitária é  $q = \frac{Q}{b} = \frac{7,2}{3} = 2,4 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ m}^{-1}$

A velocidade inicial ( $v_0$ ) é dada por  $v_1 = \frac{q}{y_1} = \frac{2,4}{y_1}$

Substituindo-se os valores na equação da energia, tem-se

Substituindo-se em  $v_1 = \sqrt{2 \cdot g \cdot \left( H + p + y_0 + \frac{v_0^2}{2 \cdot g} - y_1 \right)}$  e assumindo-se, inicialmente,  $p$

$= 0,5$  m, igualando  $v_1 = \frac{2,4}{y_1}$  e  $v_1 = \sqrt{2 \cdot g \cdot \left( 3,5 + 0,5 + 2 + \frac{1,20^2}{2 \cdot g} - y_1 \right)}$  obtém-se,

$$y_1 = 0,22 \text{ m e } v_1 = 10,9 \text{ m s}^{-1}$$

Calcula-se a profundidade conjugada  $y_2$

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \cdot \left( \sqrt{1 + 8 \cdot Fr_{11}^2} - 1 \right) \text{ em que } Fr_{11} = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot y_1}} = \frac{10,9}{\sqrt{9,82 \cdot 0,22}} = 7,42$$

$$y_2 = \frac{0,22}{2} \cdot \left( \sqrt{1 + 8 \cdot 7,42^2} - 1 \right) = 2,2 \text{ m}$$

Testando a resposta  $p = y_2 - d$ , fazendo  $d = y_0$

$$P = 2,2 - 2 = 0,2 \text{ m (valor abaixo do inicial "0,5 m")}$$

Outra tentativa, assumindo  $p = 0,2$  m e refazendo os cálculos

igualando  $v_1 = \frac{2,4}{y_1}$  e  $v_1 = \sqrt{2 \cdot g \cdot \left( 3,5 + 0,2 + 2 + \frac{1,20^2}{2 \cdot g} - y_1 \right)}$  obtém-se,

$$y_1 = 0,23 \text{ m e } v_1 = 10,4 \text{ m s}^{-1}$$

Calcula-se a profundidade conjugada  $y_2$

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \cdot \left( \sqrt{1 + 8 \cdot Fr_{11}^2} - 1 \right) \text{ em que } Fr_{11} = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot y_1}} = \frac{10,4}{\sqrt{9,82 \cdot 0,23}} = 6,92$$

$$y_2 = \frac{0,24}{2} \cdot \left( \sqrt{1 + 8 \cdot 6,92^2} - 1 \right) = 2,14 \text{ m}$$

Testando a resposta  $p = y_2 - d$ , fazendo  $d = y_0$

$$P = 2,14 - 2 = 0,14 \text{ m (valor abaixo de "0,2 m")}$$

Outra tentativa, assumindo  $p = 0,14$  m e refazendo os cálculos

igualando  $v_1 = \frac{2,4}{y_1}$  e  $v_1 = \sqrt{2 \cdot g \cdot \left( 3,5 + 0,14 + 2 + \frac{1,20^2}{2 \cdot g} - y_1 \right)}$  obtém-se,

$$y_1 = 0,23 \text{ m e } v_1 = 10,4 \text{ m s}^{-1}$$

Calcula-se a profundidade conjugada  $y_2$

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \cdot \left( \sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} - 1 \right) \quad \text{em que } Fr_{11} = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot y_1}} = \frac{10,4}{\sqrt{9,82 \cdot 0,23}} = 6,92$$

$$y_2 = \frac{0,23}{2} \cdot \left( \sqrt{1 + 8 \cdot 6,92^2} - 1 \right) = 2,14 \text{ m}$$

Testando a resposta  $p = y_2 - d$ , fazendo  $d = y_0$

$$P = 2,14 - 2 = 0,14 \text{ m (valor igual ao assumido anteriormente, ou seja, } p = \text{"0,14 m"})$$

Resposta:  $y_1 = 0,23 \text{ m}$ ;  $v_1 = 10,4 \text{ m}$ ;  $p = 0,14 \text{ m}$ .

$$L = 5 \cdot (y_2 - y_1) = 5 \cdot (2,14 - 0,23) = 9,55 \text{ m}$$

$$L_1 = y_0 + 0,15 \text{ m} = 2 + 0,15 = 2,15 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,5 \cdot y_0 = 1,5 \cdot 2 = 3 \text{ m}$$

$$L_3 = 1,5 \cdot (H + p) = 1,5 \cdot (3,5 + 0,14) = 5,46 \text{ m}$$

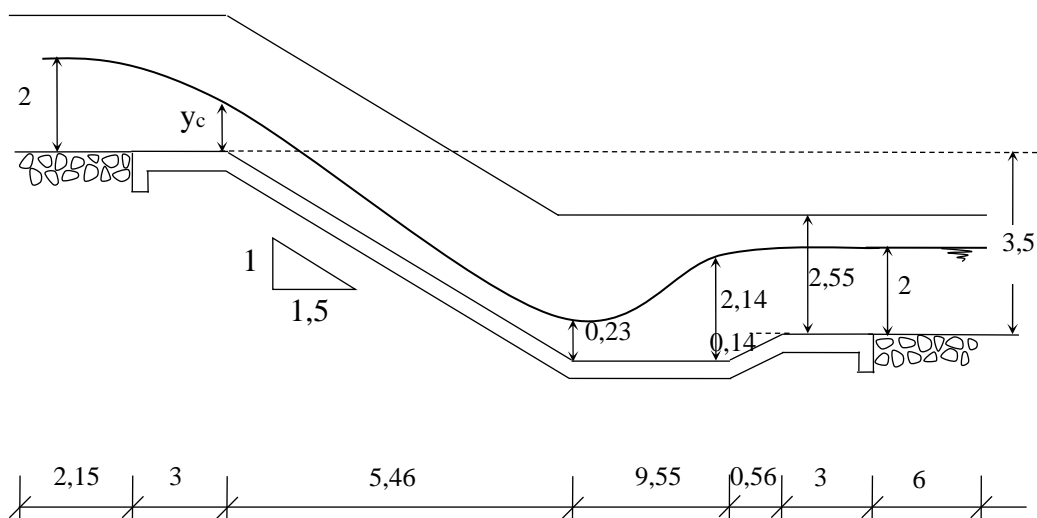
$$L_4 = 4 \cdot p = 4 \cdot 0,14 = 0,56 \text{ m}$$

$$L_5 = b = 3 \text{ m}$$

$$L_6 = 2 \cdot b = 6 \text{ m}$$

$$d = y_2 - p = 2,14 - 0,14 = 2 \text{ m}$$

$$D = 1,2 \cdot d + 0,15 \text{ m} = 1,2 \cdot 2 + 0,15 = 2,55 \text{ m}$$



**FIGURA 10.19** Dimensões da calha dissipadora

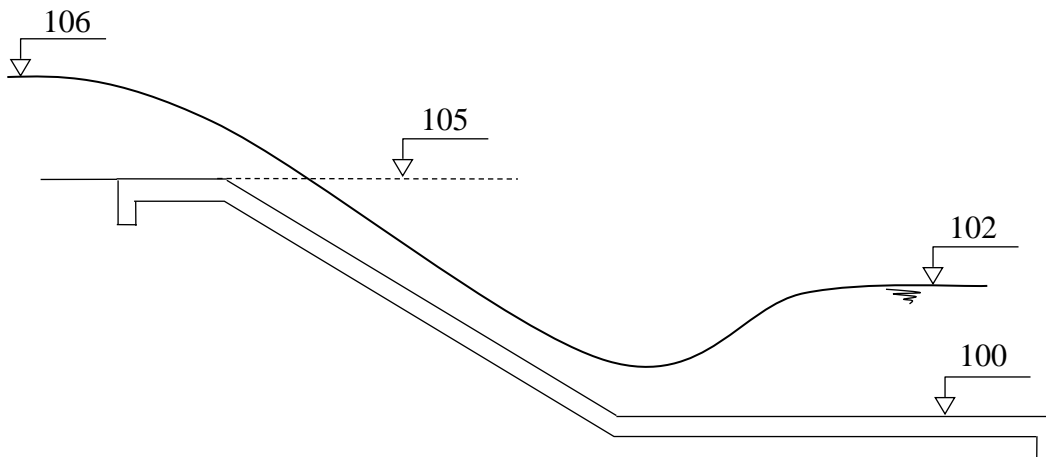


## 10.5 EXERCÍCIOS PROPOSTOS

1) Passando sob uma comporta, a água dirige-se para uma bacia dissipadora com velocidade de 10 m/s e profundidade  $y_1 = 0,5$  m (valores referentes à seção de menor profundidade do ressalto). Para a bacia retangular, pedem-se:

a) altura conjugada do ressalto; b) tipo de bacia para conter o ressalto; c) comprimento da bacia; d) profundidade da água no canal de fuga; e) alturas dos blocos e da soleira terminal; f) eficiência da bacia. R: a)  $y_2 = 2,96$  m; b) Tipo II; c)  $L = 6,51$  m; d)  $h_{\text{bloco}} = h_{\text{soleira}} = 0,75$  m; e)  $\eta = 44,8$  %; f)  $y_3 = 2,9$  m.

2) Com base no esquema da Figura 10.20, estime a vazão que escoo pelo extravasor retangular de 3 m de largura. R:  $Q = 1,42 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$



**FIGURA 10.20** Esquema de um extravasor

3) Determine a altura do degrau necessário para a formação de um ressalto, logo após a saída de uma comporta em que o escoamento apresenta profundidade  $y_1 = 0,3$  m e  $v_1$  de  $9,1 \text{ m s}^{-1}$ . A profundidade do escoamento de jusante ( $y_F$ ) é de 3 m. R:  $h = 0,9$  m.

4) Considerando os dados do exercício anterior, porém, com a profundidade do escoamento a jusante igual a 1 m, calcule a altura soleira para formação do ressalto. R:  $h = 0,7$  m.

5) Determine as dimensões de uma rampa com blocos para o escoamento de uma vazão de  $9 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ , sabendo-se que largura do canal retangular é 5 m e a profundidade normal ( $y_0$ ) é de 1 m, a inclinação da rampa é de 2:1 e o desnível de 5 m. R:  $L = 11$  m;  $H_B = 0,55$  m;

## **11 BUEIROS**

Bueiro é considerado uma tubulação curta, normalmente circular ou retangular, cuja finalidade é propiciar a drenagem de determinada área, transpondo e protegendo um aterro rodoviário ou ferroviário.

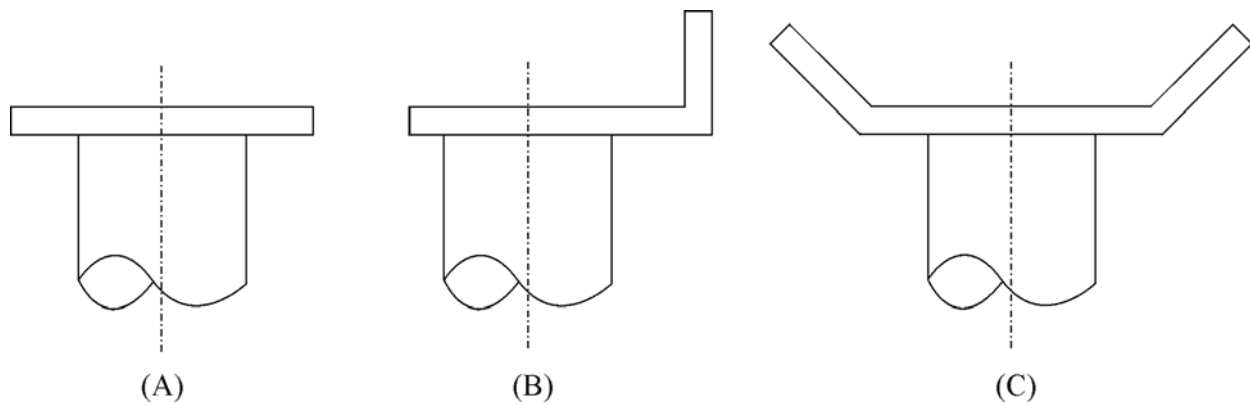
Os condutos dos bueiros podem ser feitos de vários materiais, cuja escolha é uma decisão econômica. Para bueiros pequenos, é comum o uso de concreto pré-moldado, manilhas vitrificadas, ferro fundido ou tubos de aço corrugado. Em bueiros de grandes dimensões são mais utilizados os arcos de aço corrugado ou de concreto armado. De maneira geral, o diâmetro do bueiro não deve ser inferior a 45-60 cm. Em casos especiais, para pequenas vazões e onde não há transporte de sedimentos, podem-se utilizar diâmetros menores (30 cm).

Em um bueiro, além do conduto, há outros componentes essenciais, como àqueles destinados à proteção da entrada e saída (muros de testa e de ala). Em algumas situações, torna-se necessária a instalação de grades na entrada do bueiro, para evitar obstrução do conduto por entulhos.

### **11.1 DISPOSITIVOS DE ENTRADA E SAÍDA**

Tanto na entrada como na saída, o bueiro deve ser dotado de muros de proteção, denominados por muros de testa e ala dos bueiros, cujo principal objetivo é a proteção do aterro contra possíveis erosões. Esses muros, dependendo de seu projeto e construção, melhoram as características hidráulicas dos bueiros. Podem ser construídos de diferentes formas, dependendo das condições locais, que podem ser: muro ortogonal, muro de ala em L, muro de ala em U, e alas oblíquas (Figura 11.1).

O muro ortogonal é utilizado quando o bueiro é construído na mesma direção que o escoamento natural; o muro em ala “L” e “U”, quando há necessidade de mudança brusca na saída do bueiro, na direção do escoamento. Para grandes vazões, o uso de alas oblíquas é o mais indicado.



**FIGURA 11.1** Muros de testa e ala dos bueiros: (A) ortogonal; (B) em L; (C) oblíqua.

## 11.2 GRADE DE PROTEÇÃO

Esta grade destina-se, exclusivamente, a evitar a entrada de materiais que possam provocar o entupimento, parcial ou não, do bueiro, prejudicando ou impedindo o fluxo. É importante que haja uma operação sistemática de limpeza destas grades, com a retirada de entulhos que possam vir a acumular com o tempo. A utilização de grades com espaçamentos entre barras em torno de  $1/3$  da menor dimensão do bueiro permite a passagem de material de menor porte, evitando o acúmulo e a obstrução.

## 11.3 HIDRÁULICA DOS BUEIROS

É uma estrutura simples, mas, do ponto de vista hidráulico, pode apresentar escoamento complexo. Dependendo da geometria de entrada, declividade, comprimento, dimensão interna, rugosidade, condições de saída, o escoamento no bueiro pode se processar nas seguintes formas: como um conduto livre, como um conduto forçado, ou como ambos.

No dimensionamento de bueiros, procura-se evitar que o mesmo trabalhe afogado. O projeto consiste em escolher uma estrutura hidráulica capaz de escoar uma determinada vazão quando são impostas condições de montante e jusante, ou seja, quando são pré-estabelecidas alturas do nível d'água nas suas extremidades.

A vazão de projeto é, normalmente, aquela esperada para um determinado período de retorno, sem causar afogamento na entrada. Uma vez escolhido o diâmetro do bueiro, verifica-se se o mesmo é capaz de dar escoamento a vazões maiores (maiores períodos de retorno), mas com afogamento da entrada. Por exemplo, estima-se a vazão para um período de retorno de 10 anos e calculam-se as dimensões do bueiro capaz de dar escoamento a tal vazão sem

afogamento e verifica-se, então, se o mesmo é capaz de escoar uma vazão de período de retorno de 50 anos, com afogamento da entrada.

Define-se “declividade neutra” como sendo a declividade da linha de energia com o bueiro trabalhando a seção plena, ou seja, a altura d’água dentro do bueiro coincide com a geratriz superior do bueiro. Desta forma, se a declividade natural (calculada pela fórmula de Manning) for maior que a declividade neutra, diz-se que o bueiro funciona como conduto livre, e, caso contrário, o bueiro funcionará como conduto forçado.

O escoamento, no caso de o bueiro funcionar como conduto livre, pode ser: supercrítico, crítico e subcrítico.

O escoamento a plena seção pode ocorrer quando a saída for afogada ou quando a saída não for afogada, mas o nível d’água na entrada for alto e o comprimento do bueiro for longo.

Diz-se que a entrada é afogada quando o nível d’água nesta seção for  $\geq 1,2$  a  $1,5$  vez o diâmetro da entrada. Denomina-se valor limite de afogamento  $Y^{\#} = 1,2$  a  $1,5 D$ .

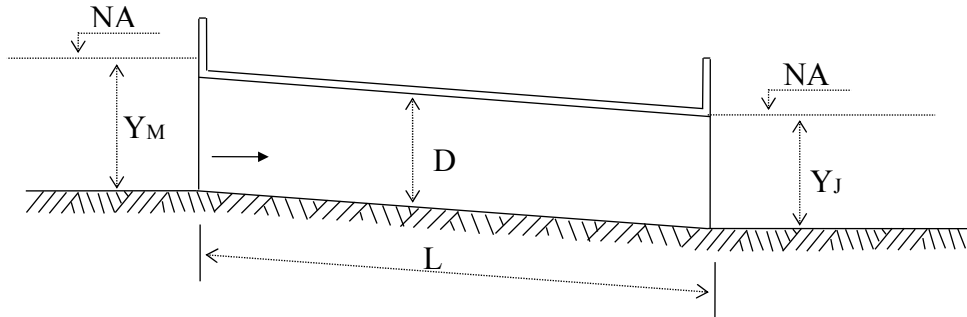
A dimensão econômica do bueiro vai depender da relação entre os custos da obra e os prejuízos previsíveis.

Um bueiro é considerado hidráulicamente curto quando a saída não for afogada e, mesmo estando a entrada submersa, haverá contração se o comprimento não for muito longo. Neste caso, o escoamento será como um conduto livre. Caso contrário, o bueiro é classificado como hidráulicamente longo quando apresenta comprimento suficientemente longo para que haja expansão da veia contraída até ocupar toda a seção.

#### Categorias de escoamento em bueiros

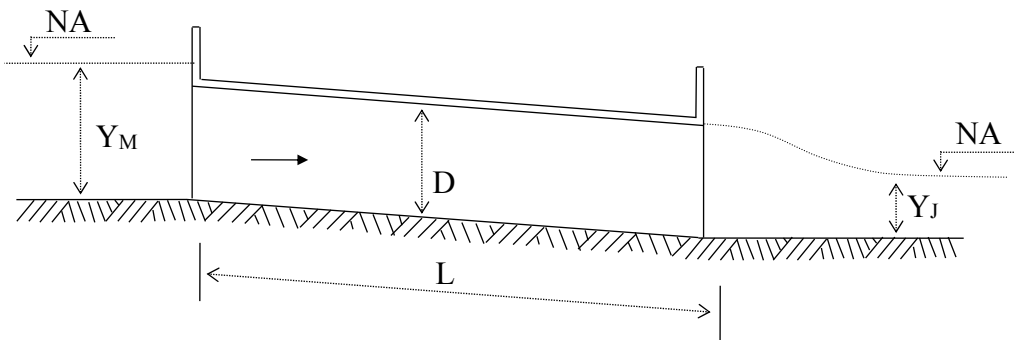
Conforme as várias condições de escoamento que se podem verificar, a operação hidráulica dos bueiros pode ser classificada em quatro categorias: (1) com entrada e saída submersas; (2) com entrada submersa com escoamento à plena seção e descarga livre; (3) com entrada submersa com escoamento parcial no tubo e (4) com entrada não submersa. Esta última condição pode ser subdividida em três outras condições, dependendo do tipo de regime ocorrido, como será visto a seguir.

TIPO 1: Saída submersa, a profundidade d'água à montante ( $Y_M$ ) é maior que o valor limite ( $Y'$ ) e a profundidade de jusante ( $Y_J$ ) é maior que o diâmetro, ou seja,  $Y_M > Y'$  e  $Y_J > D$ . Escoamento a seção plena.



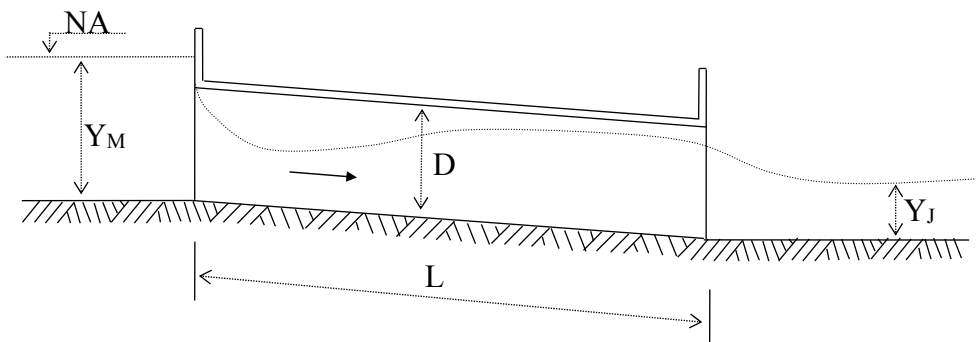
**FIGURA 11.2 Bueiro trabalhando com entrada e saída afogada**

TIPO 2: Saída não submersa, escoamento à seção plena,  $Y_m > Y'$  e  $Y_j < D$ .



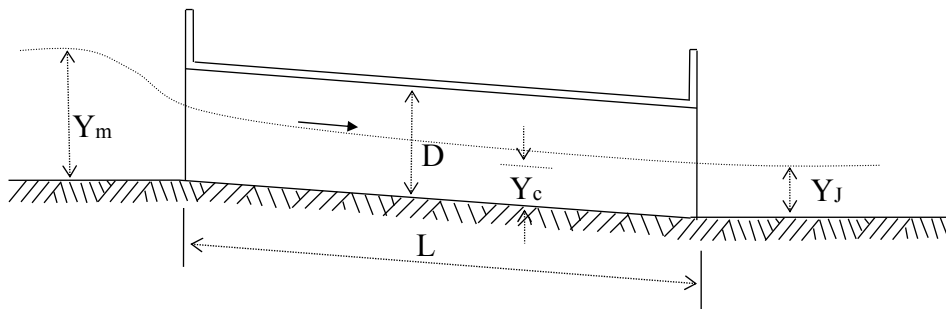
**FIGURA 11.3 Bueiro com entrada afogada, saída livre e com seção plena**

TIPO 3: Saída não submersa, controle de entrada,  $Y_M > Y'$  e  $Y_J < D$ .



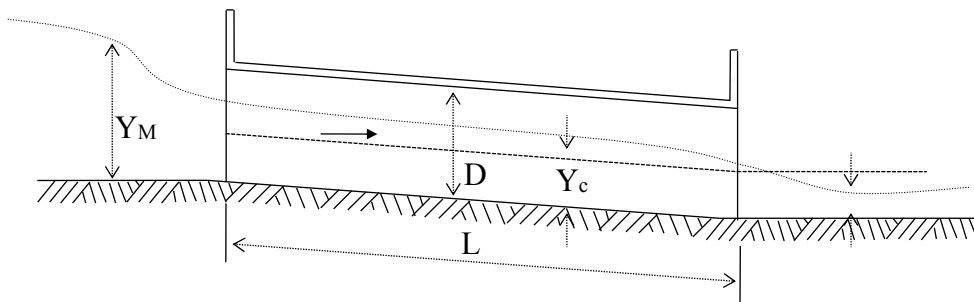
**FIGURA 11.4 Bueiro com entrada afogada, saída livre (orifício)**

TIPO 4: Saída não submersa, escoamento subcrítico.  $Y_M < Y'$  e  $Y_J > Y_c$



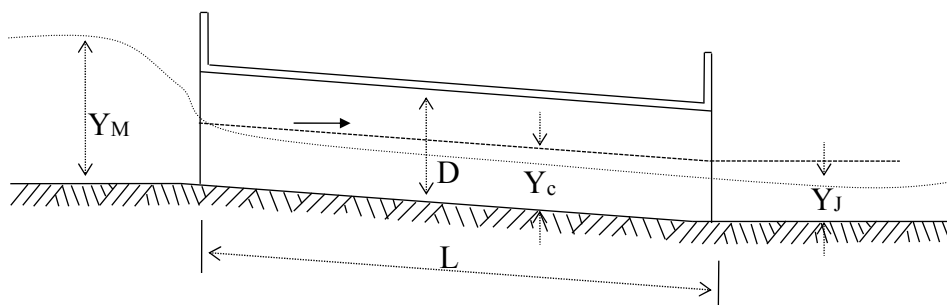
**FIGURA 11.5** Bueiro funcionando como conduto livre, escoamento subcrítico e nível de jusante maior que o crítico

TIPO 5: Saída não submersa, regime subcrítico com controle de saída.  $Y_M < Y'$  e  $Y_J < Y_c$



**FIGURA 11.6** Bueiro funcionando como conduto livre, escoamento subcrítico e nível de jusante menor que o crítico

TIPO 6: Saída não submersa, escoamento supercrítico. Controle de entrada.  $Y_M < Y'$  e  $Y_J < Y_c$



**FIGURA 11.7** Bueiro funcionando como conduto livre, escoamento supercrítico

## 11.4 IDENTIFICAÇÃO DE TIPOS DE BUEIROS

a) Se a saída for submersa → tipo 1

b) Se a saída não for submersa

1)  $Y_m > Y^\#$

1.1) Bueiro hidraulicamente longo → tipo 2

1.2) Bueiro hidraulicamente curto → tipo 3

2)  $Y_m < Y^\#$

2.1)  $Y_J > Y_c$  → tipo 4

2.2)  $Y_J < Y_c$

2.2.1) Declividade subcrítica → tipo 5

2.2.2) Declividade supercrítica → tipo 6

- As situações mais comuns para projetos são os tipos 1, 2 e 3.

- Dimensionamento:

Se o bueiro trabalhar conforme os tipos 1 ou 2, diz-se que o mesmo está sob controle de entrada, isto é, as condições de saída é que vão determinar o escoamento.

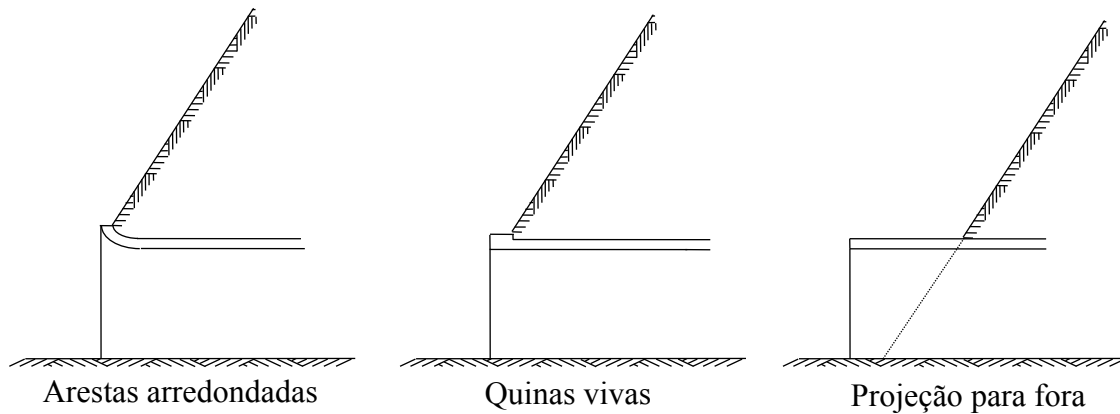
Situação tipo 1 → escoamento se faz sem a influência da declividade.

Situação tipo 2 → a declividade natural de assentamento é menor que a declividade neutra, ou seja, a altura da linha d'água é maior que o diâmetro do bueiro. O escoamento ocorre à plena seção.

Tanto no tipo 1 como no tipo 2, a perda de carga é obtida pela soma das perdas na entrada, perdas devido ao atrito e perda de altura cinética (perda na saída):

$$\Delta H = k_e \cdot \frac{v^2}{2.g} + \frac{v^2}{2.g} + \frac{n^2 \cdot v^2 \cdot L}{R^{\frac{4}{3}}} \rightarrow \Delta H = \left[ k_e + 1 + \frac{19,6 \cdot n^2 \cdot L}{R^{\frac{4}{3}}} \right] \cdot \frac{v^2}{2.g}$$

O valor do coeficiente de rugosidade ( $k_e$ ) depende do tipo da entrada do bueiro, sendo igual a 0,8 para bueiros com entrada com projeção para fora do aterro; 0,5 para bueiros com arestas em ângulo vivo (arestas vivas) e de 0,2 para bueiros com arestas arredondadas. Os diversos tipos de entrada de bueiro estão ilustrados na Figura 11.8.



**FIGURA 11.8 Tipos de entradas de bueiros**

Para bueiros com entrada afogada e saída livre (tipo 3), diz-se que o controle é de entrada, ou seja, o escoamento depende das condições de montante (entrada) e, nesse caso, o bueiro funciona como um orifício. A vazão é dada por:

$$Q = c_d \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

em que,

$Q$  = vazão,  $m^3/s$ ;

$c_d$  = coeficiente de descarga (tabela 11.1);

$A$  = área de escoamento do bueiro,  $m^2$ ;

$h$  = altura de água sobre o centro do bueiro,  $m$ .

**Tabela 11.1 Coeficiente de descarga, em função de diferentes valores da carga (h)**

$h/D$	$c_d$	$h/D$	$c_d$	$h/D$	$c_d$	$h/D$	$c_d$
0,9	0,600	1,2	0,631	1,5	0,658	3,0	0,690
1,0	0,610	1,3	0,647	2,0	0,660	3,5	0,702
1,1	0,627	1,4	0,652	2,5	0,682	4,0	0,706

Quando a altura hidrostática na entrada é menor que 1,2 a 1,5  $D$ , entra ar no bueiro e a superfície livre de escoamento fica submetida à pressão atmosférica. Neste caso, a declividade do bueiro e o atrito da água com as paredes é que determinarão as condições de escoamento no bueiro (conduto livre). As condições de escoamento podem ser determinadas pela aplicação dos perfis da superfície livre da água em canais.



Para o caso específico do tipo 6, ocorre o regime crítico na entrada, ou seja, na entrada do bueiro, a altura d'água corresponde à altura crítica.

Aplicando-se a equação da energia entre a entrada do bueiro e um ponto a montante, tem-se:

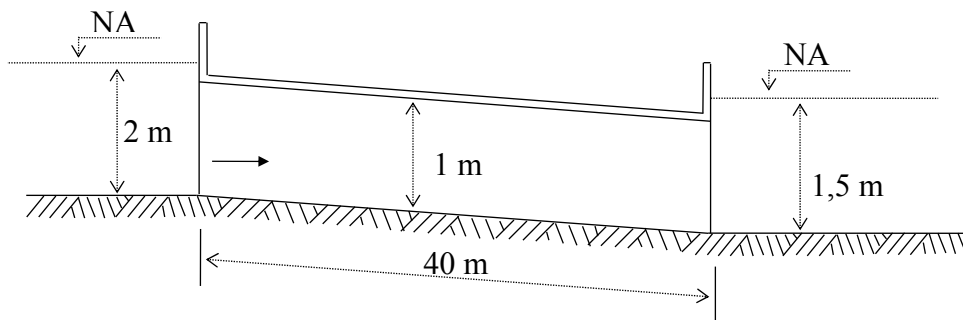
$$H = \frac{v_c^2}{2.g} + y_c + \Delta H \rightarrow \text{em que } \Delta H \text{ representa a perda de carga na entrada. Reescrevendo a}$$

$$\text{equação anterior} \rightarrow \boxed{H = y_c + \frac{v_c^2}{2.g} + k_c \cdot \frac{v_c^2}{2.g}} \text{ em que o valor de } k_c \text{ está entre } 0,10 \text{ e } 0,15.$$

### 11.5 EXERCÍCIOS RESOLVIDOS

1) Um bueiro circular de concreto ( $n = 0,015$ ), diâmetro de 1,2 m e com 40 m de extensão, é instalado sob uma inclinação de 0,001 m/m, ligando duas represas. Calcular a vazão que escoar, sabendo que o nível de água atinge uma altura de 2 m e 1,5 m acima da base inferior, da entrada e da saída do bueiro, respectivamente. Considere entrada com quinas vivas ( $k_e = 0,5$ ).

Como a altura do nível d'água a montante (2 m) é superior a 1,2 D, a entrada é afogada e, de acordo com o nível d'água a jusante (1,5 m), a saída também é afogada. Conclui-se, então, que trata-se de um escoamento do tipo 1.



$$\Delta H = Y_M + i.L - Y_J$$

$$\Delta H = \left[ k_e + 1 + \frac{19,6.n^2.L}{R^3} \right] \cdot \frac{v^2}{2.g}$$

substituindo

$$\Delta H = 2 + 0,001.40 - 1,5 = 0,54 \text{ m}$$

$$\Delta H = \left[ 0,5 + 1 + \frac{19,6 \cdot 0,015^2 \cdot 40}{\left(\frac{1}{4}\right)^{\frac{4}{3}}} \right] \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad \text{igualando-se as equações tem-se}$$

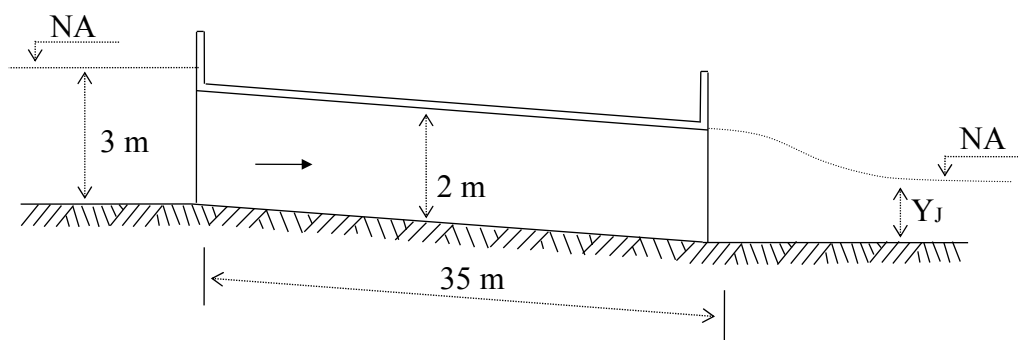
$$0,54 = \left[ 0,5 + 1 + \frac{19,6 \cdot 0,015^2 \cdot 40}{\left(\frac{1}{4}\right)^{\frac{4}{3}}} \right] \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad \text{chega-se a } v = 2,01 \text{ m/s}$$

Daí, a vazão será  $Q = A \cdot V$  ou seja,  $Q = \frac{\pi \cdot 1^2}{4} \cdot 2,01 = 1,58 \text{ m}^3/\text{s}$

2) A passagem de um córrego sob um aterro de uma estrada foi feita com uso de um bueiro de concreto ( $n = 0,014$ ) retangular ( $2 \times 2 \text{ m}$ ), com 35 m de extensão e declividade de 0,0025 m/m. O projeto foi realizado para o escoamento de uma vazão máxima de  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ , admitindo-se uma altura do nível d'água de 3 m acima do piso da entrada do bueiro e considerando saída livre. Verificar se o bueiro apresenta dimensões suficientes para atender a vazão máxima. Considere entrada com quinas vivas ( $k_e = 0,5$ ).

Como o nível de água na entrada é superior a 1,2 vez a altura do bueiro ( $3 > 1,2 \times 2 \text{ m}$ ), a entrada é afogada e a saída sendo livre, o escoamento se dará segundo tipo 2 ou tipo 3.

Admitindo-se, inicialmente, como sendo tipo 2:



$$\Delta H = Y_M + i \cdot L - Y_J$$

$$\Delta H = \left[ k_e + 1 + \frac{19,6 \cdot n^2 \cdot L}{R^{\frac{4}{3}}} \right] \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

substituindo e considerando a saída livre, mas com  $Y_J =$  altura do bueiro (2 m), tem-se

$$\Delta H = 3 + 0,0025 \cdot 35 - 2 = 1,0875 \text{ m}$$

$$\Delta H = \left[ 0,5 + 1 + \frac{19,6 \cdot 0,014^2 \cdot 35}{\left(\frac{4}{8}\right)^{\frac{4}{3}}} \right] \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad \text{substituindo}$$

$$1,0875 = \left[ 0,5 + 1 + \frac{19,6 \cdot 0,014^2 \cdot 35}{\left(\frac{4}{8}\right)^{\frac{4}{3}}} \right] \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

Chega-se a  $v = 3,406 \text{ m/s}$ . A vazão será  $Q = 2 \cdot 2 \cdot 3,406 = 13,62 \text{ m}^3/\text{s}$

Para confirmar (testar a resposta), é preciso verificar se o escoamento será realmente do tipo 2. Para isso procura-se obter a declividade neutra, ou seja, aquela com a qual o bueiro iria trabalhar com seção plena, porém, sem pressão.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad \text{em que, } Q = 13,62 \text{ m}^3/\text{s}; n = 0,014; A = 4 \text{ m}^2; R = 0,5 \text{ m}$$

$$13,62 = \frac{1}{0,014} \cdot 4 \cdot 0,5^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad \text{obtém-se } i_n = 0,00573 \text{ m/m}$$

Como a declividade utilizada ( $i = 0,0025 \text{ m/m}$ ) é menor que a declividade neutra ( $i_n = 0,00573 \text{ m/m}$ ), a tubulação irá trabalhar com seção plena e o escoamento será do tipo 2. Então, o cálculo está correto e a vazão máxima suportada será de  $13,62 \text{ m}^3/\text{s}$  (superior a vazão máxima de projeto).

3) Determinar o diâmetro do bueiro de concreto ( $n = 0,015$ ) necessário para dar escoamento a uma vazão de  $6 \text{ m}^3/\text{s}$ , considerando uma extensão de  $45 \text{ m}$ , declividade de assentamento de  $0,011 \text{ m/m}$  e entrada com quinas arredondadas ( $k_e = 0,2$ ). A altura de água na entrada poderá chegar a  $2 \text{ m}$ ; a saída é livre.

Como não se sabe, a priori, o valor do diâmetro será considerado, inicialmente, entrada afogada. Assim, o escoamento será classificado (inicialmente) como tipo 2.

$$\Delta H = Y_M + i.L - Y_J$$

$$\Delta H = \left[ k_e + 1 + \frac{19,6.n^2.L}{R^3} \right] \cdot \frac{v^2}{2.g}$$

substituindo-se e, considerando a saída livre, mas com  $Y_J =$  altura do bueiro (2 m), tem-se

$$\Delta H = 2 + 0,011.45 - D = 2,495 - D$$

$$\Delta H = \left[ 0,2 + 1 + \frac{19,6.0,015^2.45}{\left(\frac{D}{4}\right)^3} \right] \cdot \frac{v^2}{2.g} \quad \text{substituindo } v^2 = \frac{Q^2}{A^2} = \frac{6^2}{\pi^2 \cdot D^4} \text{ ou seja, } v^2 = \frac{58,36}{D^4}$$

$$\Delta H = \left[ 0,2 + 1 + \frac{19,6.0,015^2.45}{\left(\frac{D}{4}\right)^3} \right] \cdot \frac{58,36}{2.g \cdot D^4} \quad \text{igualando com equação anterior chega-se a}$$

$$2,495 - D = \frac{3,57}{D^4} + \frac{3,748}{D^3}. \quad \text{Resolvendo, obtém-se } D = 2,33 \text{ m}$$

Para um diâmetro de 2,33 m, a entrada não é afogada ( $2 \text{ m} < 1,2 \times 2,33 \text{ m}$ ). Assim, o bueiro funcionará, para as condições de projeto, como um conduto livre.

Se admitir um diâmetro de 2,33 m, a altura d'água no canal será:

- o cálculo da profundidade do nível d'água pode ser feito de várias maneiras, dentre elas, a vazão relativa à vazão com seção plena.

A vazão com seção plena é dada por:

$$Q_o = \frac{1}{n} \cdot A_o \cdot R_o^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad \text{substituindo } Q_o = \frac{1}{0,015} \cdot \frac{\pi \cdot 2,33^2}{4} \cdot \left(\frac{2,33}{4}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot 0,011^{\frac{1}{2}} = 20,8 \text{ m}^3/\text{s}$$

Fazendo a relação  $\frac{Q}{Q_o}$  ou seja,  $\frac{6}{20,8} = 0,29$ , pela Tabela 1.8, chega-se a  $\frac{y}{D} \approx 0,37$ . Daí, obtém-

se  $y = 0,86 \text{ m}$ . Ou seja, se o diâmetro utilizado for de 2,33 m, o escoamento será livre, com uma profundidade de 0,86 m, ou seja, o sistema irá trabalhar com folga.

Para que a entrada seja afogada,  $1,2 D$  teria que ser menor que  $2 \text{ m}$ ; assim, se utilizar um diâmetro menor que  $1,67 \text{ m}$ , a entrada seria afogada. A conveniência da utilização de um diâmetro maior ou menor vai depender de uma análise de custo e de risco (segurança).

No dimensionamento inicial, deve-se admitir ou não a submergência da entrada; assim, se admitir que a entrada seja afogada, o diâmetro mínimo deveria ser de  $1,66 \text{ m}$ . Utilizando-se, por exemplo,  $D = 1,66 \text{ m}$ , a vazão escoada seria:

$$\Delta H = 2 + 0,011 \cdot 45 - 1,66 = 0,835$$

$$0,835 = \left[ 0,2 + 1 + \frac{19,6 \cdot 0,015^2 \cdot 45}{\left(\frac{1,66}{4}\right)^4} \right] \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad \text{resolvendo-se, obtém-se } v = 2,98 \text{ m/s, daí, } Q = 6,45 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para confirmar (testar a resposta), é preciso verificar se o escoamento será realmente do tipo 2. Para isso procura-se obter a declividade neutra, ou seja, aquela com a qual o bueiro iria trabalhar com seção plena, porém, sem pressão.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad \text{em que, } Q = 6,45 \text{ m}^3/\text{s}; n = 0,015; A = 2,16 \text{ m}^2; R = 0,415 \text{ m}$$

$$6,45 = \frac{1}{0,015} \cdot 2,16 \cdot 0,415^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad \text{obtém-se } i_n = 0,00648 \text{ m/m}$$

Como a declividade utilizada ( $i = 0,011 \text{ m/m}$ ) é maior que a declividade neutra ( $i_n = 0,00648 \text{ m/m}$ ), a tubulação não terá seção plena e o escoamento será do tipo 3 (entrada afogada mas sem seção plena). Então, o cálculo deverá ser feito utilizando-se a equação para orifício em que o valor do coeficiente de descarga ( $cd$ ) pode ser obtido pela Tabela 11.1.

Então, a vazão real utilizando-se um diâmetro de  $1,66 \text{ m}$ , admitindo-se uma altura do nível d'água a montante de  $2 \text{ m}$ , será dada por:

$$Q = c_d \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad \text{em que, pela Tabela 11.1 e tendo } h/D = 0,7, \text{ obtém-se, de forma aproximada, um valor de } c_d = 0,6.$$

$$\text{Substituindo-se tem-se } Q = 0,6 \cdot \frac{\pi \cdot 1,66^2}{4} \cdot \sqrt{19,62 \cdot 1,17} = 6,22 \text{ m}^3/\text{s}$$

**11.6 EXERCÍCIOS PROPOSTOS**

- 1) Um bueiro é instalado com declividade de 0,05 m/m. Foi projetado para uma descarga de 7,5 m<sup>3</sup>/s quando a altura máxima de água acima da geratriz inferior, na entrada, for de 4,8 m. Calcular o diâmetro do tubo de ferro fundido corrugado,  $n = 0,024$ , que deverá ser usado, sendo o comprimento do bueiro igual a 12 m. Considere saída livre e  $k_e = 0,5$ . R:  $D = 1,25$  m.
- 2) Determinar a largura de um bueiro retangular, para funcionar como tipo 6, dispondo de uma carga a montante igual a 1,20 m, para transportar uma vazão de 3,3 m<sup>3</sup>/s. Assuma  $k_e = 0,15$  e despreze a velocidade de aproximação da água. R:  $b = 1,59$  m.
- 3) Determinar a capacidade de vazão de um bueiro de 1 m de diâmetro, entrada em aresta viva, de concreto  $n = 0,015$ , comprimento de 40 m, sendo a carga sobre a geratriz inferior na seção de montante igual a 2 m. A saída é livre. A declividade é  $i = 0,05$  m/m. R:  $Q = 2,8$  m<sup>3</sup>/s.
- 4) Um tubo de metal corrugado,  $n = 0,022$ , com 36 m de comprimento e 75 cm de diâmetro, foi ensaiado em laboratório. O nível d'água sobre a extremidade de montante do tubo foi mantido constante a 1,5 m acima da geratriz interna inferior do conduto. A entrada do tubo é em cantos vivos. Se a velocidade de chegada for desprezada, que valores de vazão devem ser medidos com declividades de 0,00; 0,01; 0,03 e 0,08 m/m? R:  $Q = 0,783$  m<sup>3</sup>/s;  $Q = 0,952$  m<sup>3</sup>/s;  $Q = 1,222$  m<sup>3</sup>/s;  $Q = 1,722$  m<sup>3</sup>/s.
- 5) Determinar a capacidade de vazão de um bueiro de 0,80 m de diâmetro, entrada em aresta viva, de concreto  $n = 0,015$ , comprimento de 30 m, sendo a carga sobre a geratriz inferior na seção de montante igual a 1,6 m. A saída é livre e a declividade de fundo é  $i = 0,010$  m/m. R:  $Q = 1,44$  m<sup>3</sup>/s.
- 6) Um tubo de ferro corrugado é empregado como um bueiro que deve proporcionar vazão de 5,3 m<sup>3</sup>/s, descarregando livremente no ar. À entrada, a altura máxima disponível de água é 3,2 m acima do fundo. O comprimento do bueiro é de 35 m e a entrada é de aresta viva. A declividade é 0,003 m/m. Calcular o diâmetro do tubo. Utilize  $n = 0,024$ . R:  $D = 1,395$  m.

## **12 BARRAGENS DE TERRA**

Barragens são estruturas construídas com o objetivo de proporcionar o represamento da água para finalidades diversas, destacando-se irrigação, abastecimento d'água, aproveitamento hidrelétrico, navegação e regularização do curso d'água. Existem diversos tipos de barragens, sendo a classificação feita em função do tipo de construção e do material empregado. No meio rural há o predomínio das barragens de terra, devido à facilidade de construção e ao custo, as quais são construídas para uma série de finalidades, destacando-se irrigação, abastecimento da propriedade, criação de peixes, recreação, embelezamento, bebedouro e outros.

Atualmente, a retirada e ou o desvio da água de um manancial devem ser precedidos por um estudo técnico da vazão, com a finalidade de se obter autorização da exploração (vazão outorgável). Quando há a necessidade de se usar uma quantidade de água superior à vazão máxima outorgável, recorre-se ao represamento do curso d'água por meio da construção de uma barragem. No caso em que a vazão outorgável é superior àquela que está sendo demandada, não se justifica a construção de uma barragem para este fim.

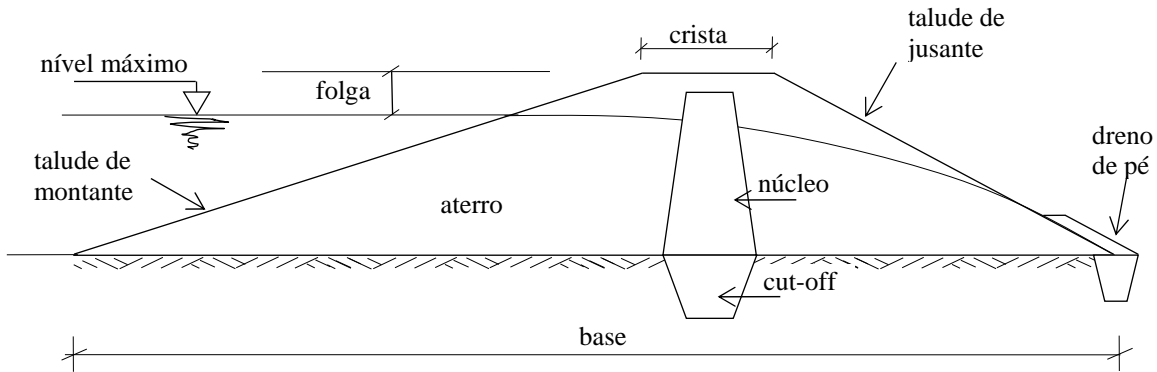
Independentemente da finalidade a que se destina a barragem, a construção da mesma deve obedecer critérios básicos fundamentais de segurança. Não se deve supor que a construção de barragens de terra seja uma obra de extrema simplicidade e que seus projetos se satisfaçam com métodos empíricos. Muitos insucessos de aterros mal projetados evidenciam que as barragens de terra exigem tanta competência por parte dos engenheiros, em sua concepção e construção, como qualquer outro tipo de barragem.

Atualmente, com a crescente preocupação com a preservação do meio ambiente, há um maior rigor para autorização e fiscalização da construção de barragens de terra. Além da obtenção de liberações junto aos órgãos ligados às áreas de recursos hídricos e ambientais, há ainda, a necessidade do dimensionamento e da elaboração de um projeto técnico, levando-se em consideração, além do maciço de terra, de obras como extravasor, dissipadores de energia, reservatório, controladores de nível, etc.

Assim, a construção de uma barragem de terra requer a elaboração de um projeto técnico que contemple conhecimentos de diversas áreas da engenharia, de forma a atender tecnicamente todas as partes que formam o complexo "barragem", incluindo a preservação ambiental.

## 12.1 PRINCIPAIS ELEMENTOS DE UMA BARRAGEM DE TERRA

Para o melhor entendimento do estudo das barragens de terra, serão apresentados conceitos básicos sobre as principais partes da barragem de terra (Figura 12.1).



**FIGURA 12.1** Representação dos elementos básicos de uma barragem de terra

**ATERRO** - também conhecido por dique ou maciço. É a parte encarregada de reter a água; é a própria estrutura da barragem.

**ALTURA** - é a distância vertical entre a superfície do terreno (parte mais funda) e a parte superior do aterro (crista).

**BORDA LIVRE** ou **FOLGA** - distância vertical entre o nível da água, quando a represa estiver cheia, e a crista do aterro.

**TALUDES** - são as faces laterais e inclinadas, paralelas ao eixo do aterro, sendo, talude de montante o lado que fica em contato com a água e, de jusante, o lado de baixo (lado seco).

**CRISTA DO ATERRO** - é a parte superior do aterro; geralmente usada como estrada

**ESPELHO D'ÁGUA** - superfície d'água acumulada no reservatório.

**BASE OU SAIA DO ATERRO** - consiste na projeção dos taludes de montante e jusante sobre a superfície do terreno; é a área do terreno sobre a qual se coloca o aterro.



CUT-OFF - trincheira, alicerce ou fundação; construído no eixo da barragem.

NÚCLEO - muitas vezes, para efeito de segurança e com o objetivo de diminuir a infiltração, usa-se colocar no centro do aterro um núcleo (miolo) de terra boa (argilosa), como se fosse um muro ou uma parede; esse núcleo diminui o caminhamento da água no corpo de aterro.

EXTRAVASOR ou SANGRADOURO - estrutura construída para dar escoamento ao excesso de água ou enxurrada durante e após a ocorrência de chuvas. Também denominado extravasor, vertedouro e ladrão.

DRENO DE PÉ - construído na projeção do talude de jusante para drenar a água do aterro.

## **12.2 PROJETO E DIMENSIONAMENTO**

O dimensionamento de uma barragem de terra consiste na determinação das dimensões de suas principais partes e estruturas (aterro, reservatório, extravasor, tomada d'água e desarenador ou tubulação de fundo).

Será apresentada uma seqüência para o projeto e dimensionamento da barragem, envolvendo os seguintes estudos: escolha do local, bacia de contribuição, balanço hídrico, projeto do maciço e reservatório, e, estruturas hidráulicas.

### **12.2.1 ESCOLHA DO LOCAL**

De forma geral, a escolha de um local adequado para a construção de uma barragem de terra deve ser precedida de um estudo das condições locais, levando-se em consideração as seguintes características:

- localização das áreas de empréstimo;
- resistência do solo para construção do maciço;
- comprimento do maciço;
- estabilidade do solo da região;
- localização do extravasor;
- outras.

Salvo algumas exceções, pode-se construir uma barragem em qualquer ponto de um curso d'água. Entretanto, só se deveria fazer a construção quando os três principais elementos (maciço, o extravasor e o reservatório) oferecerem possibilidades de funcionar como um conjunto satisfatório. É muito raro encontrar condições ótimas para os três elementos ao

mesmo tempo. É por isso que, quase sempre, a escolha de um local deve constituir uma solução que atenda em parte aos requisitos ideais de cada um daqueles elementos. Se não for possível encontrar tal solução, talvez seja desaconselhável construir a barragem. Entretanto, ao procurar um lugar para a barragem, deve-se considerar cada um dos elementos separadamente e em conjunto ao mesmo tempo. Seguem-se algumas indicações:

### **12.2.1.1 MACIÇO**

O local da barragem deve oferecer condições favoráveis à sua construção. Cuidadosas sondagens devem mostrar as condições do solo em questão (existência de rochas, solos permeáveis, solos de baixa resistência, etc.). Deve ser feito um estudo das camadas do subsolo local para o conhecimento da estabilidade da fundação. A sondagem analisa a qualidade e natureza do material da fundação e as condições em que se encontra disponível para a construção. É importante a coleta de amostras para ensaios e caracterização da compactação e da permeabilidade, feitos através de exames e análises de laboratório. O método mais simples de sondagem é aquele em que se utilizam trados, acionados manual ou mecanicamente.

Se o solo, sobre o qual a fundação será construída, for constituído de camada de argila mole, deverá haver uma boa drenagem do local e remoção parcial ou total desta argila, a fim de que a barragem assente sobre terreno firme e não fique sujeita ao escorregamento ou deslizamento da fundação. Barragens de terra não devem ser assentadas sobre rochas, pois o solo e a rocha não formam uma boa liga, havendo o risco de arrastamento (deslizamento) do solo sobre a rocha, comprometendo, assim, a estabilidade da obra. Além disso, devem ser evitados os locais onde hajam rochedos e afloramentos de rochas, que dificultam por demais o trabalho. No caso de rochas, as barragens de alvenaria são mais indicadas. Já em solos profundos, as barragens de terra são aconselhadas. Na presença de solos permeáveis, há a necessidade da construção do núcleo central impermeável atravessando toda a camada permeável.

O estudo do perfil do terreno indicará: a natureza do material com o qual se vai trabalhar (arenoso, argiloso, turfa, presença de cascalhos e pedras, etc.), a profundidade do solo firme, a presença ou não de leitos de pedras, tocos e raízes de árvores, etc.

Além dos fatores acima, outros, principalmente aqueles ligados à finalidade a que se destina a barragem, devem ser levados em conta na escolha do local. O local a ser escolhido deve, de preferência, reunir as condições básicas descritas ou grande parte delas.

Não se deve localizar a barragem em nascentes, vertentes ou em antigos desmoronamentos, pois estes lugares indicam condições de solo instável.

A barragem deve ser a mais curta possível, como, por exemplo, em um estreitamento ou garganta, para minimizar o volume de aterro necessário e, conseqüentemente, reduzindo o custo da obra. Uma barragem longa necessita de maiores quantidades de material de aterro, o que determina a elevação do seu custo.

Deve-se ter em conta a elevação do local em que deverá ficar a represa, procurando sempre que possível, a utilização da água represada por gravidade, evitando, então a necessidade de bombeamento.

A barragem deve ser localizada o mais próximo possível de locais nos quais haja solos de boa qualidade (a ser utilizado no aterro), ou seja, terra de consistência média em quantidade suficiente para a sua construção. O barro de textura fina tende a rachar quando seco. A areia de textura grossa, em geral, não retém a água. O transporte a longas distâncias, de solos de boa qualidade para o local da construção do corpo da barragem, pode aumentar muito os custos, inviabilizando a sua construção. O local onde se pretende colocar a barragem deve ser de fácil acesso. A construção de estradas de acesso contribuem para o aumento dos custos da obra.

#### **12.2.1.2 RESERVATÓRIO**

A área a ser inundada deve ser espraçada, com alargamento a montante, permitindo acumulação de maior volume de água, e com pequena declividade. Um lago com maior espraçamento apresenta um melhor visual do que um lago profundo e estreito. Cuidados devem ser tomados para que o lago formado não fique com uma profundidade muito pequena, o que poderá favorecer o desenvolvimento de plantas aquáticas, as quais, mais cedo ou mais tarde, invadirão toda a área represada. Além desse inconveniente, uma represa espraçada e com pequena profundidade apresenta maior perda por evaporação.

Deve-se evitar a localização do reservatório sobre material que permita infiltração excessiva. O melhor leito para um reservatório é uma camada natural de terra de textura fina.

Considerando-se que as árvores e arbustos devem ser removidos do local do reservatório, é necessário ter em conta a densidade deste tipo de vegetação. Se for muito densa, o custo de derrubada e limpeza da área pode ser excessivo.

#### **12.2.1.3 EXTRAVASOR**

Um extravasor pode ser situado em várias posições em relação ao maciço de terra, mas, de qualquer maneira, é sempre preferível um extravasor largo e raso, em vez de um estreito e profundo.

O leito do extravasor, pelo menos em parte de sua extensão, deve ser de material que não se desgaste com a água, como, por exemplo, de pedra.

A construção do sistema extravasor deve ser feita, preferencialmente, em terreno firme, fora do maciço (aterro).

### 12.3 BALANÇO HÍDRICO

A construção de um barramento sobre um manancial depende da aprovação, pelos órgãos ambientais de cada estado, do projeto contendo, dentre outras exigências: planta do empreendimento, fornecimento de especificações construtivas da barragem, incluindo o dimensionamento do lago, a relação cota/área/volume e os volumes de aterros e escavações, estudos hidrológicos utilizados para o dimensionamento da estrutura da obra e a vazão regularizada a jusante do local do empreendimento e o dimensionamento dos dispositivos de extravasamento, de forma a garantir o fluxo residual exigido pelos órgãos ambientais (no caso de Minas Gerais, Portaria do IGAM 007/99 (70% de  $Q_{7,10}$ ) e apresentação de carta geográfica da sub-bacia, indicando o ponto de localização da barragem ou açude, incluindo a rede de drenagem, estradas, municípios, distritos, povoados, fonte e escala da carta.

Toda vez que a vazão demandada ultrapassa a vazão outorgável (30% da  $Q_{7,10}$ ) torna-se imprescindível a construção de uma barragem com a finalidade de se acumular o excedente de vazão para utilização em períodos de escassez e, ainda, garantindo uma vazão mínima (70% da  $Q_{7,10}$ ) a jusante, ao longo de todo o ano. Isto é regulamentado, no estado de Minas Gerais, pela Portaria IGAM 007/99 “*Quando o curso de água for regularizado pelo interessado ou por outros usuários, o limite da outorga poderá ser superior a 30% (trinta por cento) da  $Q_{7,10}$ , aproveitando o potencial de regularização ou de perenização, desde que seja garantido um fluxo residual mínimo à jusante, equivalente a 70% (setenta por cento) da  $Q_{7,10}$ .*”

O dimensionamento de reservatórios de acumulação baseia-se no volume mínimo de água necessário para suprir as deficiências durante o período de maior escassez. Para isto lança-se mão do balanço hídrico.

A capacidade mínima do reservatório é dada pela diferença entre o volume necessário para atender à demanda, em um determinado período e o volume acumulado que chega ao reservatório durante o mesmo período.

A irrigação tem sido, atualmente, uma das razões mais freqüentes para a construção de reservatórios. A demanda para irrigação, em muitas situações, tem sido alta, ultrapassando o valor máximo outorgável do manancial, restando, portanto, a alternativa de se construir

barramentos para viabilizar o empreendimento da irrigação e a vazão a ser regularizada passa a ser:

$$\text{Vazão de regulação (Q}_R\text{)} = 70\% \text{ da } Q_{7,10} + (Q_{\text{irrigação}} - 30\% \text{ da } Q_{7,10})$$

Para o balanço hídrico deve-se obter, para o manancial em estudo, a vazão do mesmo ( $Q_o$ ) e o volume total ( $V_{T_o}$ ) produzido em cada período estudado. Da mesma forma, calcula-se o volume que será retirado do manancial no mesmo período ( $V_{R_o}$ ). O déficit acumulado, ou seja, a soma das diferenças entre os volumes total que será retirado ( $V_{R_o}$ ) e aquele que aflui ( $V_{T_o}$ ) resultará no volume mínimo ( $V_A$ ) necessário para suprir as necessidades durante os períodos críticos. Uma forma de se obter o balanço hídrico está ilustrada na Tabela 12.1.

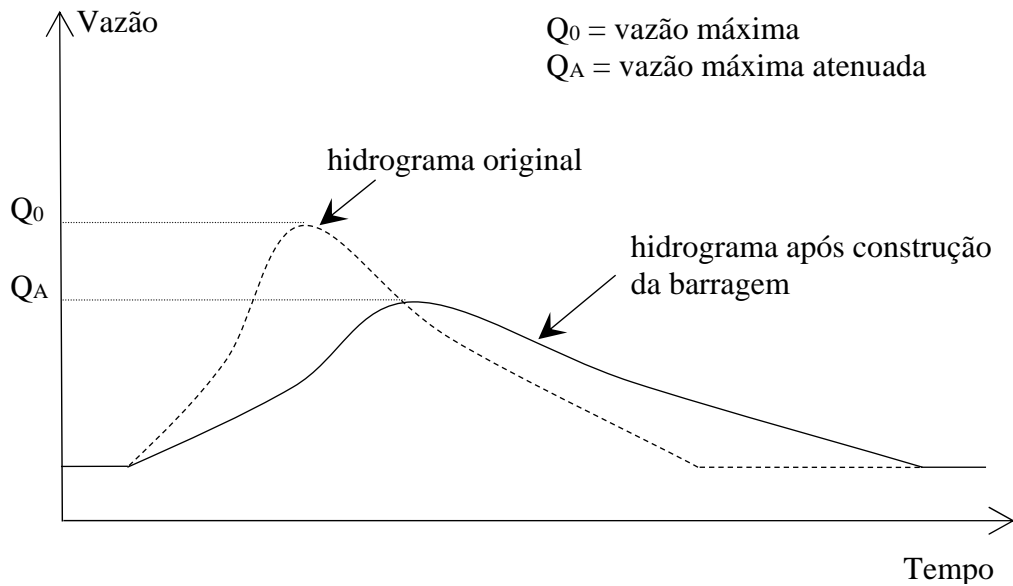
**TABELA 12.1 Balanço hídrico de uma manancial**

Meses	$Q_o$	$Q_D$	$V_{T_o}$	$V_{R_o}$	$V_A$
Janeiro					
Fevereiro					

$$V_{T_o} = Q_o \cdot \text{tempo (período)}; V_{R_o} = Q_D \cdot \text{tempo (período)}; V_A = V_{T_o} - V_{R_o}$$

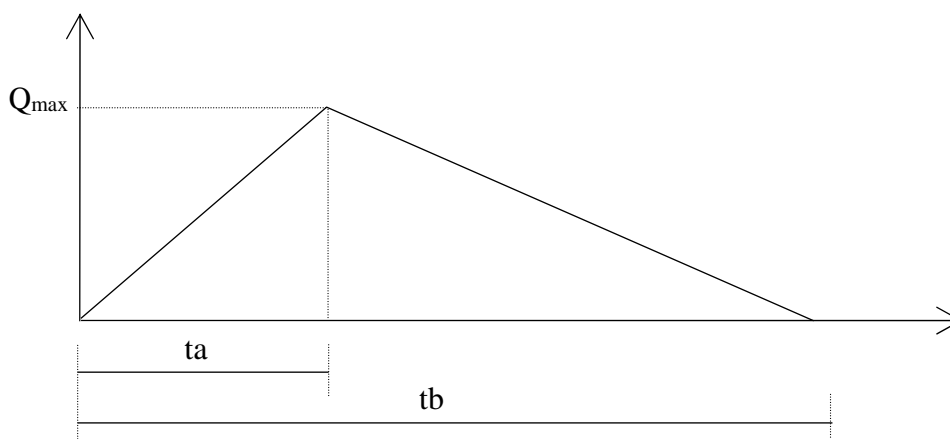
#### 12.4 ARMAZENAMENTO E AMORTECIMENTO DA CHEIA

A construção de uma barragem provoca significativas modificações no hidrograma de um curso d'água. Quando uma enchente chega ao reservatório de uma barragem, provoca sua elevação de uma altura "h" correspondente à carga no extravasor. Esta elevação do nível d'água constitui no armazenamento de certo volume de água no reservatório, sendo restituído ao curso d'água depois de um certo tempo, ou seja, haverá um amortecimento pelo reservatório (Figura 12.2). Os reservatórios de barragens servem, então, para atenuarem os efeitos das cheias, evitando inundações.



**FIGURA 12.2** Hidrograma de um curso d'água antes e após a construção do reservatório

O hidrograma pode ser representado, de forma mais simplificada, por retas ascendentes e descendentes formando com a horizontal, um triângulo. A área deste triângulo, por sua vez, representa o volume escoado. É um hidrograma triangular (figura 12.3). De acordo com estudos feitos com vários hidrogramas, verificou-se que a base deste triângulo pode ser dada por 2,67 vezes o tempo de ascensão ( $t_b = 2,67 \cdot t_a$ ).



**FIGURA 12.3** Hidrograma triangular

De acordo com o hidrograma triangular, o volume total escoado será dado por:

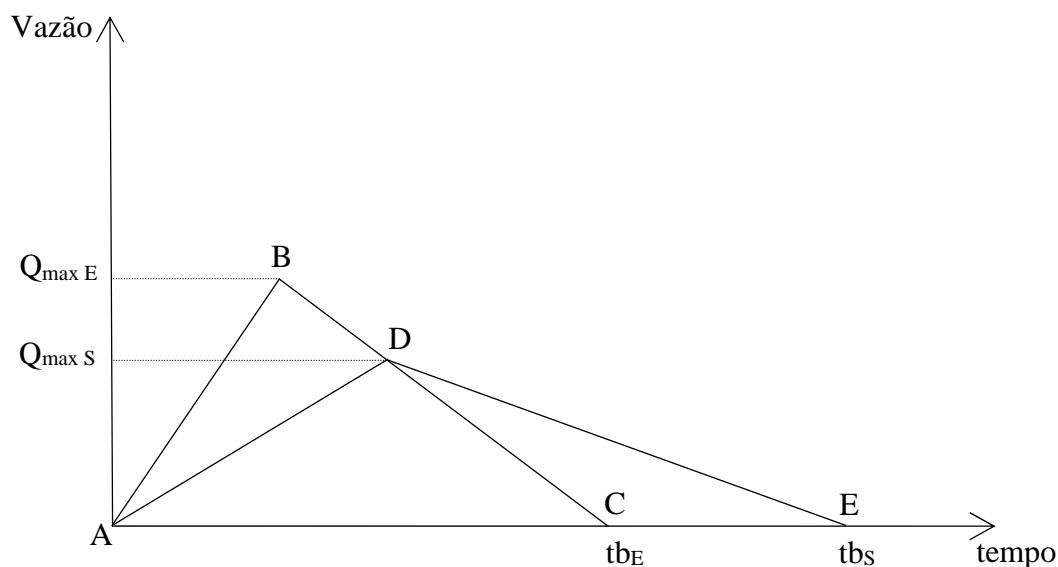
$$\text{Vol} = \frac{Q_{\max} \cdot t_b}{2} \quad \text{ou}$$

$$\text{Vol} = \frac{Q_{\max} \cdot 2,67 \cdot t_a}{2} \quad \text{considerando } t_a = t_c \quad \text{Vol} = \frac{Q_{\max} \cdot 2,67 \cdot t_c}{2}$$

Considerando a base do triângulo igual a três vezes o tempo de concentração (em vez de 2,67), aumenta-se o valor estimado do volume escoado, o que representa maior segurança. O volume gerado passa a ser estimado por:

$$\text{Vol} = \frac{Q_{\max} \cdot 3 \cdot t_c}{2}$$

Na figura 12.4, são apresentados os hidrogramas triangulares de entrada e de saída de um reservatório.



**FIGURA 12.4** Hidrogramas de entrada e saída de um reservatório

O triângulo  $\Delta ABC$  representa o volume que chega ao reservatório e o  $\Delta ADE$  o volume que sai do mesmo reservatório. Assim, tem-se:

$$\text{Vol}_E = \text{Área } \Delta ABC = \frac{Q_{\max E} \cdot \text{tb}_E}{2} \quad \text{e} \quad \text{Vol}_S = \text{Área } \Delta ADE = \frac{Q_{\max S} \cdot \text{tb}_S}{2}$$

O tempo total de escoamento do hidrograma de saída ( $\text{tbs}$ ) não é de difícil determinação.

Desprezando-se as perdas por evaporação e infiltração, os volumes de entrada e saída são iguais, ou seja:

$$\text{Vol}_E = \text{Vols} \quad \text{ou seja,} \quad \text{área } \Delta ABC \text{ é igual à área } \Delta ADE$$

$$\text{Área } \Delta ABC = \text{Área } \Delta ABD + \text{Área } \Delta ADC$$

$$\text{Área } \Delta ADE = \text{Área } \Delta ADC + \text{Área } \Delta DCE$$

$$\text{Conclui-se que } \text{Área } \Delta ABD = \text{Área } \Delta DCE$$

Esta área representa o volume armazenado ou de amortecimento ( $V_A$ ). A área do triângulo  $\Delta ADC$  representa parte do volume total que é escoado ( $V_{ES}$ ) durante o tempo considerado.

$$V_E = V_A + V_{ES}$$

O volume armazenado ( $V_A$ ) é obtido por meio da relação cota-volume do reservatório, considerando como volume armazenado aquele entre a cota referente ao nível normal do reservatório (cheio) e a cota quando o nível d'água atinge a carga máxima prevista no extravasor (nível máximo).

O volume escoado é dado pela diferença:

$$V_{ES} = V_E - V_A$$

Este, por sua vez, é representado pela área do triângulo área  $\Delta ADC$ :

$$\text{Vol}_{ES} = \text{Área } \Delta ADC = \frac{Q_{\max S} \cdot \text{tb}_E}{2}$$

e a vazão máxima que deverá ser escoada pelo extravasor será:

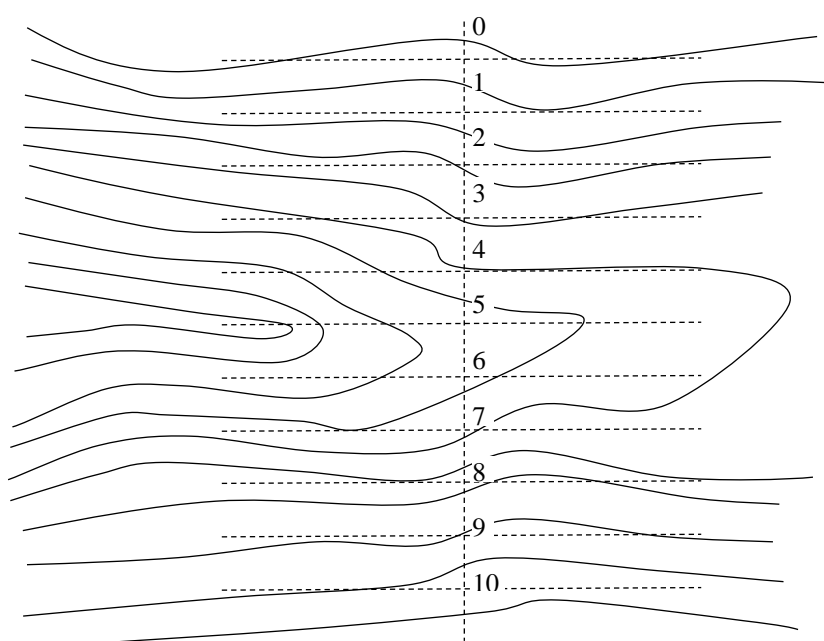
$$Q_{\max S} = \frac{2 \cdot \text{Vol}_{ES}}{\text{tb}_E} \quad \text{ou seja,} \quad Q_{\max S} = \frac{2 \cdot \text{Vol}_{ES}}{3 \cdot \text{tc}}$$

## 12.5 PROJETO DO MACIÇO E RESERVATÓRIO

Uma vez escolhido o local da construção do aterro da barragem e delimitada e caracterizada a bacia de contribuição, deve-se, então, proceder a um detalhamento da área por

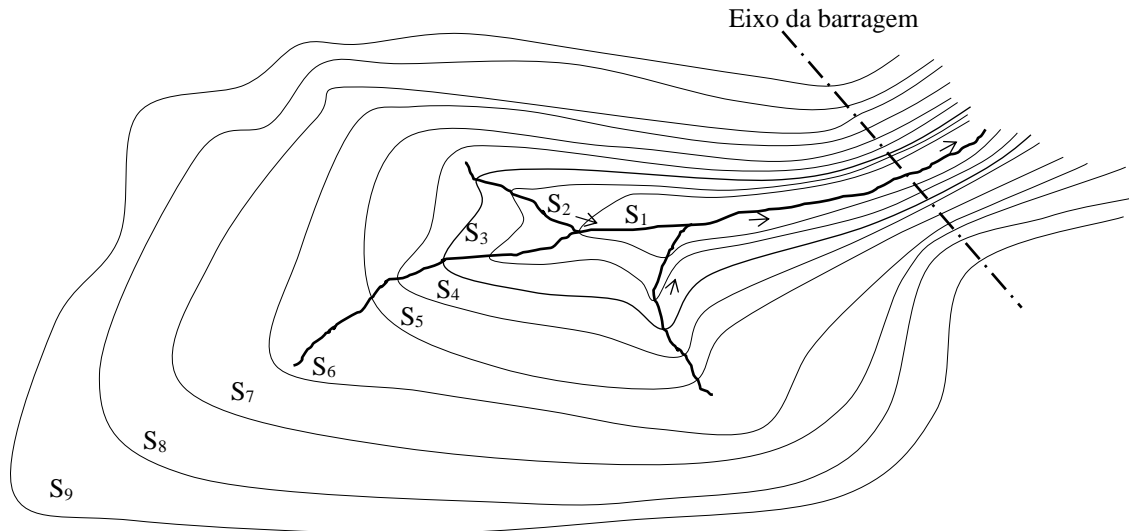


meio de levantamento topográfico da bacia de acumulação. Este levantamento tem por objetivo um melhor conhecimento da área na qual se vai construir a barragem. Normalmente, utiliza-se o levantamento do eixo da barragem e de seções intermediárias, transversais ao eixo (Figura 12.5), com levantamento de curvas de nível (normalmente de metro em metro) em toda a área a ser inundada pela represa. O levantamento do eixo da barragem tem por finalidade o fornecimento de dados para o projeto do corpo da barragem. Estaqueia-se com uma distância que varia de acordo com a uniformidade da encosta (não necessita ser constante).



**FIGURA 12.5** Planta planialtimétrica do local de construção da barragem

De posse do levantamento planialtimétrico (Figura 12.6) e das áreas de abrangência de cada curva de nível, pode-se, então, calcular o volume a acumular e a altura da barragem. A partir da área de cada curva de nível, determina-se o volume parcial de uma curva a outra, considerando a formação de troncos de cone invertidos (Figura 12.7). Somam-se, de  $h$  em  $h$  metros, os volumes parciais até o volume total desejado, correspondendo à última curva de nível atingida à altura do vertedor. O volume de água a ser armazenada vai depender das necessidades a serem satisfeitas.



**FIGURA 12.6** Curvas de nível da bacia de acumulação

O cálculo do volume acumulado pode ser obtido pela equação:

$$V_u = \left( \frac{S_0 + S_n}{2} + S_1 + S_3 + \dots + S_{n-1} \right) \cdot h$$

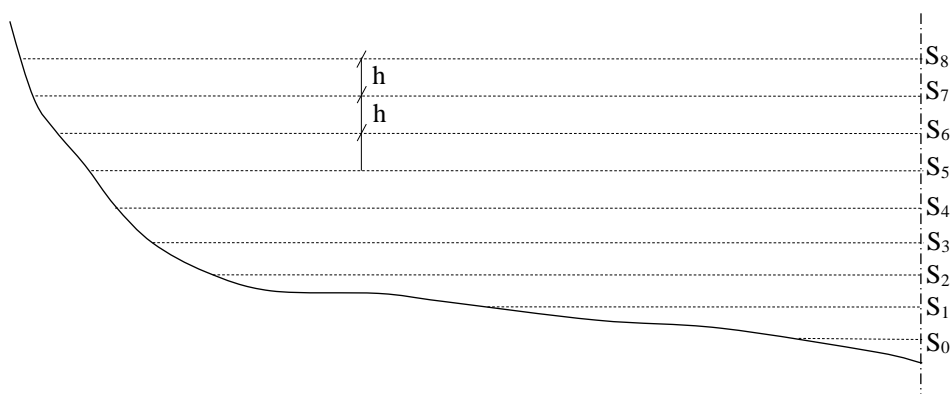
em que,

$V_u$  = volume útil armazenado,  $m^3$ .

$S_0$  = área da curva de nível de ordem 0,  $m^2$ ;

$S_n$  = área da curva de nível de ordem n,  $m^2$ ;

$h$  = diferença de cota entre duas curvas de nível, m (figura 12.7).



**FIGURA 12.7** Perfil transversal da bacia de acumulação

A altura da barragem depende do volume total de água a ser acumulada. Além da altura referente ao nível máximo de acumulação, deve-se prever uma elevação por época da

ocorrência de precipitações intensas (vazões máximas) e ainda, uma altura referente à folga entre o nível máximo de água e a crista da barragem:

$$H = h_n + h_e + f$$

em que,

$H$  = altura da barragem, m;

$h_n$  = altura da lâmina de água normal, m;

$h_e$  = altura da lâmina de água no extravasor, m;

$f$  = folga, m.

O valor da altura da lâmina de água normal ( $h_n$ ) é determinada, na maioria dos casos, em função do volume de água a ser armazenada. Em outras situações a altura no nível normal é determinada em função de limitações ou razões específicas de cada local. No caso de volume mínimo a ser acumulado, a profundidade normal é determinada pela cota da curva de nível, que possibilita um volume acumulado igual ou maior ao necessário (Tabela 12.2).

**TABELA 12.2 Curvas de nível, área, volume entre curvas e volume acumulado**

Curvas de nível	Área (m <sup>2</sup> )	Volume entre curvas (m <sup>3</sup> )	Volume acumulado (m <sup>3</sup> )
$S_0$			
$S_1$			
$S_{n-1}$			
$S_n$			

O valor da folga pode ser obtido em função da lâmina d'água (Tabela 12.3) e altura das ondas que poderão ocorrer.

**TABELA 12.3 Valores mínimos da folga, em função da extensão do espelho d'água e da profundidade da água junto à barragem**

Profundidade (m)	Extensão do espelho d'água (km)						
	0,2	0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
até 6,0 m	0,75	0,8	0,85	0,95	1,05	1,15	1,25
6,1 a 9,0 m	0,85	0,90	0,95	1,05	1,15	1,25	1,35

Fonte: Lanças et al (1988)

Ao valor da folga (obtido na tabela anterior) deve ser acrescido um valor correspondente à altura de possíveis ondas que poderão se formar, principalmente em se tratando de reservatórios de espelhos de água extensos. A altura dessas ondas pode ser estimada pela equação:

$$h = 0,36 \cdot \sqrt{L} + 0,76 - 0,27 \cdot \sqrt[4]{L}$$

em que:

h = altura da onda, m;

L = maior dimensão da represa a partir da barragem, km.

De forma geral, o valor da folga final é de 1 a 1,5 m para pequenas barragens e de até mais que 3 m para grandes obras.

A largura da crista (c) deve ser sempre maior que 3 m e, quando a barragem for utilizada como estrada, a largura da crista deve ser de, no mínimo, 6 m. Na Tabela 12.4 são apresentadas sugestões (práticas) de valores da crista, em função da altura da barragem.

**TABELA 12.4 Valores da largura da crista (c) em metros, em função da altura da barragem (H) em metros**

Altura da barragem H (m)	4	6	8	10	> 12
Largura mínima da crista(m)	3	3,5	4	5	6

Fonte: Daker (1983)

Pode-se, também, para o cálculo do valor da largura da crista, utilizar a equação recomendada pelo “U.S. Bureau of Reclamation”:

$$C = \frac{H}{5} + 3$$

em que:

H é a altura da barragem em metros.

Vale salientar que quanto maior a largura da crista maior poderá ser a estabilidade do aterro, porém, por outro lado, maiores serão os custos da obra.

A inclinação dos taludes da barragem é caracterizada pelo coeficiente de inclinação “z”, que indica quantas vezes a projeção horizontal é maior que a projeção vertical. Esse coeficiente depende do tipo de barragem, do material empregado, da altura da barragem e do

material da fundação. Os valores usuais para os casos nos quais o material de fundação não condiciona a estabilidade do talude (as fundações são mais resistentes que os maciços compactados das barragens) são ilustrados na Tabela 12.5.

**TABELA 12.5 Inclinação dos taludes em função do tipo de material usado e da altura do aterro (\*)**

Material do aterro	Altura do aterro (**)			
	Até 5 metros		De 5,1 a 10 metros	
	Montante	Jusante	Montante	Jusante
Solo argiloso	2,00:1	1,75:1	2,75:1	2,25:1
Solo arenoso	2,25:1	2,00:1	3,00:1	2,25:1
Areias e cascalhos	2,75:1	2,25:1	3,00:1	2,50:1
Pedras de mão	1,35:1	1,30:1	1,50:1	1,40:1

Fonte: DNAEE (1985)

Os taludes devem apresentar uma declividade em função do tipo de material usado em sua construção, devendo-se adotar menores inclinações sempre que não se dispuser de material de boa qualidade. É importante saber que menores inclinações do talude concorrem para uma maior estabilidade da barragem. O talude de montante deve ser menos inclinado que o de jusante, pois, sendo assim, além de maior segurança, dificulta também a infiltração da água.

De forma geral, adotam-se, como inclinação máxima dos taludes para barragens de terra, os seguintes valores: 2,5:1 no talude de montante e de 2:1 no talude de jusante.

A largura da base (B) (Figura 12.8), é calculada em função da geometria da barragem, utilizando-se a fórmula:

$$B = c + (z_1 + z_2) H$$

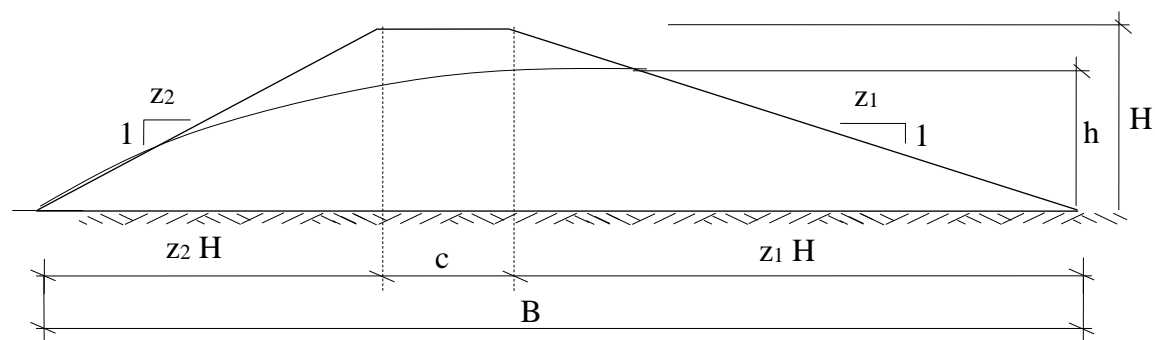
em que:

c = largura da crista da barragem (m);

$z_1$  = inclinação do talude de montante;

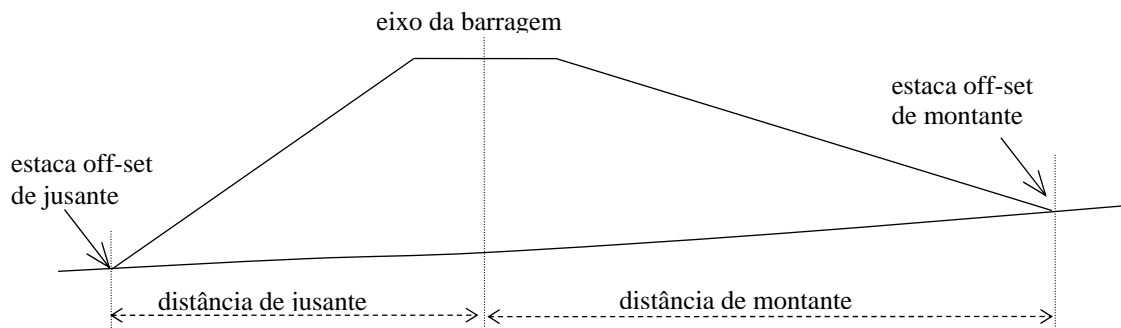
$z_2$  = inclinação do talude de jusante;

H = altura da barragem (m).



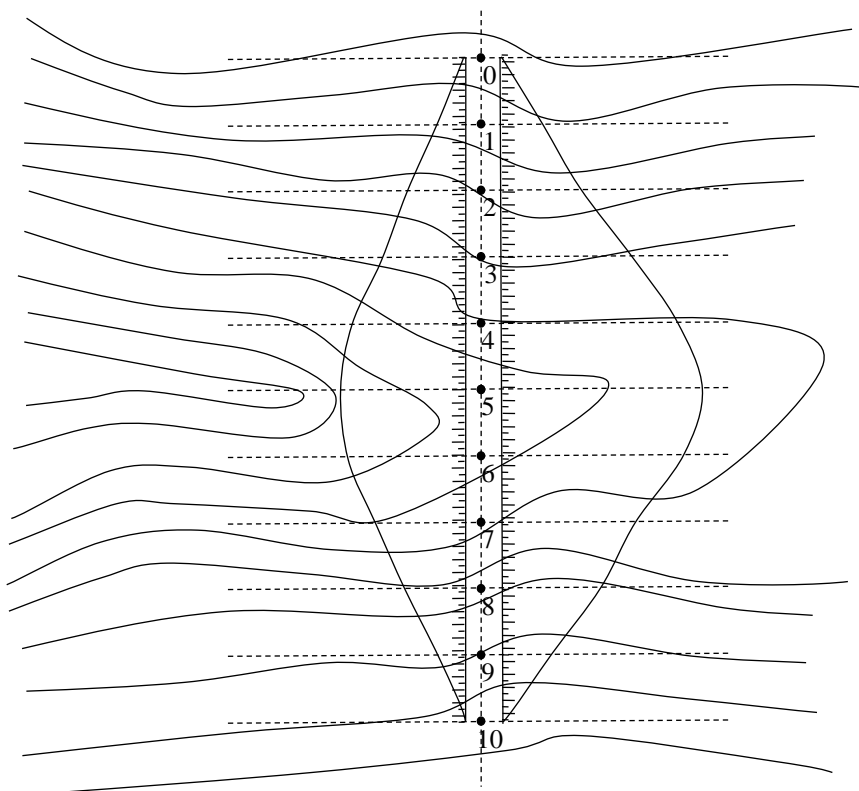
**FIGURA 12.8** Seção transversal do maciço (projeção dos taludes e crista)

Determinadas as inclinações dos taludes (montante e jusante), faz-se, então, a projeção do maciço sobre a planta planialtimétrica. Para isso, em cada uma das seções transversais deverá ser locada a projeção do aterro para montante e jusante, obedecendo à cota da crista e à inclinação dos taludes e marcando-se na interseção do talude com o terreno natural a estaca “off-set”. O conhecimento da distância de cada uma dessas estacas “off-set” (desde o eixo da barragem) permitirá a locação do maciço (Figuras 12.9 e 12.10)



**FIGURA 12.9** Perfil transversal do maciço da barragem

É de grande importância o conhecimento do volume total de aterro da barragem, pois o custo da obra se baseia, principalmente, em gastos com horas-máquinas que são utilizadas na escavação, transporte, movimentação e compactação da terra que será utilizada na construção da barragem.



**FIGURA 12.10** Localização do maciço na planta planialtimétrica

Existem diversos métodos para o cálculo do volume de aterro. Uma forma de obter o volume de aterro é por meio dos volumes parciais: divide-se o maciço da barragem em “n” trechos de igual comprimento e calcula-se a área média de cada uma das seções transversais (Figura 12.11). Multiplicando-se a área de cada uma destas seções pelo comprimento, tem-se o volume de cada trecho. A soma dos volumes parciais dará o volume total do aterro. Quanto maior o número de trechos, maior a precisão. Pode-se também, em vez de dividir o maciço em trechos transversais, dividi-lo em seções longitudinais. O processo de cálculo seria o mesmo, ou seja, o volume total seria dado pela soma dos volumes parciais.

$$V_0 = \frac{A_0 + A_1}{2} \cdot e ; V_1 = \frac{A_1 + A_2}{2} \cdot e ; V_2 = \frac{A_2 + A_3}{2} \cdot e ; V_3 = \frac{A_3 + A_4}{2} \cdot e ; \dots\dots\dots$$

$$V_{\text{total}} = V_0 + V_1 + V_2 + \dots\dots\dots$$

em que,

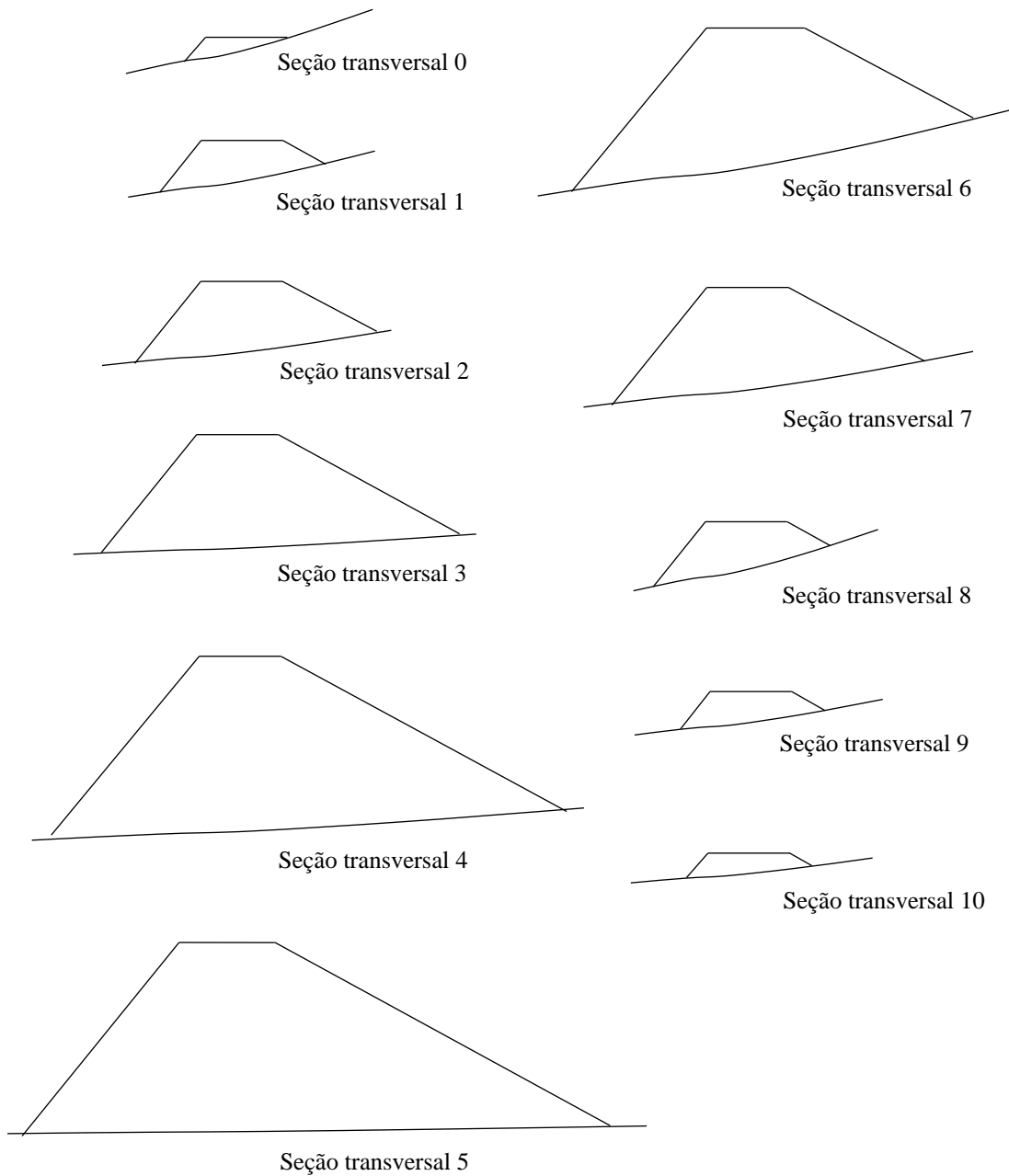
$A_n$  = área da seção transversal de ordem n, m<sup>2</sup>;

e = distância entre trechos, m;

$V_n$  = volume parcial, m<sup>3</sup>;

$V_{total}$  = volume total, m<sup>3</sup>;

Após a construção do maciço, normalmente ocorre um assentamento do aterro devido à sua acomodação. Em função disso, o aterro deve ser aumentado de 1/20 de sua altura.



**FIGURA 12.11** Seções transversais do maciço



## 12.6 ESTRUTURAS HIDRÁULICAS

Visando à conservação, à manutenção, à segurança e à utilização da água represada, são construídas algumas obras acessórias, como desarenador, para eliminação dos depósitos de fundo e esvaziamento da represa; extravasor, para eliminação do excesso de água e tomada de água, para o aproveitamento da água represada.

### 12.6.1 ESVAZIAMENTO DA REPRESA

Com o objetivo de realizar o esvaziamento da represa e ou a eliminação dos materiais decantados, utiliza-se o desarenador, também conhecido como descarregador ou tubulação de fundo.

O desarenador, em barragens de terra, deve ser constituído de uma tubulação impermeável e que resista à pressão do aterro. Normalmente, são utilizados tubulações de concreto ou ferro fundido.

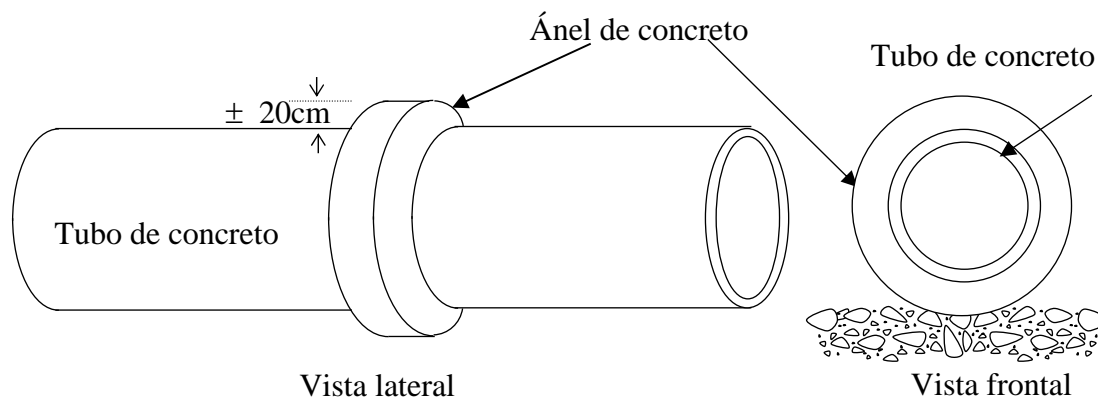
É a primeira estrutura a ser instalada, pois, durante a elevação e a compactação do maciço, o curso de água será desviado para o seu interior, por onde escoará, facilitando os trabalhos de elevação da barragem.

O dimensionamento desta estrutura se faz considerando o desarenador como uma tubulação ou mesmo como um bueiro, utilizando-se fórmulas e ou tabelas apropriadas para cada caso. Na maioria das vezes, dão-se dimensões acima das calculadas, objetivando-se facilitar a saída dos detritos do fundo e também ter uma capacidade de escoamento de vazões maiores.

O sistema de controle (comportas, registros, etc.) da vazão de saída deve ser colocado a montante da barragem para evitar água sob pressão dentro do corpo do aterro e também evitar depósito de materiais dentro da tubulação com conseqüente entupimento.

Para evitar escoamento entre a tubulação e o maciço, deve-se envolver aquela com uma série de anéis (de preferência de concreto), de forma a aumentar o percurso a ser seguido pela água (Figura 12.12).

Para o dimensionamento da tubulação, leva-se em consideração o tempo de esvaziamento do reservatório e, ainda, o escoamento da vazão do curso d'água durante todo o tempo que durar a construção da barragem (é necessário que as dimensões dessa tubulação sejam suficientes para escoar as maiores vazões que poderão ocorrer neste período).



**FIGURA 12.12** Instalação de anéis em volta dos tubos

Pode-se utilizar a fórmula de Hazen-Williams para o cálculo do diâmetro da tubulação, considerando que a mesma trabalhará, inicialmente, como conduto forçado:

$$D = \left( \frac{Q}{0,279 \cdot C \cdot J^{0,54}} \right)^{0,38}$$

em que:

D = diâmetro da tubulação, m;

Q = vazão escoada, m<sup>3</sup>/s;

C = coeficiente de rugosidade de Hazen-Williams (tabela 12.6);

J = perda de carga unitária, m/m.

**TABELA 12.6** Coeficientes de rugosidade (C) de Hazen-Williams

Tipo de tubo	C	Tipo de tubo	C
Aço corrugado	60	Ferro fundido novo	130
Aço galvanizado	125	Fofo após 15 - 20 anos	100
Aço rebitado novo	110	Fofo usados	90
Chumbo	130	Fofo revestido com cimento	130
Cimento-amianto	140	Manilha vitrificada	110
Cobre	130	Latão	130
Concreto (bom acabamento)	130	Vidro	140
Concreto (acabamento comum)	120	Plástico	140

A vazão de esvaziamento ( $Q_e$ ), em  $m^3/s$ , é calculada dividindo-se o volume acumulado acima da cota do desarenador pelo tempo de esgotamento, adicionando-se a vazão média do curso d'água que abastece a represa:

$$Q_e = \frac{Vol_{ac}}{T} + Q_n$$

em que:

$Vol_{ac}$  = volume acumulado,  $m^3$ ;

$T$  = tempo para esvaziamento da represa, s;

$Q_n$  = vazão média,  $m^3/s$ .

O esvaziamento da represa é feito sob carga variável, isto é, carga máxima no início e mínima no fim do esvaziamento. A fim de simplificar os cálculos, usa-se uma carga média, que é igual à altura da lâmina de água acima do desarenador dividida por 2. Portanto, para determinar a perda de carga unitária na tubulação do desarenador, divide-se a carga média pelo comprimento dessa tubulação. geralmente, adota-se como comprimento do desarenador o próprio comprimento da base da barragem. Então:

$$J = \frac{H_d}{2.B}$$

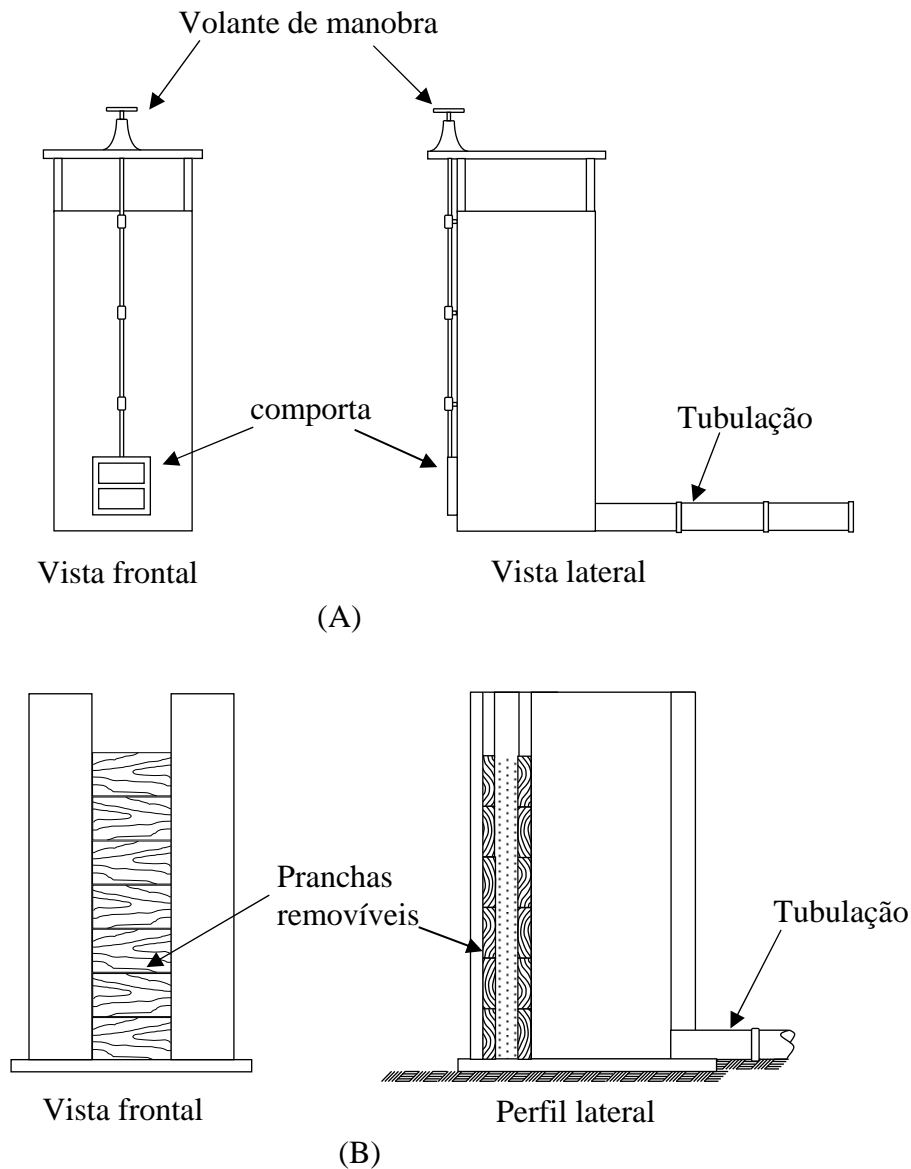
em que:

$H_d$  = altura da lâmina de água acima do desarenador, m;

$B$  = comprimento do desarenador, m.

Uma vez definidas as dimensões mínimas da tubulação de fundo, deve-se verificar se a mesma será capaz de escoar os maiores valores de vazão que poderão ocorrer durante o tempo de construção da obra. Para isso, leva-se em consideração o estudo hidrológico já realizado para a região ou, se houver, dados de uma série histórica.

Após a construção da barragem, quando a represa estiver cheia, o excedente escoará através da tubulação de fundo. Para controle, esta tubulação deverá ter origem em uma estrutura de concreto armado (aqui denominada de “monge”) e terminando em uma caixa de dissipação. O monge servirá como vertedouro quando a represa estiver em seu nível normal. Nessas condições, a água verterá sobre as paredes da estrutura para, então, ser escoada para jusante da barragem através da tubulação de concreto. Esta estrutura servirá também para o controle do nível de água na represa e da vazão de jusante, pela abertura ou fechamento das comportas instaladas no monge (estrutura de controle de montante, Figura 12.13).



**FIGURA 12.13** Estrutura de controle de montante (monge) com controle por meio de comporta (A) e por meio de pranchas de madeira (B).

O monge deverá ter dimensões de acordo com o tamanho da tubulação, da represa e das vazões a serem escoadas. Para o esvaziamento da represa e também para o controle da vazão de jusante (vazão a ser escoada), o monge poderá ser dotado de aberturas com comportas planas móveis, acionadas por volantes instalados na laje superior.

O acesso ao monge, para manobras de fechamento e abertura, poderá ser feito com auxílio de um “barco” ou com a construção de uma passarela até o maciço.

No interior do monge, em cada posição frontal à abertura (comporta), deverá ser construído um bloco de concreto (viga) com a finalidade de diminuir a energia da água ao passar pela comporta.

### **12.6.2 EXTRAVASOR**

A finalidade do extravasor, sangradouro, descarregador de superfície ou ladrão é atuar como dispositivo de segurança, eliminando o excesso de água quando a vazão assumir valores que tornem perigosa a estabilidade da barragem ou para impedir que o nível de água suba acima de uma certa cota que cause prejuízos às propriedades.

O extravasor deve ter capacidade suficiente para permitir o escoamento máximo que pode ocorrer na seção considerada. A vazão de dimensionamento deve ser igual à máxima vazão do curso de água, o que ocorre por ocasião das cheias.

O excesso de água de uma represa pode ser devido à vazão normal do curso de água e à vazão de enchente que ocorre após uma chuva que ocasiona escoamento superficial.

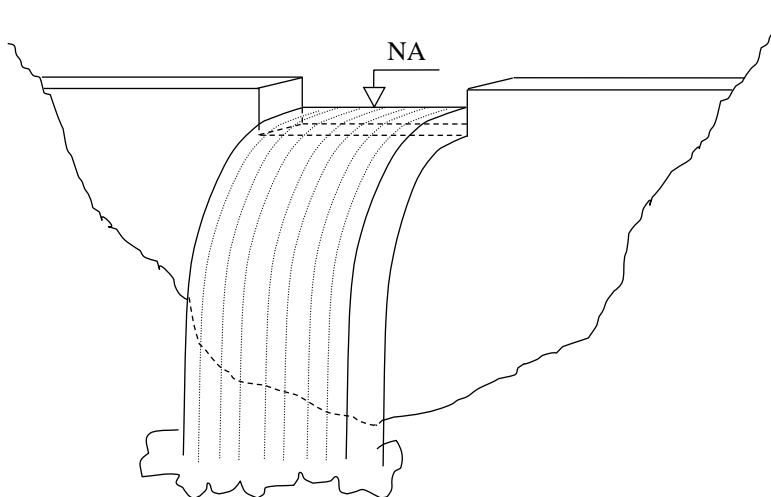
O excesso de água devido à vazão normal deve ser eliminado através de sangradouro revestido, tubulações ou canais. O dimensionamento desses deve ser feito de forma a permitir o escoamento normal sem transbordamentos.

Em barragens de terra, o extravasor deve ser construído fora do aterro, em terreno firme lateral. Deve, de preferência, ser revestido, para evitar o escoamento da água diretamente sobre o solo, o que, fatalmente, comprometeria a segurança da barragem.

Existem diversas formas de dar escoamento às vazões máximas, ou seja, diversos tipos de extravasores podem ser utilizados, desde que tenham dimensões suficientes para possibilitar o escoamento de vazões máximas por ocasião da ocorrência de fortes chuvas. Assim, como extravasor, podem ser utilizados: canais, tubulações, bueiros funcionando como orifício, vertedores de parede espessa, vertedor tipo tulipa, sifões, etc. Entretanto, serão vistos somente os mais utilizados em barragens de terra, ou seja, vertedor de parede espessa, canais extravasores e bueiros funcionando como orifício.

### 12.6.2.1 EXTRAVASORES DE PAREDE ESPESSA

Em muitas situações, pode-se utilizar um extravasor de concreto, o qual, de forma mais simples, consiste de um trecho rebaixado (Figura 12.14) para dar escoamento à vazão máxima (vazão de projeto).



**FIGURA 12.14** Vertedor de parede espessa.

Deve ser, preferencialmente, localizado em terreno natural, não sendo aconselhável fazê-lo em aterro. Para baratear a construção do extravasor numa barragem de terra, pode-se fazer o revestimento somente de uma parte e gramar o restante. A parte revestida é calculada para deixar o excesso devido à vazão normal, ficando a parte gramada para funcionar por ocasião de grandes enchentes.

No caso em que houver a necessidade de construir o extravasor no meio do maciço, este deve ser construído em concreto e, ainda, com as devidas proteções, de forma a evitar o escoamento sobre o aterro com conseqüente erosão.

Conhecendo-se a vazão máxima ( $Q_{\max}$ ), o dimensionamento do sangradouro, resume-se, agora, em atribuir um valor para a altura da lâmina de água no vertedouro ( $H$ ) e calcular a largura do vertedouro ou ladrão ( $L$ ). Para o dimensionamento do sangrador utiliza-se a fórmula da vazão em vertedor:

$$Q = 1,55.L.H^{3/2}$$

em que:

$Q$  = vazão máxima esperada,  $m^3/s$ ;

$L$  = largura do vertedouro,  $m$ ;

$H$  = altura da lâmina de água no vertedouro, m.

A vazão ( $Q$ ) utilizada para o dimensionamento do vertedouro é a vazão máxima ( $Q_{\max}$ ) na área considerada e dentro do tempo de recorrência, período de retorno ou segurança desejado (5, 10, 25, 50 ou a 100 anos). Esta pode ser obtida pelas fórmulas vistas no capítulo referente à bacia de contribuição.

### 12.6.2.2 CANAIS EXTRAVASORES

Pode-se utilizar, quando o terreno permitir, a construção de canais, em terreno firme, com o propósito de possibilitar o escoamento de vazões máximas. Este canal deve ser revestido (cimentado e ou gramado) e ter declividade compatível com o terreno, a fim de evitar erosão. Normalmente, utiliza-se concretar apenas uma parte do canal (destinada a dar escoamento à vazão normal e até pequenas enchentes) e a outra parte revestida com vegetação (gramada), sendo esta destinada a usos temporários e esporádicos (apenas durante os períodos de chuvas de maior intensidade).

O canal extravasor deve ser construído sempre com baixa declividade. A entrada do canal deve ser afastada da barragem de uma distância da ordem de 1,5 vezes a largura do canal.

O cálculo pode ser feito utilizando-se qualquer fórmula para canais. Entre elas, a equação de Manning é bastante utilizada:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$

em que:

$Q$  = vazão,  $m^3/s$ ;

$n$  = coeficiente de rugosidade (Tabela 12.7);

$A$  = área da seção de escoamento,  $m^2$ ;

$R$  = raio hidráulico, m;

$i$  = declividade, m/m.

**TABELA 12.7 Valores do coeficiente de rugosidade “n” de Manning**

Natureza das paredes	Condições de conservação			
	M. Boa	Boa	Regular	Má
Alvenaria de pedra argamassada	0,017	0,020	0,025	0,030
Alvenaria de pedra aparelhada	0,013	0,014	0,015	0,017
Alvenaria de pedra seca	0,025	0,033	0,033	0,035
Alvenaria de tijolos	0,012	0,013	0,015*	0,017
Calhas metálicas lisas (semicirculares)	0,011	0,012	0,013	0,015
Canais abertos em rocha (irregular)	0,035	0,040	0,045	-
Canais c/ fundo em terra e talude c/ pedras	0,028	0,030	0,033	0,035
Canais c/ leito pedregoso e talude vegetado	0,025	0,030	0,035	0,040
Canais com revestimento de concreto	0,012	0,014*	0,016	0,018
Canais de terra (retilíneos e uniformes)	0,017	0,020	0,023	0,025
Canais dragados	0,025	0,028	0,030	0,033
Condutos de barro (drenagem)	0,011	0,012*	0,014*	0,017
Condutos de barro vitrificado (esgoto)	0,011	0,013*	0,015	0,017
Condutos de prancha de madeira aplainada	0,010	0,012*	0,013	0,014
Gabião	0,022	0,030	0,035	-
Superfícies de argamassa de cimento	0,011	0,012	0,013*	0,015
Superfícies de cimento alisado	0,010	0,011	0,012	0,013
Tubo de ferro fundido revestido c/ alcatrão	0,011	0,012*	0,013*	-
Tubo de ferro fundido sem revestimento	0,012	0,013	0,014	0,015
Tubos de bronze ou de vidro	0,009	0,010	0,011	0,013
Tubos de concreto	0,012	0,013	0,015	0,016
Tubos de ferro galvanizado	0,013	0,014	0,015	0,017
Córregos e rios limpos, retilíneos uniformes	0,025	0,028	0,030	0,033
Igual anterior, porém c/ pedras e vegetação	0,030	0,033	0,035	0,040
Com meandros, bancos e poços limpos	0,035	0,040	0,045	0,050
Margens espraçadas, pouca vegetação	0,050	0,060	0,070	0,080
Margens espraçadas, muita vegetação	0,075	0,100	0,125	0,150

Fonte: Porto (1998) e Cirilo et al. (2001)



Normalmente, é mais econômico fazer o extravasor raso e largo, em vez de fundo e estreito, pois a última situação exigiria uma barragem mais alta (maior). De qualquer modo, é importante que a velocidade resultante, dada a seção de escoamento do canal, não provoque erosão nas laterais e fundo do canal. O valor da velocidade resultante deve ser compatível com o tipo de material usado na construção do canal. Daí, a declividade pode ser aumentada (com a finalidade de diminuir a seção de escoamento e, conseqüentemente, os custos) ou diminuída de forma a adequar o valor da velocidade aos limites preestabelecidos.

Valores máximos para a velocidade de escoamento para vários tipos de materiais estão apresentados na Tabela 12.8.

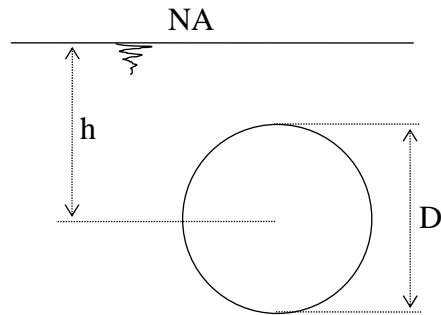
**TABELA 12.8 Velocidades limites, em função do material das paredes do canal**

Tipo de canal	Velocidade (m/s)
Canal em areia muito fina	0,20 a 0,30
Canal em areia grossa pouco compactada	0,30 a 0,50
Canal em terreno arenoso comum	0,60 a 0,80
Canal em terreno sílico-arenoso	0,70 a 0,80
Canal em terreno argiloso compactado	0,80 a 1,20
Canal gramado	1,00 a 1,50
Canal em rocha	2,00 a 4,00
Canal de concreto	4,00 a 10,0

### 12.6.2.3 BUEIROS

Pode-se também utilizar tubulações para servir como extravasor, desde que a vazão a ser escoada não atinja valores muito altos ou, ainda, utilizado juntamente com o vertedor de parede espessa, sendo o bueiro utilizado para dar escoamento à vazão normal do curso d'água e o vertedor de parede espessa para as vazões de enchente ou vazão máxima.

É imprescindível que a tubulação deságüe fora do aterro da barragem ou seja ligada ao desarenador. Normalmente, utilizam-se manilhas de concreto e o dimensionamento é feito considerando o tubo como um orifício, permitindo entretanto, um certo afogamento da tubulação na entrada (Figura 12.15)



**FIGURA 12.15** Representação esquemática de um orifício

$$Q = c_d \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

em que:

$Q$  = vazão,  $m^3/s$ ;

$c_d$  = coeficiente de descarga (tabela 12.9);

$A$  = área de escoamento do bueiro,  $m^2$ ;

$h$  = altura de água sobre o centro do bueiro,  $m$ .

**TABELA 12.9** Coeficientes de descarga ( $C_d$ ) em função da relação  $h/D$

$h/D$	$c_d$	$h/D$	$c_d$	$h/D$	$c_d$	$h/D$	$c_d$
0,9	0,600	1,2	0,631	1,5	0,658	3,0	0,690
1,0	0,610	1,3	0,647	2,0	0,660	3,5	0,702
1,1	0,627	1,4	0,652	2,5	0,682	4,0	0,706

### 12.6.3 TOMADA DE ÁGUA

É a estrutura para a captação e o uso da água represada. Pode ter diversas formas, entretanto, as mais comuns são aquelas feitas diretamente no corpo da barragem ou por meio de torres de tomada colocadas na represa.

O dimensionamento da tomada d'água pode ser feita com a utilização de uma das formulas para condutos forçados, como a equação de Hazen-Williams. Com a vazão pretendida e sabendo-se o comprimento da tubulação e o tipo de tubo a utilizar, calcula-se, então, o diâmetro necessário.

#### **12.6.4 DISSIPADORES DE ENERGIA**

Os dissipadores representam estruturas de grande importância em obras hidráulicas; através destas é possível dissipar o excesso de energia do fluxo, diminuindo a velocidade de escoamento e, com isso, minimizando o potencial erosivo. Estas estruturas foram estudadas no capítulo 10.

#### **12.7 CONSTRUÇÃO DO MACIÇO**

Uma vez sendo satisfeitos os requisitos para o local da construção da barragem e, ainda, sendo a sondagem favorável à instalação do aterro, deve-se, inicialmente, preparar o local para o assentamento do maciço. As primeiras providências a serem tomadas consistem no desvio do curso d'água e drenagem da área e, em seguida, limpeza no local onde será construído o maciço.

Muitas vezes, o desvio das águas durante a construção pode ser feito utilizando-se a própria tubulação que será instalada no fundo da barragem para funcionar como desarenador e para esvaziamento; outras vezes, é necessário desviar o curso d'água através de valas construídas com este fim, até áreas a jusante do local da construção.

Antes de começar a construção deve-se retirar todas as pedras com mais de 15 cm de diâmetro na faixa em que vai ser erguida a barragem. As árvores e tocos devem ser arrancados e queimados, ou removidos completamente. Os arbustos, capim grosso, ervas daninhas e outros detritos devem ser arrancados e queimados. Qualquer entulho que não possa ser queimado, deve ser removido para fora da área em que a água vai ser represada, a jusante da barragem. O chão por baixo da barragem deve estar completamente livre de vegetação áspera antes de se começar a construção. Esta limpeza deve ser feita não só na área de assentamento da barragem, mas também na área da futura represa e nas imediações dos locais de onde se vai retirar material para o aterro.

A remoção do material e detritos orgânicos é bastante onerosa e, normalmente, não vem sendo feita, sendo ela responsável por infiltrações e rupturas do aterro. Um trabalho de extensão deve ser feito no sentido de conscientizar o proprietário do risco da não retirada do material orgânico.

É comum encontrar barragens construídas sem a operação de limpeza prévia do terreno, principalmente quando se trata de pequenas barragens, construídas com simples operações de movimentação de terra com pequenos tratores, sem a mínima preocupação com a qualidade da construção. Isso acontece, na maioria das vezes, por desconhecimento da sua importância. Entretanto, normalmente, são barragens que têm a sua segurança comprometida.

Após a limpeza, deve-se gradear todo o local da barragem. A terra deve ser bem revolvida para que não fique nenhuma camada de entulho ou vegetação que possa absorver água quando o reservatório estiver cheio. A terra assim revolvida fará também uma boa ligação com o material de aterro que se vai colocar para erguer a barragem.

É importante frisar que a limpeza deve ser precedida pelos trabalhos de sondagem e da decisão de escolha, pois, caso contrário, corre-se o risco de perder todo o trabalho de limpeza.

Logo após a limpeza do local, deve-se proceder à locação da linha central do aterro, transversal ao sentido do curso d'água, de barranco a barranco e até a altura máxima do aterro (até a altura da crista). Sobre o eixo da barragem, marca-se o local da vala para a construção do "cut-off" (com as referidas dimensões), com comprimento que vai de um barranco ao outro e profundidade até encontrar terra firme e também a projeção da saia do aterro (interseção dos taludes com o terreno natural), com a locação das estacas off-set.

Os materiais a serem utilizados devem proporcionar a construção de um maciço que sofra um mínimo de abatimento, formando, com as fundações, um bloco sólido que possa se adaptar com segurança aos movimentos, devido à plasticidade e à elasticidade dos materiais. Os componentes da obra devem assegurar as funções de estabilidade e impermeabilidade.

Os estudos do material para a construção do maciço podem ser feitos, em uma primeira instância, com a análise granulométrica do material e, depois, em ensaios de compactação.

O controle das condições ótimas de compactação é feito pelo molde de Proctor, em laboratório, que permite indicar a densidade do solo em função da umidade. De posse desses valores, obtém-se a faixa ótima de umidade do solo para a sua compactação.

A terra a ser usada para construir o "cut-off" e o aterro deve ser boa. Não deve ser nem muito arenosa nem muito argilosa. Deve-se fazer uma vistoria das imediações e selecionar um material melhor. Depois de escolhido o local, faz-se a limpeza (a parte de cima geralmente não serve, devendo ser retirada e encostada de lado). Se possível, deve-se fazer uma separação do material, usando o melhor (mais argiloso) na construção do "cut-off" e talude de montante.

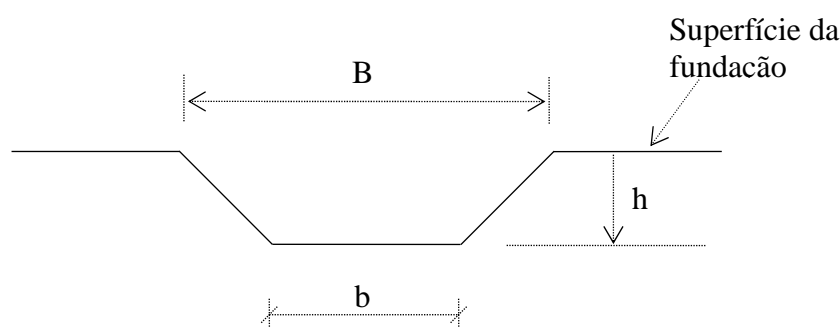
Se a sondagem detectar presença de material permeável a pouca profundidade, há a necessidade de se construir um núcleo impermeável que evite ou dificulte a passagem de água sob a barragem. O núcleo deve ser instalado até a profundidade onde se encontre um extrato impermeável. Para isso, é necessário abrir uma trincheira que deve atravessar todas as camadas permeáveis, que permitiriam futuras infiltrações, e aquelas formadas por barro podre que afetariam a estabilidade do aterro.

Deve-se aprofundar a trincheira até o ponto em que o solo apresente boa consistência, assim como o seu comprimento deve-se estender até os barrancos laterais, visando eliminar o trajeto de formigueiros, buracos de tatu e outros canais biológicos. Na prática, a largura da trincheira deve ter, no mínimo, três metros. Após a abertura da trincheira, faz-se o seu enchimento (núcleo) com material de boa qualidade e isto se processa em todo o corpo da barragem. A elevação do núcleo se dá à medida que se eleva o aterro.

É importante que a construção da zona impermeável de uma barragem deve ser feita de forma que o material constitua uma massa homogênea, isenta de qualquer potencial de percolação, através da zona ou ao longo dos contatos com as fundações. O solo deve ser suficientemente impermeável para excluir perda excessiva de água através da barragem.

O enchimento da vala deve ser feito em camadas de, no máximo, 15 centímetros de espessura. Se a terra estiver seca, deve-se umedecê-la e fazer uma boa compactação. Não se deve colocar tocos, pedras, etc.; somente terra.

Na Figura 12.16 está representada, de forma esquemática, uma trincheira e, na Tabela 12.11, são encontrados os valores médios das suas dimensões, em função da altura do aterro.



**FIGURA 12.16** Representação esquemática de uma trincheira

**TABELA 12.11** Dimensões da trincheira de acordo com a altura da barragem

Altura da barragem (m)	B (m)	b (m)	h (m)
Até 5,00	3,0	1,5	0,5
6,00	3,0	1,5	0,6
7,00	3,0	1,5	0,7
8,00	3,2	1,6	0,8
9,00	3,6	1,8	0,9
10,00	4,0	2,0	1,0

Com relação aos métodos de construção, estes podem ser de aterros hidráulicos, semi-hidráulicos e de terra compactada. O método da terra compactada é o mais empregado na construção dos maciços de terra. É o processo pelo qual o aterro é desenvolvido em camadas de 20 a 25 cm de espessura de terra, adequadamente compactada com a utilização de rolos compressores, pilões e vibradores. Em alguns casos de material siltoso, a compactação se faz pelo próprio equipamento de transporte; terrenos arenosos são compactados com rolos lisos, ao passo que, para solos argilosos, utilizam-se os rolos tipo pés de carneiro; os vibradores adaptam-se a quase todos os tipos de terrenos. Após a compactação, a camada fica reduzida para 15 a 20 cm (os menores valores são para argila e os maiores para areia). Esse processo permite uma construção mais perfeita, possibilita uma melhor seleção do material empregado, bem como o controle da umidade ótima para fins de compactação. Quando, durante a construção, o teor de umidade estiver abaixo do desejado, promove-se uma aspersão de água até conseguir o ponto ideal, se, por outro lado, a umidade é elevada, recomenda-se movimentar a terra para um enxugamento mais rápido.

O ensaio de proctor, feito em laboratório, permite caracterizar as condições ótimas de umidade e o peso específico que devem ser verificados, frequentemente e por processos rápidos, durante a construção do maciço. Existem vários métodos para isto, dentre eles: o método do frasco de areia, o qual consiste na pesagem do solo retirado de um furo feito na camada de terra compactada e na medição do volume deste mesmo furo com o seu enchimento com areia seca oriunda de um frasco que fornece imediatamente o volume aplicado; coletas de amostras indeformadas por meio de cilindros de volumes conhecidos, pesagem, secagem com uso de uma frigideira (fogareiro) e pesagem novamente.

A pressão do trabalho dos pés de carneiro varia com o peso dos mesmos, estando, geralmente entre 10 e 40 kgf/cm<sup>2</sup>. O número de passadas pode ser controlado por meio de ensaios prévios; via de regra, após 10 passadas, é inútil prosseguir na compactação. As primeiras passadas compactam a camada inferior; a segunda, a imediatamente acima, até atingir a superfície.

Os scrapers e os tratores de esteira realizam também esta função, porém, em valores inferiores aos dos pés de carneiro. Os rolos de pneu, comumente, apresentam uma pressão de 300 kgf por metro linear, sendo recomendadas 8-10 passadas em camadas de 10-15 cm.

São vários os equipamentos e máquinas utilizados na construção do aterro da barragem, destacando-se: retroescavadeira, trator de esteira, trator de pneus, motoniveladora, scraper, arados, grades e rolos compactadores.

Os rendimentos de tais máquinas, normalmente, são medidos em função do volume ( $m^3$ ) escavado e ou movimentado, sendo, ainda, variáveis em função do tipo de solo (resistência à escavação, distância de transporte e condições de drenagem), condições mecânicas da máquina, habilidade do operador e, ainda, das condições climáticas.

De forma geral, para escavação e transporte de terra a curtas distâncias (<100 m), o equipamento a ser utilizado pode ser o trator de esteiras (dozer); para distâncias médias (100 a 1000 m), os serviços de escavação e transporte são feitos por “scrapers” rebocados e pelo “moto-scaper”. Para longas distâncias, o serviço de escavação é, normalmente, feito por equipamentos específicos para tal (escavadoras) e o transporte feito por caminhões basculantes (Tabela 12.12).

**TABELA 12.12 Tipo de equipamento em função da distância de deslocamento**

Equipamento	Distância
Trator de esteiras	Até 50 m
Scraper rebocado por trator de esteiras	50 a 200 m
Motoscraper	100 a 750 m
Caminhão com pá carregadeira	900 m ou mais

Na Tabela 12.13 são apresentados rendimentos médios de vários tipos de máquinas. Estes valores são classificados em baixo, médio e alto, em função das condições de trabalho e da própria máquina, conforme descrito anteriormente.

**TABELA 12.13 Rendimentos médios de máquinas para movimentação de terra**

Equipamento	Rendimento ( $m^3/h$ )		
	Baixo	Médio	Alto
Retroescavadeira 70-80 HP	21	25	29
Escavadeira hidráulica 100 HP	40	50	60
Trator de esteira 70-100 HP:	25	30	35
Trator de pneus 80 HP com scrapers	20	25	30
Trator de pneus 80 HP com lâmina niveladora	8	10	12
Motoniveladora	20	22	25

A distância de deslocamento é o primeiro critério para a escolha do melhor equipamento de terraplenagem. Entretanto, outros fatores devem ser analisados, tais como: inclinação da rampa (Tabela 12.14), afundamento (Tabela 12.15) e material transportado.

Todos os equipamentos mencionados anteriormente podem transportar argila, areia, pedregulho miúdo e graúdo. Os scrapers não são indicados para o uso com rocha escarificada ou dinamitada. (desgaste).

**TABELA 12.14 Tipo de equipamento em função da declividade da rampa**

Equipamento	Declividade
Caminhão	Até 15%
Caminhão fora-de-estrada	Até 25%
Motoscraper	10 a 30%
Scraper rebocado por trator de esteira	Até 40%

**TABELA 12.15 – Tipo de equipamento em função do afundamento**

Equipamento	Afundamento
Qualquer equipamento	Até 10 cm
Motoscraper	Até 15 cm
Motoscraper com push-pull	Até 25 cm
Scraper rebocado	> 25 cm

A área sob a barragem, mais uma faixa de 5,0 m para montante e para jusante, deverá ser limpa, incluindo o desmatamento, o destocamento e a remoção de terra vegetal até a profundidade que for necessária. O material removido deverá ser transportado para área de “bota-fora”, fora do canteiro de obras e do futuro reservatório.

Após a limpeza, o terreno deverá ser regularizado e compactado com trator de esteira. A compactação deverá consistir de dez passadas do trator de esteiras por toda a área da fundação, incluindo as ombreiras.

Se a fundação for mais permeável que o aterro da barragem, ou do núcleo central no caso de seção mista, constatado nos ensaios realizados durante a execução das sondagens, deverá ser prevista uma trincheira de vedação.



O material da barragem deverá ser lançado com caminhão basculante e espalhado, em camadas de  $\pm 20$  cm de espessura, com trator de esteira equipado com lâmina ou motoniveladora; a compactação deverá ser realizada por meio de seis passadas de rolo compactador de 4 toneladas, rebocado por trator de esteiras ou de pneus; as faixas compactadas paralelas deverão ter uma superposição mínima de 20% da largura da faixa.

Nos locais em que não for possível o acesso desses equipamentos, a compactação deverá ser realizada utilizando-se placas vibratórias (sapos mecânicos) ou manualmente, por apiloamento. Embora volume de terra do maciço seja contabilizado como volume compactado, é importante ressaltar que toda esta terra deverá ser retirada de um local de empréstimo (corte) e transportada até o local de construção do maciço. Na operação de corte (escavação), ocorre o empolamento com conseqüente aumento de volume e é este novo volume é que deverá ser levado em consideração, ou seja, é o volume a ser transportado. Após compactação, há uma nova redução de volume, com aumento do peso específico aparente. Na Tabela 12.16 são apresentados valores médios do peso específico (corte e solto) e índice de empolamento para diversos tipos de materiais.

**TABELA 12.16 – Peso específico (solto e compactado) e índice de empolamento**

Material	Peso específico (kg/m <sup>3</sup> )		Índice de empolamento
	Solto	Compactado	
Argila	1140	1720	1,4
Argila seca c/ pedregulho	1300	1780	1,4
Argila molhada c/ pedregulho	1580	2200	1,4
Terra seca comum	1250	1550	1,25
Terra molhada comum	1600	2000	1,25
Areia seca solta	1580	1780	1,12
Areia molhada compacta	1870	2100	1,12
Arenito	1570	2410	1,54

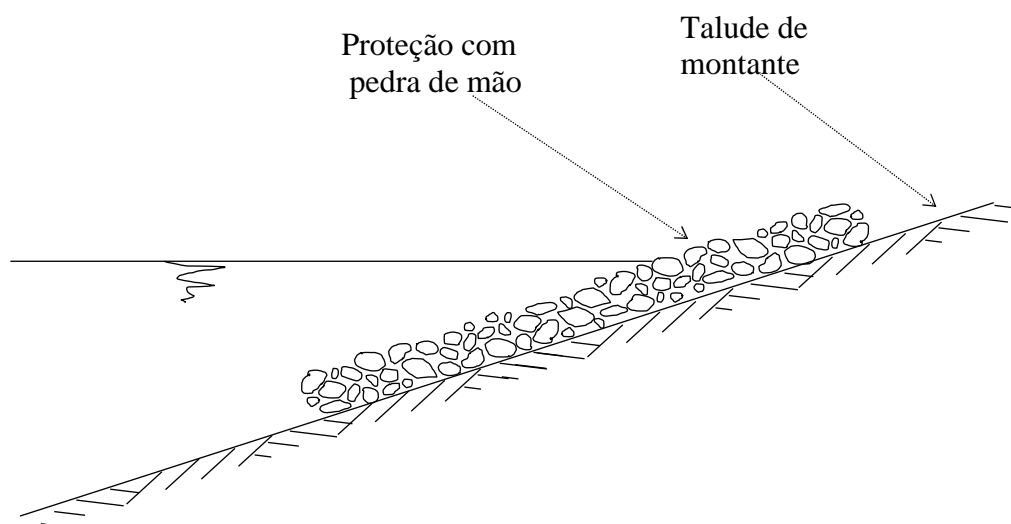
Dependendo do tamanho da obra a executar e do tempo disponível, pode ser necessário o emprego de uma frota maior, o que requer maior investimento inicial e um planejamento mais apurado. Por outro lado, para pequenos empreendimentos, poucas máquinas podem ser suficientes. Em qualquer caso, o custo final dependerá do preço hora/máquina.

Normalmente, o maior custo de uma barragem de terra, dependendo de seu tamanho, está na parte de escavação, transporte, distribuição e compactação, apresentando uma relação direta com o custo da hora/máquina. Neste tipo de obra, o contrato de máquinas pode ser feito por meio do volume de aterro compactado ou pelo volume de corte.

## 12.8 MANUTENÇÃO DA BARRAGEM

O extravasor deve ser mantido livre de detritos. Muito embora se tenha limpo cuidadosamente toda a área do reservatório, uma certa quantidade de material, de tempos em tempos, sempre passa pelo extravasor e pode causar obstruções se não for removido imediatamente. A fim de evitar danos, deve-se promover a remoção de qualquer material estranho que porventura fique sobre o extravasor, como, por exemplo: galhos de árvores, troncos, etc. O extravasor deve estar completamente desobstruído por ocasião das chuvas intensas, as quais provocam a vazão máxima.

A ação das ondas pode constituir um problema sério para as barragens localizadas em regiões onde a superfície dos reservatórios fica exposta a ventos fortes. Nestas situações, é conveniente a construção de um sistema de proteção, junto ao talude de montante, na região próxima ao nível de água do reservatório. Isso pode ser feito com a deposição de pedras de mão ou, mesmo, com a concretagem de uma faixa, com a finalidade de suportar a ação das ondas que se formam (Figura 12.17).



**FIGURA 12.17** Proteção do talude de montante

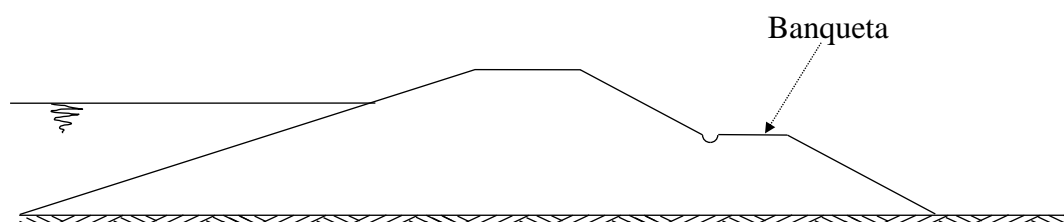
O talude de montante das barragens deverá ser protegido também contra a variação do nível d'água do reservatório (se houver). A proteção deverá ser executada com materiais granulares, rocha proveniente das escavações obrigatórias ou cascalho, se disponível na região. Essa proteção deverá ser executada acompanhando a elevação do maciço. Caso não existam materiais granulares em abundância na região, o talude de montante deverá ser protegido com uma camada de solo-cimento, obedecendo à dosagem especificada na Tabela 12.17.

**TABELA 12.17 Dosagem do solo-cimento**

Material do Aterro	Teor de Cimento
Cascalho, areia grossa/fina	6 a 9 % em peso
Solo arenoso	7 a 9 % em peso
Solo argiloso	10 a 12 % em peso

Todo o talude deve ser gramado ou revestido com uma gramínea, sendo mais indicada a grama batatais (*Paspalum notatum*). Não se deve deixar crescer árvores e arbustos no aterro da barragem, pois as raízes são grandes e, caso a planta morra, os canais das raízes podem provocar vazamentos.

O talude deve ser protegido por um sistema de drenagem de forma a desviar as águas de chuva, evitando que o escoamento pluvial ocorra em direção ou sobre o aterro. Para aterros com alturas maiores que 9 metros, aconselha-se a construção de banquetas com largura de 2 a 6 m, dotadas de canaletas (revestidas com concreto ou com a própria vegetação do talude) para o desvio da água de chuva para fora do aterro (Figura 12.18).



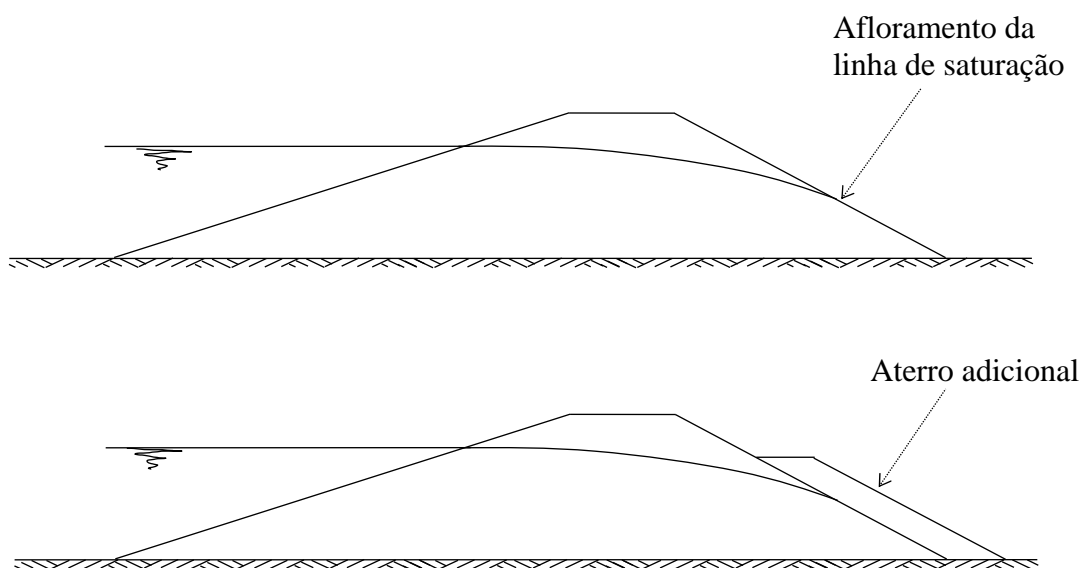
**FIGURA 12.18 Maciço com banquetas no talude de jusante**

O talude de jusante deverá ser protegido contra a flutuação do nível d'água de jusante (se houver) e contra a ação de chuvas. A proteção deverá ser igual a do talude de montante até uma altura mínima de  $h/3$ , sendo  $h$  a profundidade de água do reservatório. Se o NA de jusante ultrapassar essa altura, a proteção deverá ser executada até a elevação correspondente. Acima dessa altura, o talude deverá ser protegido, sempre que possível, por meio do plantio de grama.

Em barragens sujeitas à deposição de material sólido, deve-se proceder a descargas periódicas para permitir a remoção de depósitos formados. A periodicidade de limpeza do fundo é determinada pelo cálculo de material transportado pela água ou por meio de sondagens. A melhor época para a realização dessa operação é no início do período chuvoso.

Muitas vezes, mesmo em barragens muito bem construídas, pode haver filtração de água pelo talude jusante. Também, se o nível d'água for mantido muito alto na barragem, pode haver infiltração semelhante. Em qualquer dos casos, esta situação pode fazer com que o pé jusante se desprenda. A causa disso é que uma grande parte da terra da barragem se torna saturada - o limite máximo da zona de saturação - estendendo-se da linha d'água no reservatório até o lado jusante.

Quando se observar esta situação, o nível d'água no reservatório deve ser abaixado imediatamente, até um ponto em que desapareça a área saturada no talude jusante. Pode-se, então, reforçá-lo, construindo-se um aterro adicional até a uma altura alguns metros acima do topo da zona saturada (Figura 12.19).



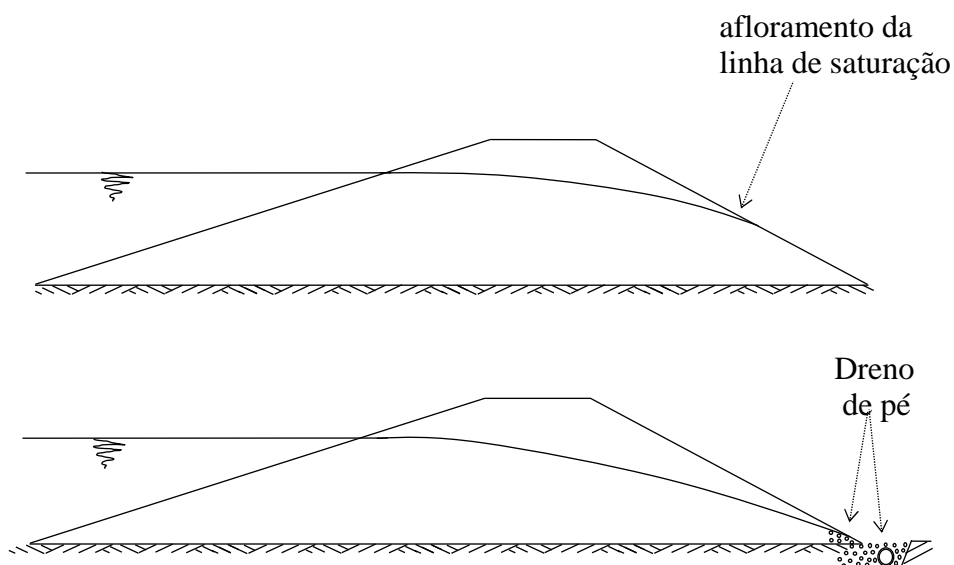
**FIGURA 12.19** Rebaixamento da linha de saturação por meio da construção de aterro adicional

Pode-se também, no intuito de coletar a água filtrada através do maciço e ao mesmo tempo servir de proteção contra o risco de erosão, construir um dreno ao pé do talude.

O dreno de pé consta de uma vala feita no pé do aterro, no lado de jusante, no sentido longitudinal, com as dimensões de 40 a 50 cm de largura por 70 a 80 cm de profundidade, onde se colocam pedras de diversos tamanhos, varas de bambu. O melhor seria o uso de manilhas perfuradas e, em seguida, se recobre com capim e terra (Figura 12.20).

Quando se utilizam tubulações atravessando o maciço da barragem, estas devem ser providas de anéis ou colares salientes e impermeáveis, de forma a impedir o escoamento da água entre a superfície externa dos tubos e o corpo do aterro.

É conveniente que, na área da bacia de contribuição, sejam feitos serviços de conservação de solo em toda a sua extensão, com a construção de terraços, plantios em nível, cordão de contorno, etc. Essas práticas minimizariam o arraste de partículas de solo pela enxurrada formada pela água de chuva que, certamente, iriam ser depositadas na bacia de acumulação, causando o assoreamento e a conseqüente diminuição da vida útil da barragem.



**FIGURA 12.20** Rebaixamento da linha de saturação por meio da construção de um dreno de pé.

## 12.9 EXERCÍCIO RESOLVIDO

### EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO

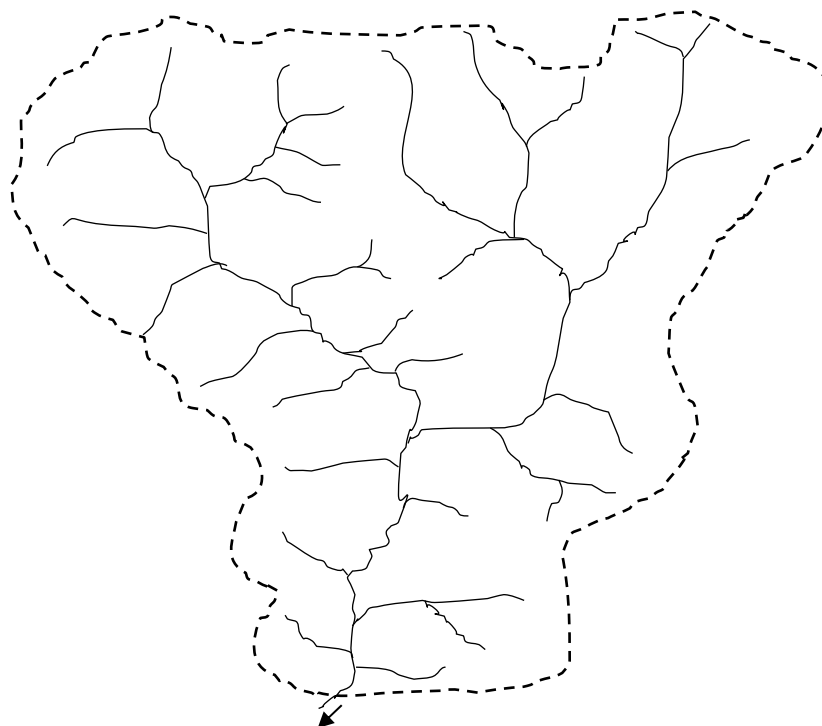
Dimensionar uma barragem para o abastecimento de sistemas de irrigação por pivô central de uma área de 160 há, com uma lâmina bruta de  $6,5 \text{ mm dia}^{-1}$  e  $20 \text{ horas dia}^{-1}$ .

O local para a construção da barragem define uma bacia de contribuição de 1.561 ha (Figura 12.21). Os dados referentes à bacia de contribuição são relatados a seguir:

- localização: córrego do Fundão, Fazenda do Mato Grosso, em São João Del-Rei, MG, pertencente à grande bacia do rio das Mortes (latitude  $21^{\circ} 05' 10''$  e longitude  $44^{\circ} 19' 15''$ ). O curso d'água Córrego do Fundão apresenta, dentro da bacia de contribuição, uma extensão de 4.100 m e um declive médio de 2,01% (diferença de nível entre ponto mais alto e a saída da bacia: 86 m);
- solo e topografia – argilo arenoso com declividade média de 4,5%;
- dados fluviométricos do rio das Mortes: disponibilidade na estação fluviométrica de Barroso – MG;
- vegetação: pastagens, 33%; culturas permanentes, 1%; capoeiras e matas, 17%; culturas diversas, 31% e reflorestamento (eucalipto), 18% (toda área plantada recebe práticas conservacionistas, tais como plantio em nível e construção de terraços. O solo da bacia é composto, basicamente, por um solo argilo-arenoso, bem estruturado, oferecendo boas condições de infiltração);
- rendimento específico médio mensal =  $5 \text{ L s}^{-1} \text{ km}^{-2}$ ;
- rendimento específico (Tabela 12.18).

**TABELA 12.18 Rendimento específico ( $\text{L s}^{-1} \text{ km}^{-2}$ ) médio mensal do rio das Mortes**

JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
35,3	29,7	25,4	19,8	13,2	11,1	10,5	9,8	10,7	13,4	21,4	31,6



**FIGURA 12.21** Área da bacia de contribuição

### VAZÃO NECESSÁRIA

$$Q = \frac{\text{Área} \cdot \text{Lâmina}}{\text{Tempo}} = \frac{160 \text{ ha} \cdot 6,5 \text{ mm dia}^{-1}}{20 \text{ h dia}^{-1}} = 520 \text{ m}^3 \text{ h}^{-1} \cong 144,4 \text{ L s}^{-1}$$

$$Q_{7,10} = 5 \text{ L s}^{-1} \text{ km}^{-2} \cdot 1561 \text{ ha} = 78,05 \text{ L s}^{-1}$$

$$\text{Retirada permitida (30\% da } Q_{7,10}) = 30\% \text{ de } 78,05 \text{ l s}^{-1} = 23,42 \text{ L s}^{-1}$$

$$\text{Déficit a ser assegurado com a construção da barragem} = 144,4 \text{ L s}^{-1} - 23,42 \text{ L s}^{-1} = 121 \text{ L s}^{-1}$$

O balanço hídrico será obtido levando-se em consideração as vazões médias mensais que chegam até o local da barragem e a vazão a ser garantida. Entende-se como vazão a ser assegurada aquela composta pelo mínimo de 70% da  $Q_{7,10}$  somada com a vazão para irrigação. No nosso caso, a vazão mínima a ser assegurada será de:

$$70\% \text{ da } Q_{7,10} = 54,64 \text{ L s}^{-1} \text{ (197 m}^3 \text{ h}^{-1})$$

$$\text{Vazão para irrigação} = 144,4 \text{ L s}^{-1} \text{ (520 m}^3 \text{ h}^{-1})$$

$$\text{Total a ser assegurado} = 199,0 \text{ L s}^{-1} \text{ (716,4 m}^3 \text{ h}^{-1})$$

Utilizou-se, para o cálculo da vazão demandada, toda a vazão de irrigação (sem descontar 30% da  $Q_{7,10}$ ) juntamente com 70% da  $Q_{7,10}$ . Com isso, haverá uma maior margem de segurança na estimativa do reservatório de acumulação.

Na tabela 12.19 é apresentado o balanço hídrico para a determinação do volume mínimo do reservatório, capaz de abastecer o sistema de irrigação durante todo o tempo de funcionamento e, ainda, garantir a vazão mínima de jusante (70% de  $Q_{7,10}$ ).

**TABELA 12.19 Balanço hídrico**

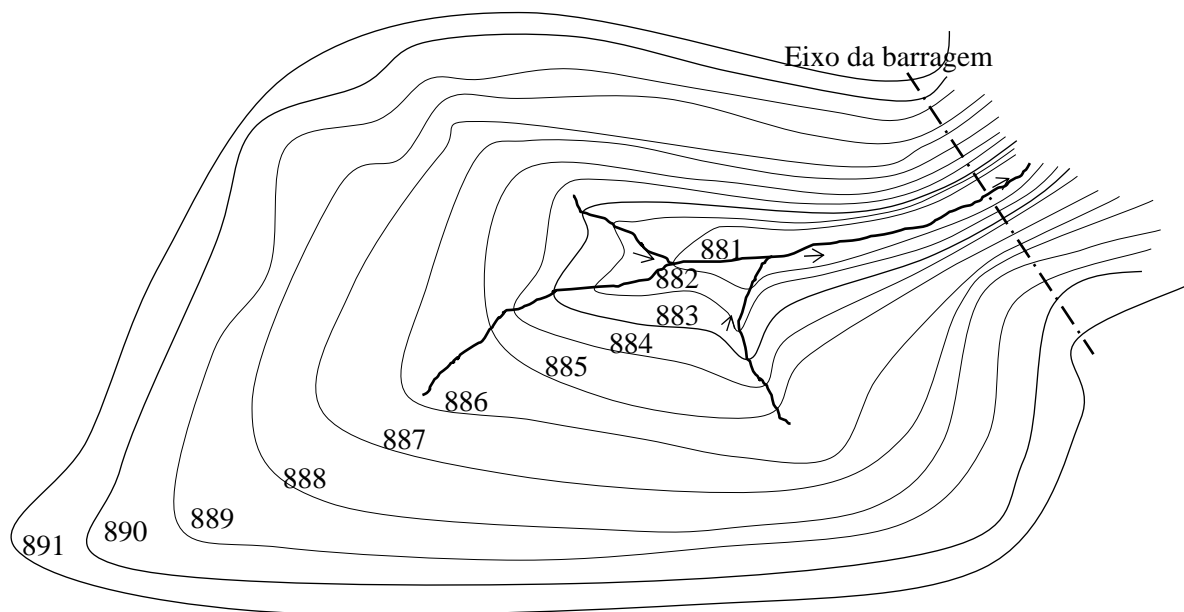
	Q específica $L s^{-1} km^{-2}$	Q média $m^3 h^{-1}$	70% $Q_{7,10}$ $m h^{-1}$	Irrigação $m^3 h^{-1}$	Volume $m^3$	Demanda $m^3$	Balanço $m^3$	Reservatório $m^3$
JAN	35,3	1984	197	520	1.475.887	468.739	1.007.147	0
FEV	29,7	1669	197	520	1.121.582	423.378	698.205	0
MAR	25,4	1427	197	520	1.061.970	468.739	593.230	0
ABR	19,8	1113	197	520	801.130	453.619	347.511	0
MAI	13,2	742	197	520	551.890	468.739	83.150	0
JUN	11,1	624	197	520	449.118	453.619	-4.500	-4.500
JUL	10,5	590	197	520	439.003	468.739	-29.736	-34.237
AGO	9,8	551	197	520	409.736	468.739	-59.003	-93.240
SET	10,7	601	197	520	432.934	453.619	-20.685	-113.925
OUT	13,4	753	197	520	560.252	468.739	91.512	0
NOV	21,4	1203	197	520	865.868	453.619	412.249	0

- $Q_{média}$  = vazão média mensal do curso d'água
- Disponível = volume total fornecido pelo curso d'água durante o mês
- Demanda = volume total necessário durante o mês
- Balanço = diferença entre os volumes que chega (disponível) e sai (demanda) Volume mínimo do reservatório deverá ser de 113.925  $m^3$ .

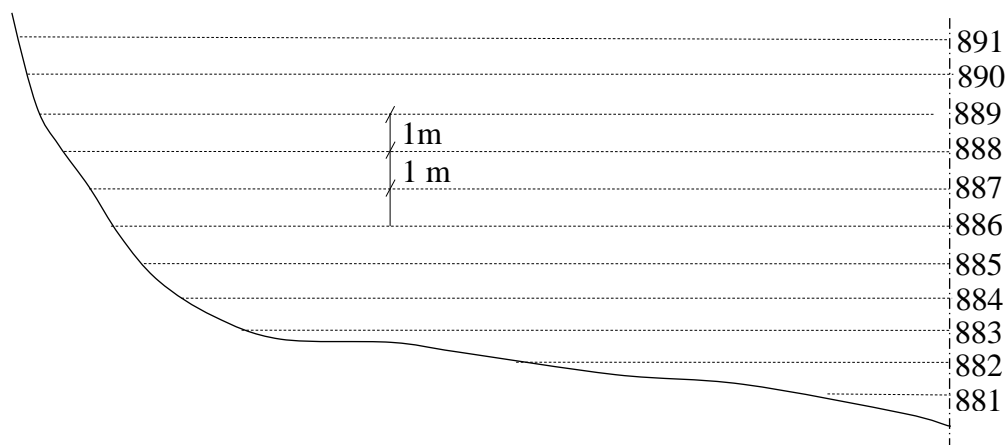


### ALTURA DA BARRAGEM

A altura da barragem será dada em função do volume de água a ser armazenado (mínimo de  $113.925 \text{ m}^3$ ). O levantamento planialtimétrico permitiu a obtenção das curvas de nível da bacia de acumulação (Figura 12.22) e do perfil longitudinal (Figura 12.23).



**FIGURA 12.22** Curvas de nível da bacia de acumulação



**FIGURA 12.23** Perfil longitudinal da bacia de acumulação

De acordo com o volume de água a ser armazenado ( $113.925 \text{ m}^3$ ), a cota mínima do nível d'água do reservatório deverá ser de 891 (volume acumulado útil de  $115.792 \text{ m}^3$ ), o que corresponde a uma altura 10 m, considerando a base da barragem na cota 881 (Tabela 12.20)

**TABELA 12.20** Curvas de nível, área, volume entre curvas e volume acumulado

Cota (m)	Área ( $\text{m}^2$ )	Volume ( $\text{m}^3$ )	Volume Acumulado ( $\text{m}^3$ )	Volume Útil ( $\text{m}^3$ )
881	43	0	0	0
882	324	184	184	0
883	765	545	728	0
884	1.129	947	1.675	947
885	3.455	2.292	3.967	3.239
886	6.509	4.982	8.949	8.221
887	11.002	8.756	17.705	16.977
888	17.087	14.045	31.749	31.021
889	24.543	20.815	52.564	51.836
890	32.111	28.327	80.891	80.163
891	46.589	39.350	115.792	115.064
892	58.765	52.677	172.918	
893	83.409	71.087	244.005	
894	108.871	96.140	340.145	

Considerou-se, para cálculo do volume útil, a tomada d'água na cota 883, ou seja, 2 m acima do fundo. Para a obtenção da altura total da barragem (cota da crista) serão consideradas, além da altura do nível d'água (10 m), as alturas d'água no extravasor (1,5 m) e folga (1,5 m):

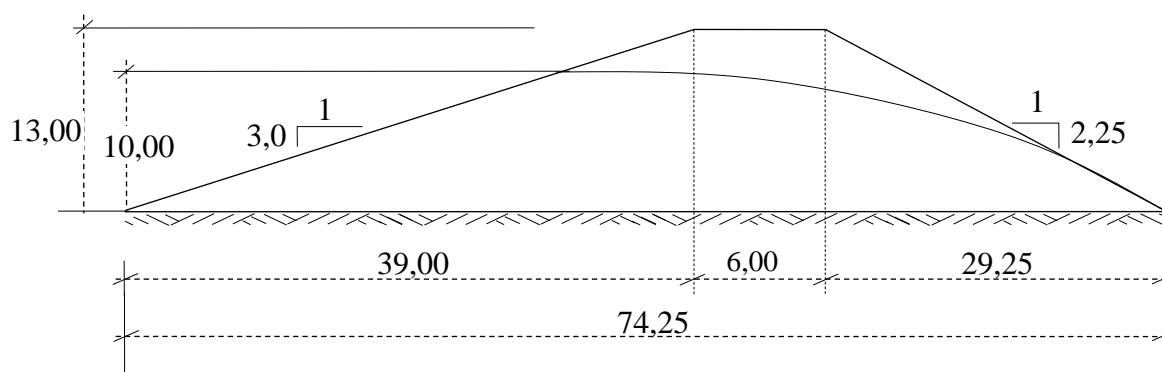
$$H = 10 + 1,5 + 1,5 = 13$$

A crista da barragem ficará situada na cota 894.

A largura da crista será obtida pela equação:

$$C = \frac{H}{5} + 3 \quad \text{substituindo-se os valores, tem-se:} \quad C = \frac{13}{5} + 3 = 5,6 \approx 6 \text{ m}$$

Considerando um solo argilo-arenoso, serão adotados, para inclinação dos taludes,  $z = 3$  para montante e  $z = 2,25$  para jusante. A seção transversal da barragem terá, então, as seguintes dimensões, na cota mais baixa (figura 12.24):



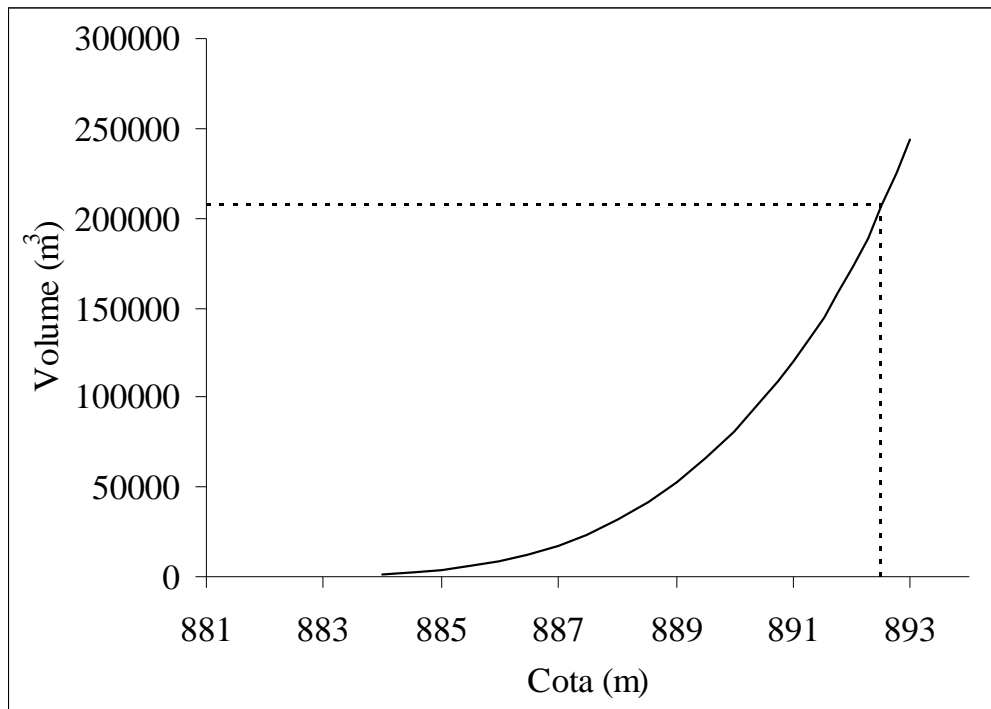
**FIGURA 12.24** Perfil transversal do maciço

### VOLUME DE AMORTECIMENTO

O gráfico da Figura 12.25 representa a relação cota x volume acumulado no reservatório. Considerando uma altura máxima de água no extravasor de 1,5 m acima do nível normal, ou seja, a altura no nível da água chegará a 11,5 m (cota 892,5), o volume acumulado, de acordo com a curva cota x volume, será de 206.897 m<sup>3</sup>. Nesta situação, o volume armazenado no reservatório acima do nível normal (altura de 10 m) será o volume de amortecimento de cheia, e igual a:

$$\text{Volume de amortecimento} = \text{Volume (11,5 m)} - \text{Volume (10 m)}$$

$$\text{Volume de amortecimento} = 206.897 - 115.972 = 90.925 \text{ m}^3$$



**FIGURA 12.25** Relação cota x volume acumulado

### VAZÃO MÁXIMA

O local para a construção da barragem define uma bacia de contribuição de 1.561 ha (15,61 km<sup>2</sup>), cujas características (cobertura vegetal, declividade, talvegue) já foram definidas. O tempo de concentração é estimado pela equação “SCS Lag” e, considerando CN = 74 (pelas descrições características da bacia apresentadas),:

$$t_c = 3,42 \cdot L^{0,8} \left( \frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0,7} \cdot S_0^{-0,5}$$

Substituindo-se os valores ( $L = 4,28$  m;  $CN = 74$  e  $S_0 = 0,0201$  m m<sup>-1</sup>)

$$t_c = 3,42 \cdot 4,1^{0,8} \left( \frac{1000}{74} - 9 \right)^{0,7} \cdot 0,0201^{-0,5} = 214 \text{ min}$$

Considerando-se a IDF para São João Del-Rei, tem-se:

$$i = \frac{1125 \cdot T^{0,175}}{(t_c + 7,1)^{0,845}} \quad \text{substituindo-se os valores tem-se}$$

$$i = \frac{1125 \cdot 50^{0,175}}{(214 + 7,1)^{0,845}} = 23,3 \text{ mm h}^{-1}$$

A vazão máxima esperada, estimada pela equação de McMath, é:

$$Q = 0.0091 \cdot C_{MM} \cdot i \cdot \sqrt[5]{A^4 \cdot d}$$

Considerando uma textura média (argilo-arenoso) e a topografia ondulosa a montanhosa, o coeficiente  $C_{MM}$  ponderado é dado por:

Pastagens (gramínea)	$0,08 + 0,16 + 0,08 = 0,32$	33%
Cultura permanente (intensa)	$0,12 + 0,16 + 0,08 = 0,36$	19%
Cultura anual (intensa)	$0,12 + 0,16 + 0,08 = 0,36$	31%
Capoeira (intensa)	$0,12 + 0,16 + 0,08 = 0,36$	17%

O valor ponderado de  $C_{MM}$  é 0,35

Substituindo-se os valores ( $C_{MM} = 0,35$ ;  $i = 23,3$  mm/h;  $A = 1561$  ha;  $d = 0,045$  m/m), tem-se:

$$Q = 0,0091 \cdot 0,35 \cdot 23,3 \cdot \sqrt[5]{1561^4 \cdot 0,045} = 14,3 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

## VAZÃO ESCOADA PELO EXTRAVASOR

Volume total que entra no reservatório:

$$\text{Vol}_E = \frac{Q_{\max E} \cdot t_{bE}}{2} \quad \text{e} \quad t_{bE} = 3 t_c, \text{ ou seja, } t_{bE} = 3 \cdot 3,56 = 10,68 \text{ horas}$$

$$\text{Vol}_E = \frac{10,68 \text{ h} \cdot 3600 \text{ s/h} \cdot 14,3 \text{ m}^3/\text{s}}{2} = 274.903 \text{ m}^3$$

O volume a ser armazenado pelo reservatório é dado pela diferença entre os volumes correspondentes ao nível normal (cota 891 m) e o nível máximo ( $891 + 1,5 = 892,5$  m). Pelas características topográficas do reservatório, o volume acumulado entre as cotas 891 e 892,5 m é:

$$\text{Vol}_A = \text{Vol}_{892,5} - \text{Vol}_{891}$$

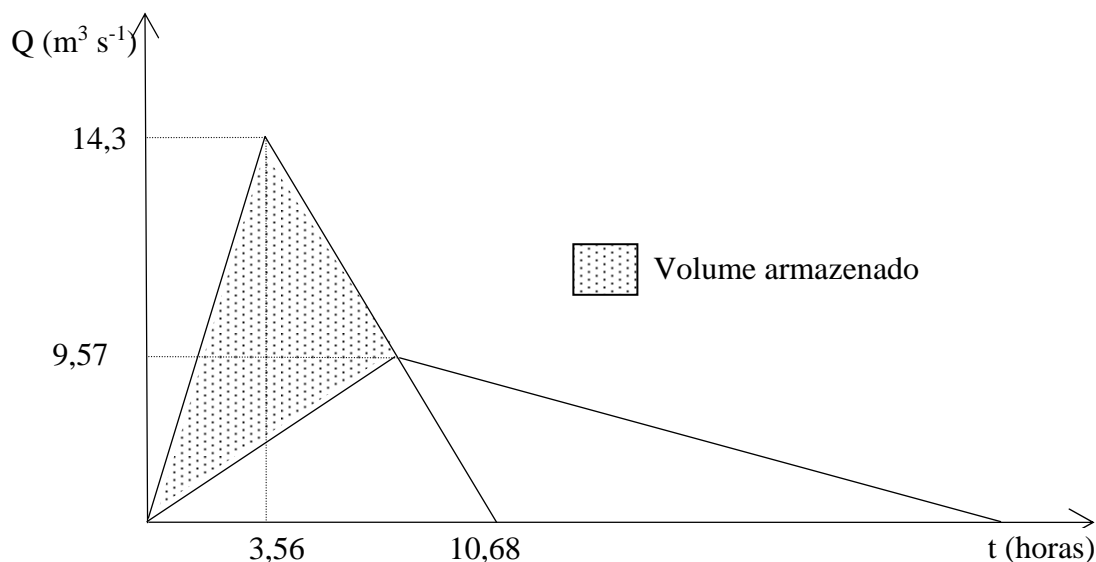
$$\text{Vol}_A = 206.897 - 115.972 = 90.925 \text{ m}^3$$

O volume escoado é dado pela diferença:

$$V_{ES} = V_E - V_A \quad \rightarrow \quad V_{ES} = 274.903 - 90.925 = 183.978 \text{ m}^3$$

A vazão máxima a ser escoada pelo vertedor será:

$$Q_{\max S} = \frac{2 \cdot \text{Vol}_{ES}}{3 \cdot t_c} \quad \rightarrow \quad Q_{\max S} = \frac{2 \cdot 183978}{3 \cdot 214.60} = 9,57 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$



**FIGURA 12.26** Representação dos hidrogramas de entrada e saída

### SISTEMA EXTRAVASOR

O sistema extravasor será constituído por um canal trapezoidal, revestido por grama, tendo, ao seu final, uma transição para uma seção retangular, em que será instalada uma soleira vertedora, a qual deságua em uma escada de dissipação de energia de mesma largura, construída por alvenaria.

Considerando que o revestimento do canal é de grama ( $n = 0,025$ ) e que, para este tipo de revestimento, a velocidade não deve ultrapassar  $1,5 \text{ m s}^{-1}$ , assumindo, então, uma velocidade média igual  $1 \text{ m s}^{-1}$  e adotando que a inclinação dos taludes deve ser  $z = 1,5$ , tem-se:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad Q = A \cdot V, \text{ ou seja, } 9,57 = A \cdot 1 \quad A = 9,57 \text{ m}^2$$

em que,

$$Q = 9,57 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1};$$

$$n = 0,025$$

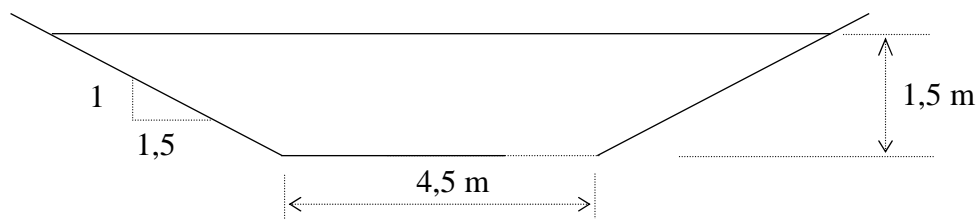
$$A = (b + z \cdot y) \cdot y \quad \text{ou seja,} \quad A = (b + 1,5 \cdot y) \cdot y$$

$$P = b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{z^2 + 1} \quad \text{ou seja,} \quad P = b + 3,61 \cdot y$$

Substituindo

$$A = 9,57 \text{ m}^2 \quad \text{e} \quad A = (b + 2 \cdot y) \cdot y \quad \frac{9,57}{y} = b + 1,5 \cdot y$$

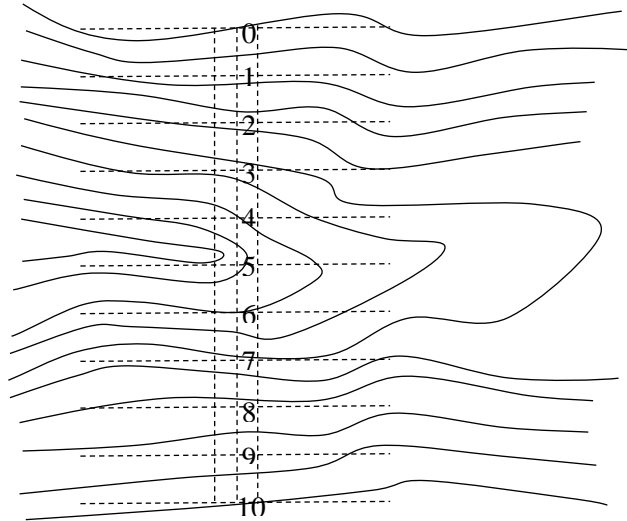
Atribuindo-se a  $y$  o valor de 1,5 m (valor assumido como altura de água no canal extravasor), obtém-se  $b = 4,13$  m. Arredondando-se o valor para  $b = 4,5$  m, calcula-se, então, o valor da inclinação “ $i$ ” necessária, encontrando-se  $0,00054 \text{ m m}^{-1}$ .



**FIGURA 12.27** Seção transversal do canal extravasor

### CÁLCULO DO VOLUME DO MACIÇO

Dividindo-se o comprimento da barragem em “ $n$ ” partes, de uma margem à outra, considerando a cota da crista, de 10 em 10 metros, tem-se:



**FIGURA 12.28** Divisão do eixo da barragem em “n” partes

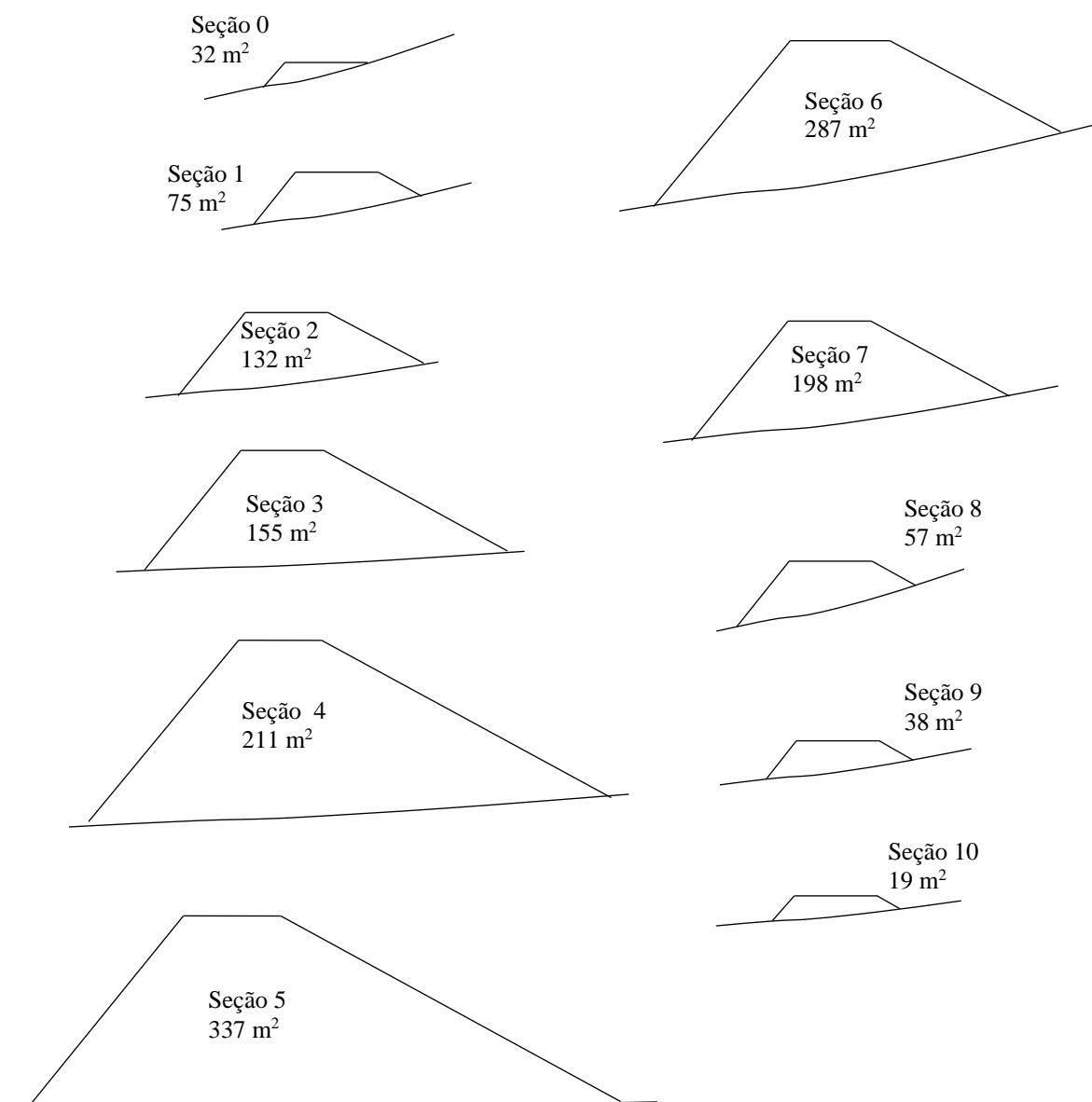
O estudo de cada seção transversal permite a obtenção das áreas parciais, ou seja, da área de cada seção transversal (Figura 12.28) e, a partir destas, são calculados os volumes parciais e o total:

$$V_{\text{TOTAL}} = \frac{32+75}{2} \cdot 10 + \frac{75+132}{2} \cdot 10 + \frac{132+155}{2} \cdot 10 + \frac{155+211}{2} \cdot 10 +$$

$$V_{\text{TOTAL}} = \frac{211+337}{2} \cdot 10 + \frac{337+287}{2} \cdot 10 + \frac{287+198}{2} \cdot 10 + \frac{198+57}{2} \cdot 10 +$$

$$V_{\text{TOTAL}} = \frac{57+38}{2} \cdot 10 + \frac{38+19}{2} \cdot 10 = 15155 \text{ m}^3$$





**FIGURA 12.29** Seções transversais do maciço

Nas Figuras 12.30 a 12.32 são mostrados detalhes técnicos construtivos da barragem e suas estruturas hidráulicas, correspondentes ao atual estudo.

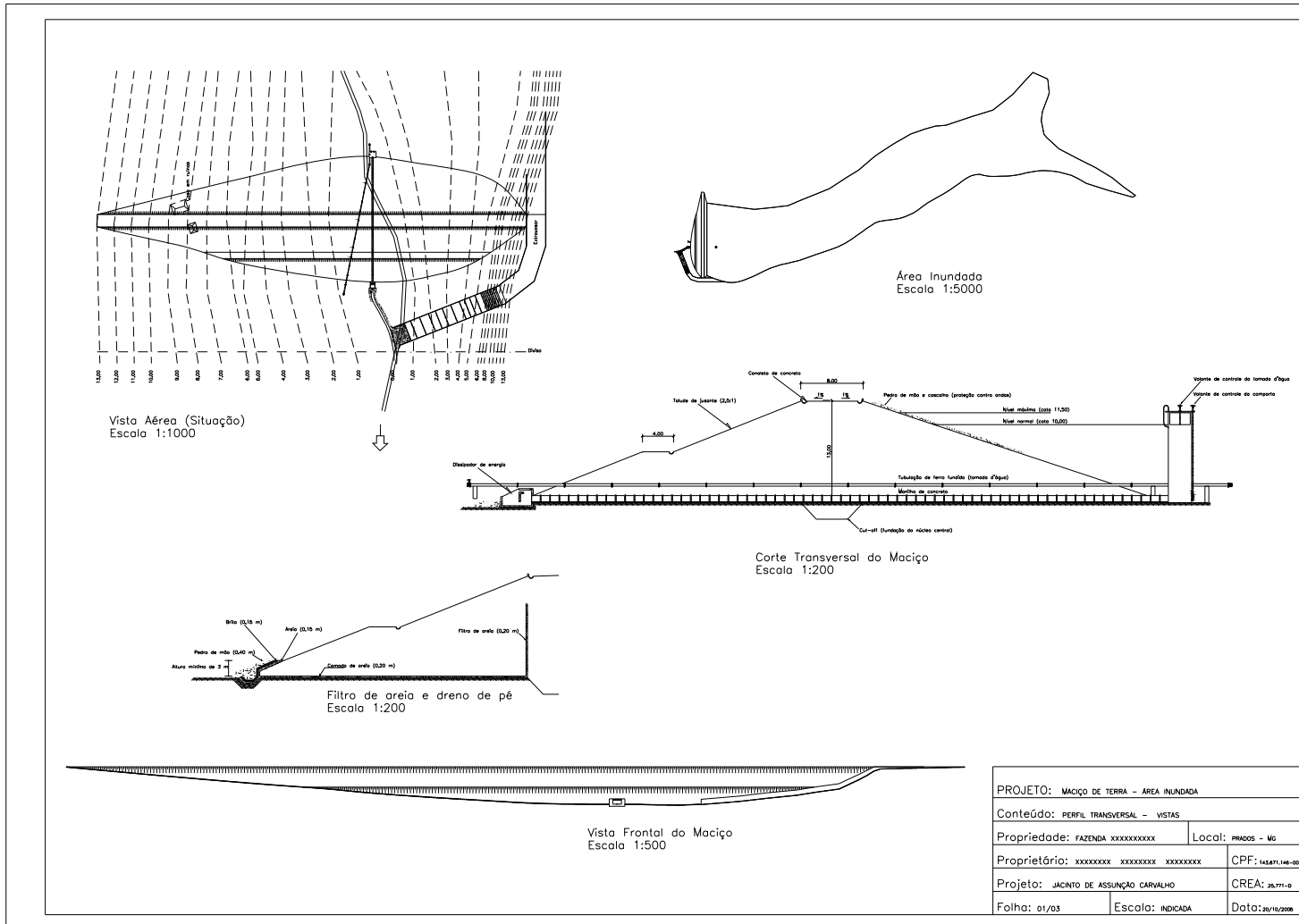


FIGURA 12.30 Planta de situação, cortes, e área inundada

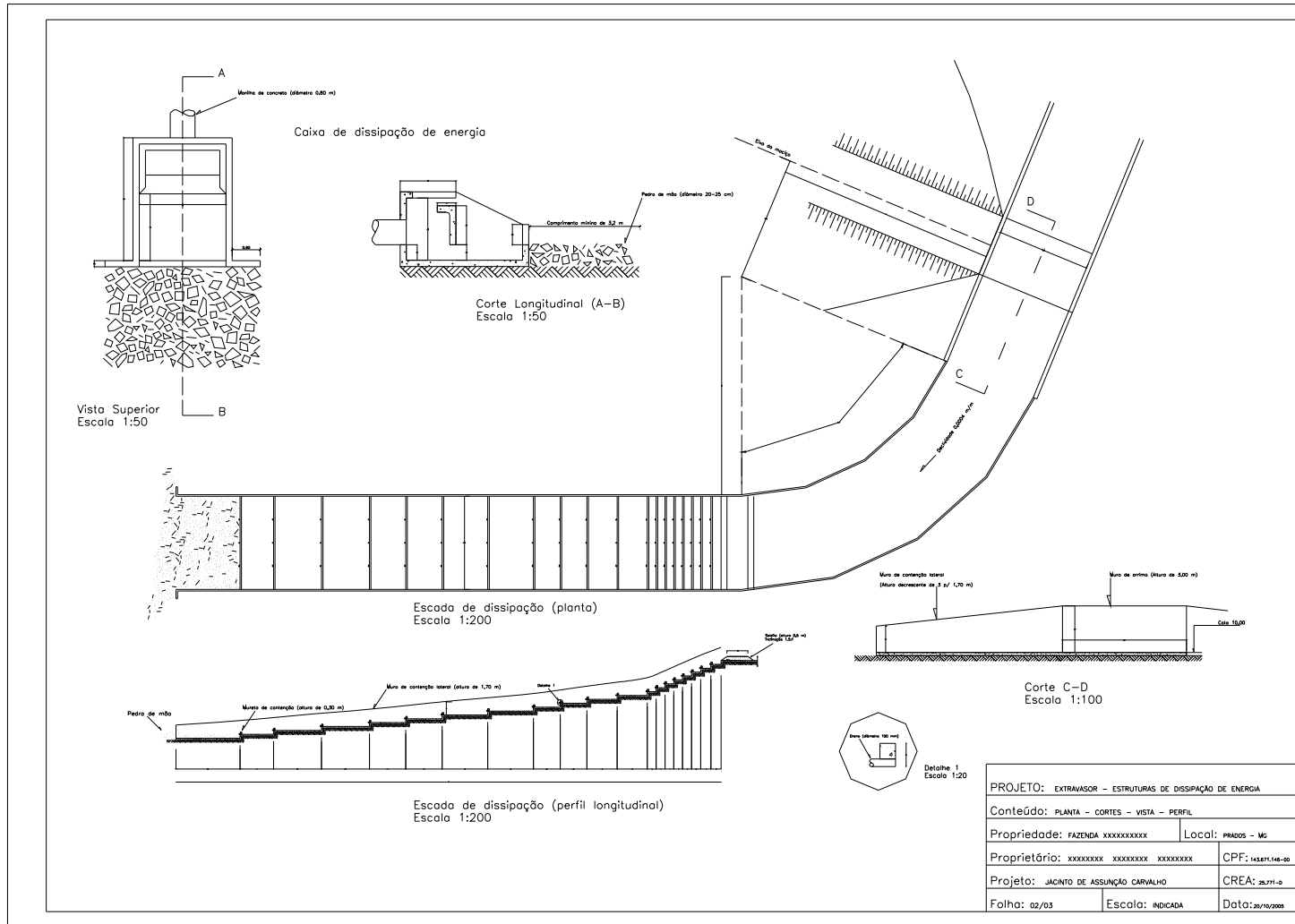


FIGURA 12.31 Planta e cortes (dissipadores de energia)

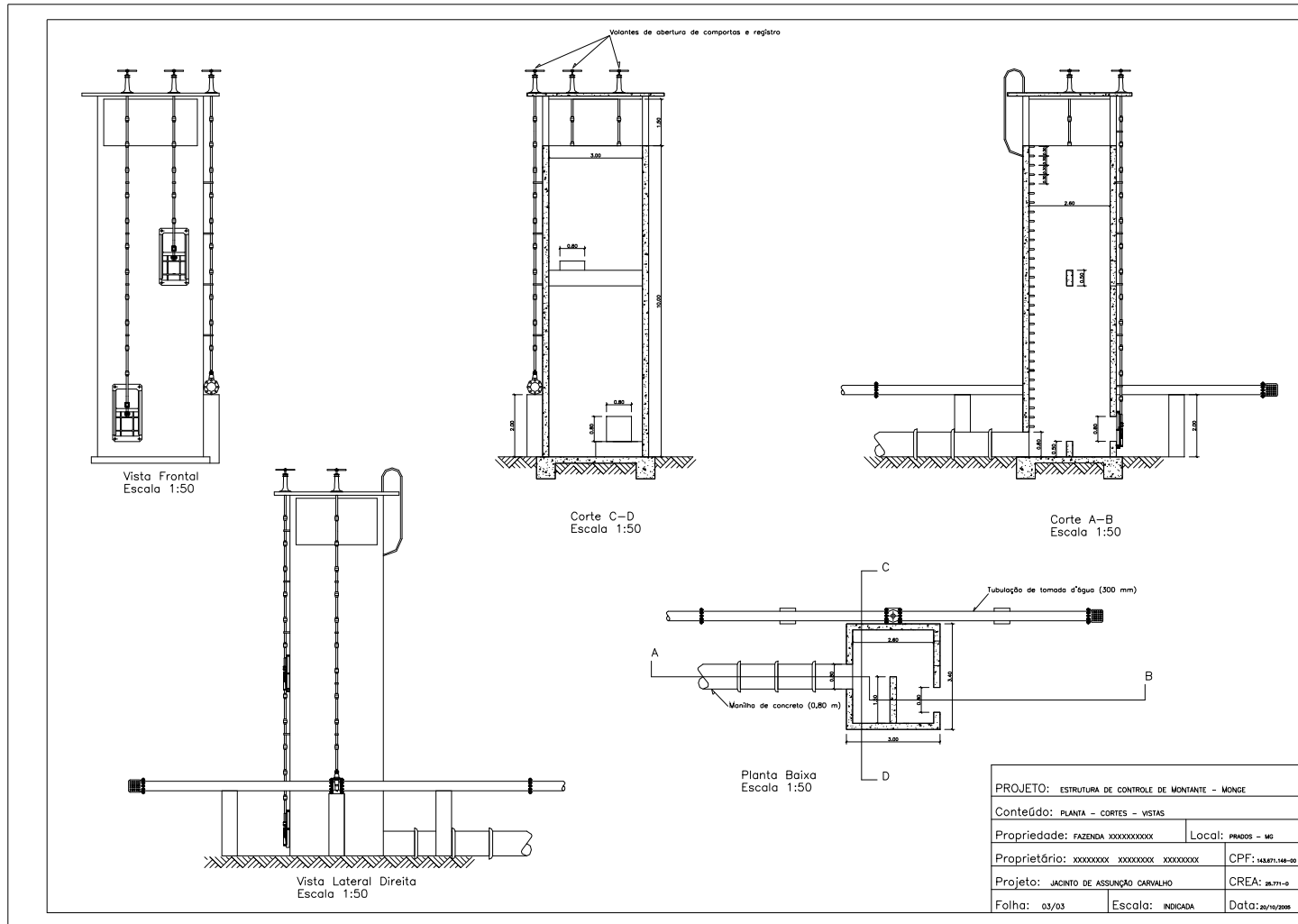


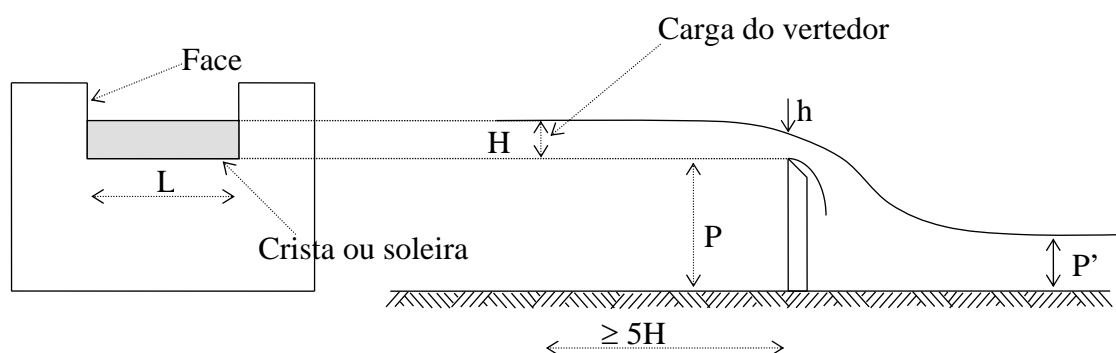
FIGURA 12.32 Vista frontal, planta e cortes (controle de montante)

## 13 MEDIDORES DE VAZÃO EM CONDUTOS LIVRES

### 13.1 VERTEDORES

Vertedores são estruturas (simples abertura) dispostas transversalmente ao canal e sobre a qual a água escoa. Alguns autores consideram o vertedor como um orifício sem o bordo superior.

Os vertedores são utilizados na medição de vazão de canais naturais e artificiais. Na Figura 13.1 são apresentadas as principais partes constituintes de um vertedor.



**FIGURA 13.1** Partes constituintes de um vertedor

Para um bom funcionamento do vertedor, algumas dimensões devem ser obedecidas:

- soleira ou crista → borda horizontal ( $L \geq 3H$ );
- face → borda vertical;
- altura da soleira ( $P$ ) →  $P \geq 3H$  (mínimo de 20 a 30 cm);
- carga do vertedor ( $H$ ) →  $5 \text{ cm} < H < 60 \text{ cm}$ .

Devido à depressão da lâmina vertente junto ao vertedor, a carga  $H$  deve ser medida a montante, a uma distância aproximadamente igual ou superior a  $5H$ .

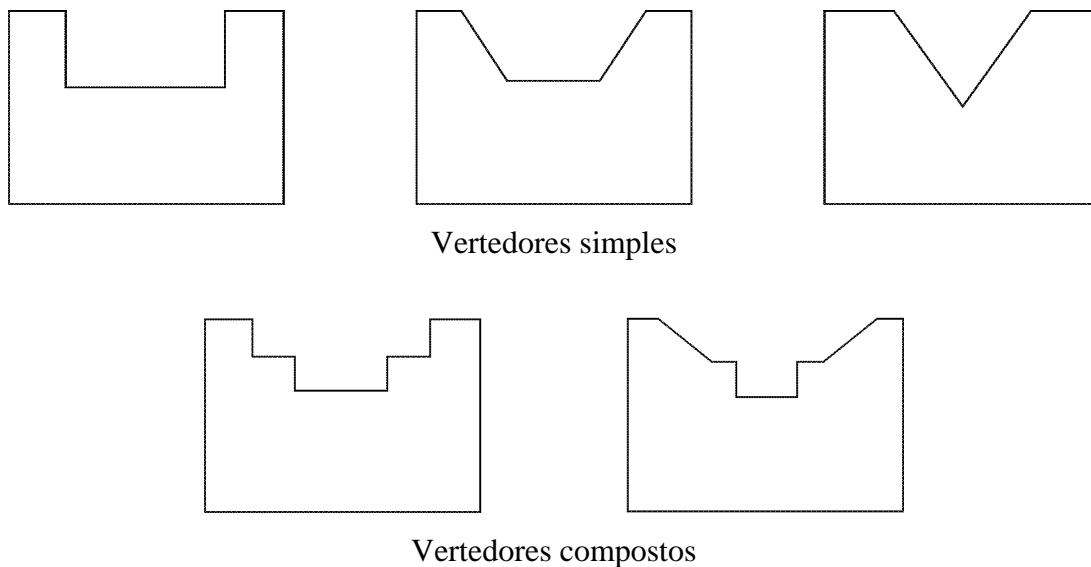
De maneira geral, os vertedores apresentam como vantagens: simplicidade construtiva e operacional, precisão adequada quando operado dentro das recomendações (erro  $< 5\%$ ) e durabilidade. Por outro lado, as desvantagens são: elevada perda de carga e elevação do nível d'água a montante, decantação de material em suspensão a sua montante, com alteração das condições de escoamento e erosão a sua jusante, pela queda da lâmina vertente.

### 13.1.2 CLASSIFICAÇÃO DOS VERTEDEORES

- FORMA (Figura 13.2):

Simple - retangulares, triangulares, trapezoidais, etc.

Compostos - seções combinadas.

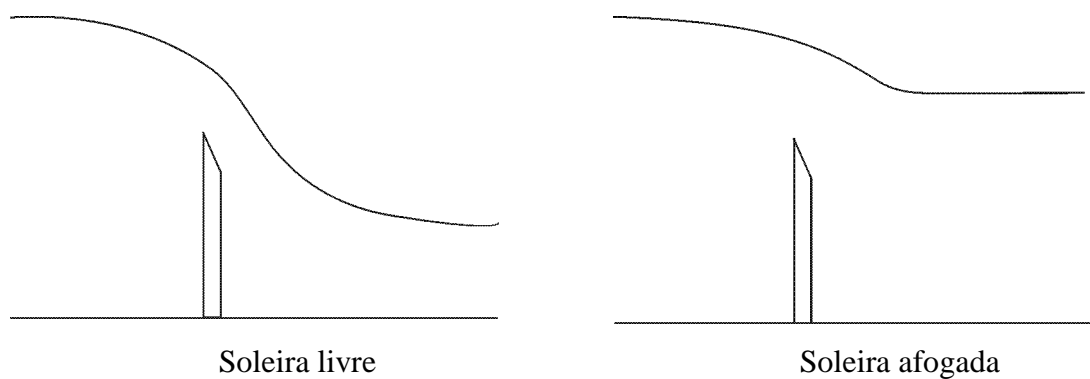


**FIGURA 13.2 Formas de vertedores (simples e compostos)**

- ALTURA RELATIVA DA SOLEIRA (Figura 13.3):

Completas ou livres ( $P > P'$ )

Incompletas ou afogadas ( $P < P'$ )

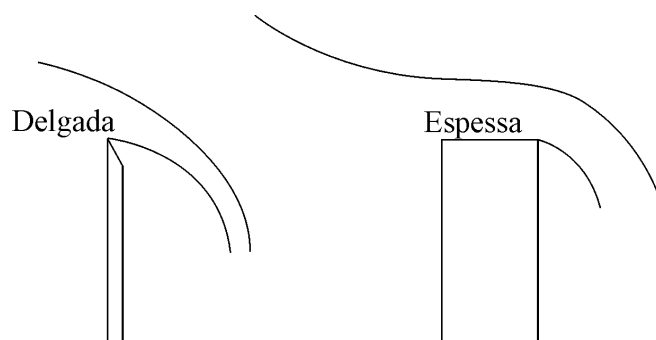


**FIGURA 13.3 Altura relativa da soleira**

- NATUREZA DA PAREDE (Figura 13.4):

Parede delgada (chapa metálica ou madeira chanfrada) - a lâmina vertente toca um único ponto da soleira.

Parede espessa ( $e > 0,66 H$ )

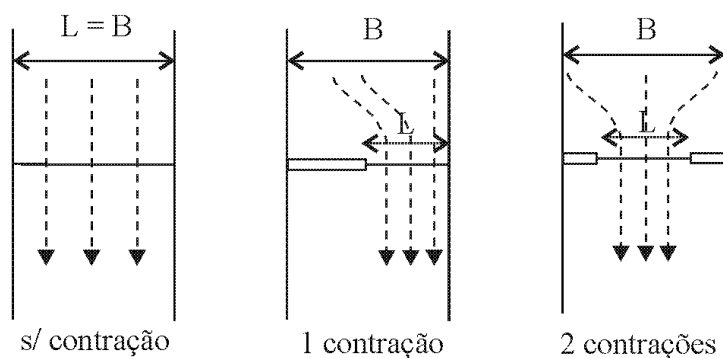


**FIGURA 13.4** Classificação do vertedor com relação à espessura das paredes

- LARGURA RELATIVA (Figura 13.5):

Sem contração ( $L = B$ )

Com contrações ( $L < B$ ) → com 1 ou 2 contrações.



**FIGURA 13.5** Classificação dos vertedores quanto ao número de contrações

### 13.1.3 PRINCIPAIS VERTEDORES

#### 13.1.3.1 VERTEDORES RETANGULARES

Equação para orifícios de grandes dimensões:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C_d \cdot L \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot \left( H_2^{\frac{3}{2}} - H_1^{\frac{3}{2}} \right)$$

Vertedor → orifício sem o bordo superior →  $H_1 = 0$  e  $H_2 = H$

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C_d \cdot L \cdot H^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{2 \cdot g}$$

Existem diversas fórmulas para cálculo da vazão em vertedores retangulares. A mais usual é a de Francis ( $C_d = 0,62$ ):

$$Q = 1,838 \cdot L \cdot \sqrt{H^3} \leftarrow \text{vertedor sem contração}$$

em que,

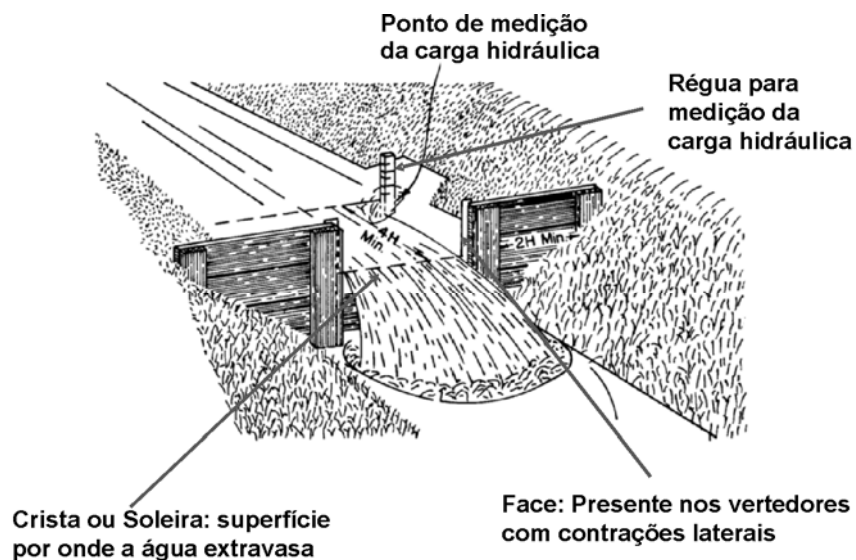
$Q$  = vazão,  $m^3/s$ ;

$L$  = largura da soleira, m;

$H$  = carga sobre o vertedor, m.

$$Q = 1,838 \cdot (L - 0,1 \cdot H) \cdot \sqrt{H^3} \leftarrow \text{vertedor com 1 contração}$$

$$Q = 1,838 \cdot (L - 0,2 \cdot H) \cdot \sqrt{H^3} \leftarrow \text{vertedor com 2 contrações}$$

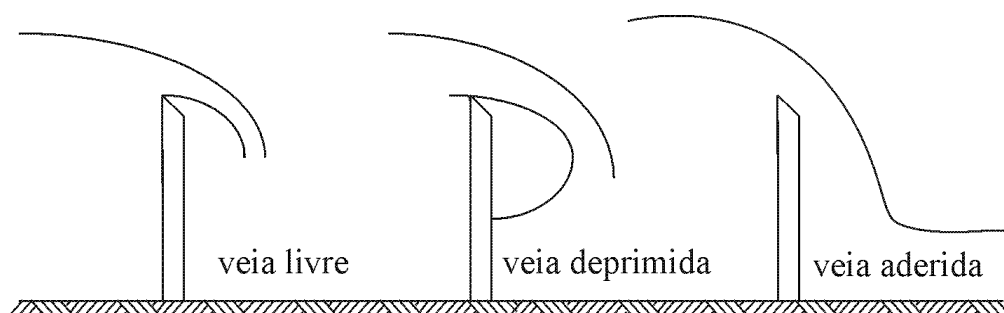


**FIGURA 13.6** Vertedor retangular



### INFLUÊNCIA DA FORMA DA VEIA LÍQUIDA

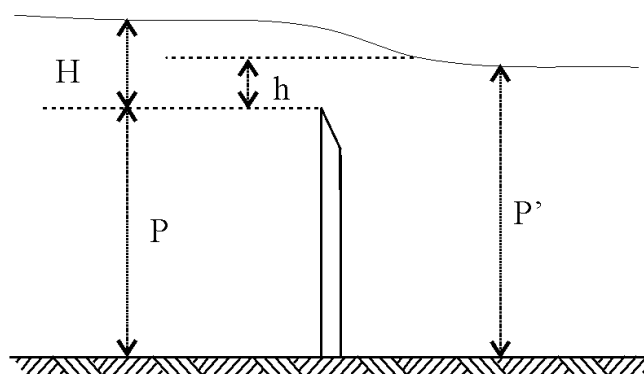
Nos vertedores em que não for possível permitir a livre circulação de ar sob a lâmina vertente, o ar aí existente poderá ser parcial ou totalmente arrastado pela água, deprimindo ou aderindo a veia líquida à parede do vertedor (Figura 13.7). Para esses dois casos, a vazão escoada será superior àquela determinada pela fórmula de Francis.



**FIGURA 13.7** Tipos de veia líquida

### VERTEDORES AFOGADOS

Quando o nível da água a jusante é superior ao da soleira (Figura 13.8). Neste caso, a vazão diminui à medida que aumenta a submergência. A vazão é calculada com base nas fórmulas para vertedores livres, aplicando-se um coeficiente de redução (Tabela 13.1).



**FIGURA 13.8** Vertedor afogado

**TABELA 13.1** Coeficientes de redução da vazão em função da submergência ( $h/H$ )

$h/H$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
Coeficiente	1,00	0,99	0,98	0,97	0,96	0,94	0,91	0,86	0,78	0,62

### 13.1.3.2 VERTEDEDOR TRAPEZOIDAL DE CIPOLETTI

A vazão é calculada pela fórmula de Francis, considerando que as inclinações dos taludes laterais (4:1) compensam as perdas devido às contrações (Figura 13.9).

$$Q = 1,86.L.H^{\frac{3}{2}} \leftarrow \text{Cipoletti}$$

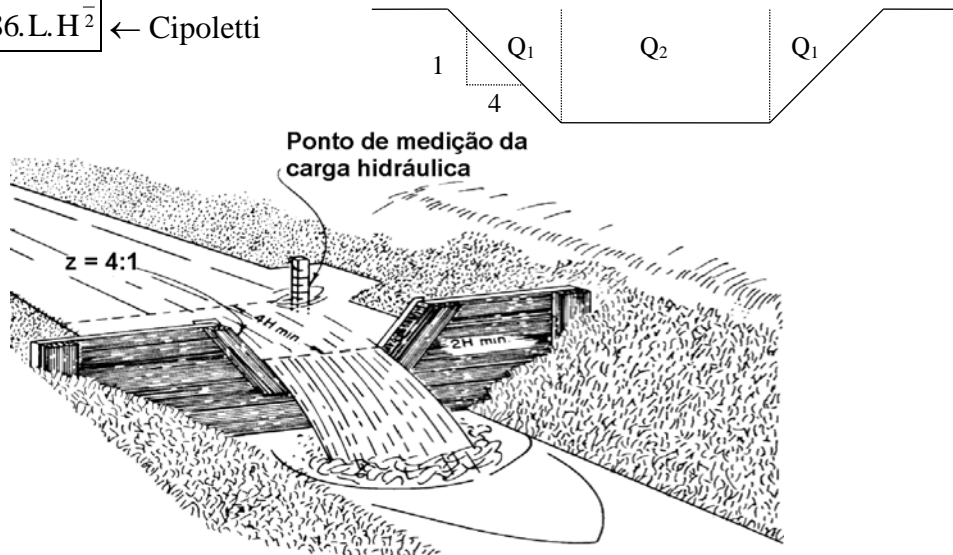


FIGURA 13.9 Vertedor trapezoidal

### 13.1.3.3 VERTEDEDOR TRIANGULAR

Muito utilizado para vazões reduzidas (maior precisão). Na prática, somente são empregados os que têm forma isósceles, com ângulo  $\alpha = 90^{\circ}$  (Figura 13.10).

$$Q = 1,4.H^{\frac{5}{2}} \leftarrow \text{Fórmula de Thompson}$$

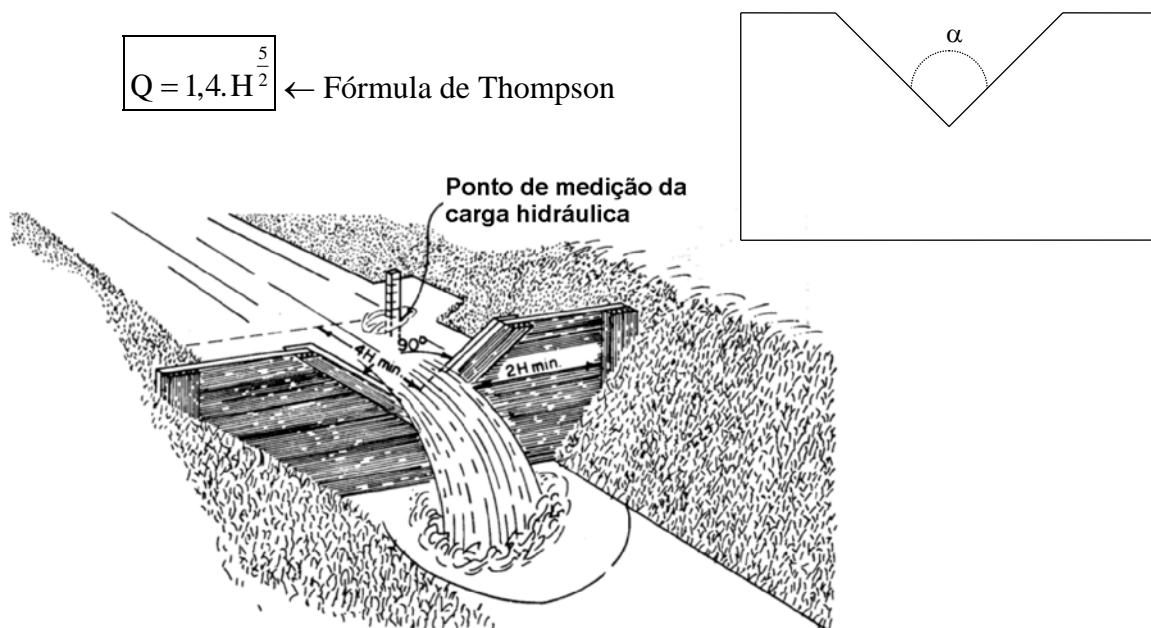


FIGURA 13.10 Vertedor triangular

### 13.1.3.4 VERTEDEDOR CIRCULAR

Embora pouco empregado, apresenta a vantagem de dispensar o nivelamento da soleira.

$$Q = 1,518 \cdot D^{0,693} \cdot H^{1,807}$$

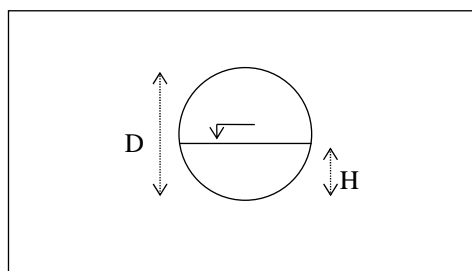


FIGURA 13.11 Vertedor circular

### 13.1.3.5 VERTEDEDOR DE PAREDE ESPESSA

O vertedor é de parede espessa quando a espessura da soleira é suficiente para a ocorrência do paralelismo dos filetes líquidos.

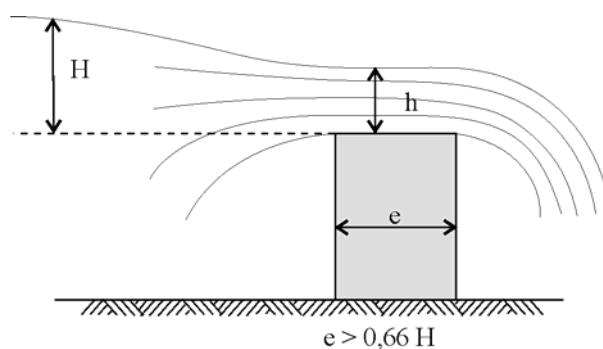


FIGURA 13.12 Vertedor de parede espessa

Torricelli  $\rightarrow v = \sqrt{2 \cdot g \cdot (H - h)} \rightarrow$

$$Q = L \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (H - h)}$$

Para  $L = 1$  (largura unitária) tem-se :

$$Q = \sqrt{2 \cdot g \cdot (H \cdot h^2 - h^3)}$$

No princípio da vazão máxima, de Belanger,  $h$  se estabelece de forma a ocasionar uma vazão máxima.

Derivando-se  $(H \cdot h^2 - h^3)$  e igualando-se a zero tem-se  $h = \frac{2}{3} \cdot H$  e substituindo-se na equação da vazão

$$Q = 1,71 \cdot L \cdot H^{\frac{3}{2}}$$

### 13.1.3.6 VERTEDEDOR TUBULAR

Também denominado de tubos verticais livres, ou vertedores tulipa, são instalados em tanques, reservatórios, caixas de água, etc. (Figura 13.13). Podem funcionar como vertedores de soleiras curvas, desde que  $H < De/5$ , em que  $De$  é o diâmetro externo.



**FIGURA 13-13** Vertedor tubular

$$Q = \pi \cdot De \cdot K \cdot H^{1,42} \quad \text{em que } K \text{ depende de } De \text{ (Tabela 13.2).}$$

“Para  $H$  compreendido entre  $1/5 De$  e  $3 De$ , o tubo funciona como orifício, com interferência provocada pelo movimento do ar (vórtice).”

**TABELA 13.2** Valores do coeficiente  $K$ , em função do diâmetro externo ( $De$ )

$De$ (m)	0,175	0,250	0,350	0,500	0,700
$K$	1,435	1,440	1,455	1,465	1,515

## 13.2 MEDIDORES DE REGIME CRÍTICO

Tais medidores podem consistir num simples estrangulamento adequado da seção no rebaixamento ou elevação do fundo ou, ainda, numa combinação conveniente dessas singularidades capaz de ocasionar o regime livre de escoamento.

- Medidor “Parshall” e calhas “WSC”.

### 13.2.1 MEDIDOR PARSHALL

A calha Parshall tem uma configuração especial que lhe dá a propriedade de executar a função de medir a vazão e ou propiciar a mistura dos produtos químicos. Pode ser construída com concreto, alvenaria ou em fibra de vidro, em uma única peça, e normalmente montada em canal aberto e por gravidade. É utilizada, principalmente, para medir a vazão em canais, em cursos d'água e em estações de tratamento de água e esgoto. É utilizada, também, como misturador de produtos químicos.

Essas calhas são compostas de três partes: seção convergente com fundo nivelado, seção estrangulada (garganta) com fundo em declive e paredes paralelas, e, seção divergente com aclave no fundo (Figura 13.14).

O fluido é tranqüilizado em sua seção convergente, na qual os efeitos da velocidade são praticamente eliminados, fazendo com que sua precisão seja de  $\pm 3\%$ . Seu dimensionamento é feito por meio da largura da seção estrangulada, chamada de garganta (W) e das vazões mínima e máxima a que a mesma será submetida (Tabela 13.3).

Por meio de experiências, comprovou-se que a vazão obtida nesses medidores pode ser representada pela equação:

$$Q = K.H^n$$

onde,

$$Q = \text{vazão, m}^3/\text{s};$$

$$H = \text{carga, m};$$

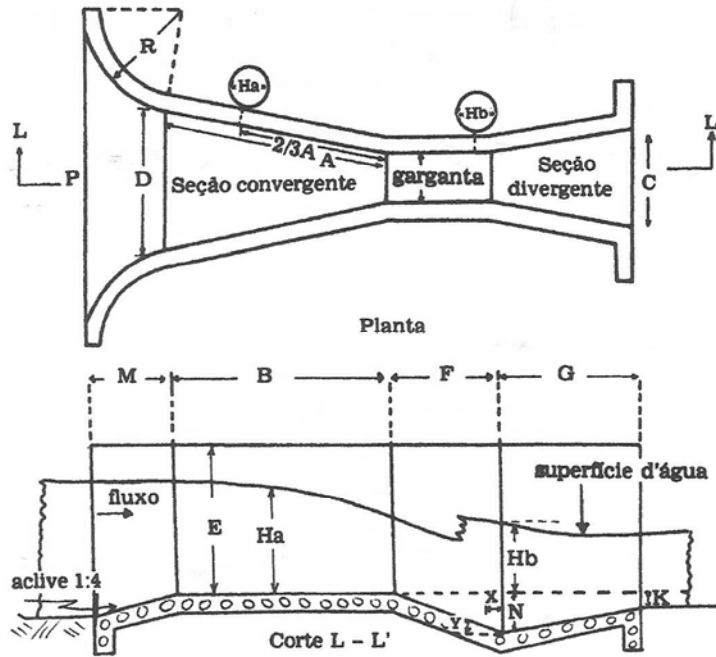
K e n = coeficientes para cada medidor (tabela → Azevedo Neto & Álvares, 1991).

Azevedo Neto & Álvares (1991) apresenta uma fórmula única:

$$Q = 2,2.W.H^{\frac{3}{2}} \quad \text{em que,}$$

$$W = \text{largura da garganta, m.}$$

Se o escoamento for afogado →  $Q' = Q - \Delta Q$  → em que  $\Delta Q$  é a redução da vazão devido ao afogamento ( $\Delta Q$  → obtida em ábacos → Azevedo Neto & Álvares, 1991)



Esquema da calha Parshall (Bernardo, 1989)



Calha em fibra de vidro

**FIGURA 13.14 Calha Parshall****TABELA 13.3 Vazões máxima e mínima para calha Parshall em função da largura da garganta**

	Largura da garganta (W)						
	1"	2"	3"	6"	9"	12"	18"
Vazão máxima (L/s)	5,67	14,17	53,80	110,40	252,00	455,90	696,60
Vazão mínima (L/s)	0,11	0,28	0,80	1,40	2,55	3,10	4,20

As calhas Parshall apresentam as seguintes vantagens:

- facilidade de realização;
- baixo custo de execução;
- não há sobrelevação do fundo;
- uma só medição para a obtenção da vazão;
- não há formação de depósitos de materiais em suspensão;
- pode ser construído de diversos materiais.

Condições de descarga

O funcionamento pode ser livre ou afogado.

- Livre: sempre que possível, deve-se trabalhar com esta condição, pois é necessária uma única medição do nível de água ( $y_1$ ) para a obtenção do valor da vazão.

- Afogado: o nível de jusante é elevado o suficiente para influenciar e retardar o escoamento através do medidor. Neste caso, deve-se também medir  $y_2$ . Para  $y_2/y_1$ , até 0,6 para medidores Parshall 1", 3", 6" ou 9" e até 0,7 para medidores de 1 a 8 pés, o escoamento é considerado livre. Acima desses limites, o medidor trabalhará afogado e a vazão será menor.

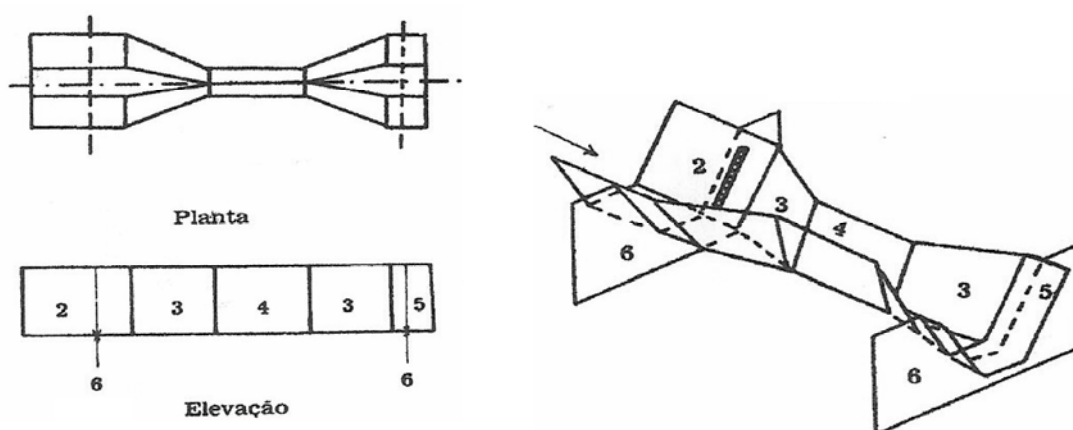
Obs: "Na prática, a relação  $y_2/y_1$  não deve passar de 0,95, pois, acima deste valor, não se pode contar com a precisão desejada"

### 13.2.2 CALHAS WSC FLUME

Esses medidores se adaptam bem para a medição de vazão em sulcos ou canais. Podem ser construídos de folhas de metal e também de cimento ou madeira; apresentam três tamanhos básicos: pequeno (A), indicado para a medição de vazão em sulcos; médio (B), para a medição de vazão em sulcos e pequenos canais e grande (C) para medição de vazão em canais.

Na Figura 13.15 observam-se as partes componentes do WSC Flume. Consiste, basicamente, em quatro seções: seção de entrada, seção convergente, seção contraída e seção divergente.

Deve ser instalado de modo que o seu fundo permaneça na horizontal, tanto no sentido longitudinal quanto no sentido transversal. Seu fundo deve ficar no mesmo nível do fundo do sulco. A altura da água na entrada deve ser maior que a altura desta na saída do medidor.



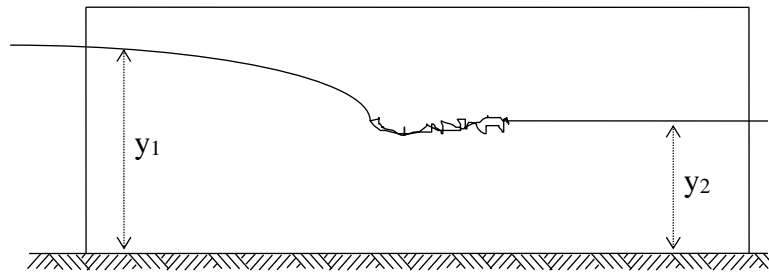
**FIGURA 13.15** Calha WSC flume (Fonte: Bernardo, 1989)

Estará corretamente instalado quando a altura d'água na saída for menor que na entrada, o que normalmente acontece. Para a medição de vazão, somente uma leitura na régua graduada em milímetro é necessária. Esta régua deve estar encostada na parede lateral de

entrada. Mediante calibração prévia, os valores de carga hidráulica (cm) são convertidos em vazão ( $L s^{-1}$ ).

No Manual de Irrigação, de autoria do Prof. Salassier Bernardo, são encontradas tabelas para o cálculo das vazões com estes medidores.

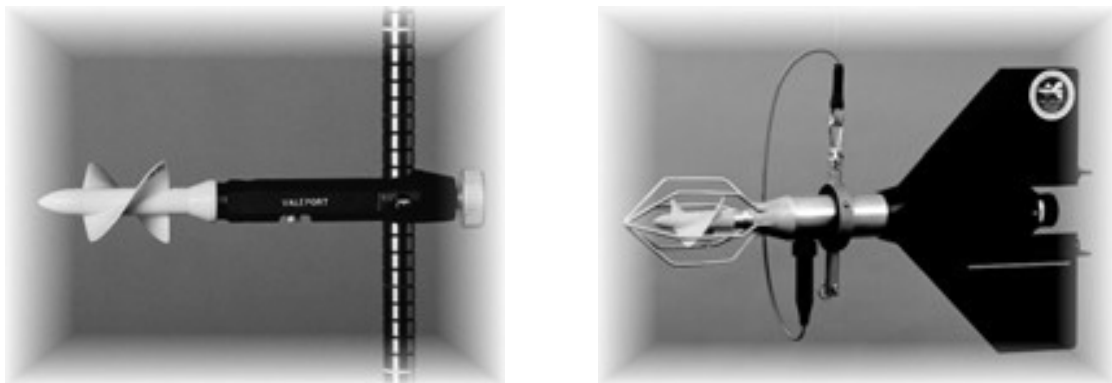
As características de funcionamento da calha WSC flume, em que a altura da água na entrada ( $y_1$ ) é maior que na saída ( $y_2$ ), são mostradas na Figura 13.16.



**FIGURA 13.16** Detalhe de instalação da calha WSC Flume

### 13.3 MOLINETES

São aparelhos constituídos de uma parte móvel (palhetas ou conchas), que gira com a passagem do fluido, dando um número de rotações da hélice proporcional à velocidade de escoamento (Figura 13.17).



**FIGURA 13.17** Molinetes

Principais tipos:

- eixo horizontal (Europa);
- eixo vertical (origem norte-americana)

Ambos se baseiam na proporcionalidade que se verifica entre a velocidade de rotação do aparelho e a velocidade da corrente.



A cada volta, ou a cada determinado número de voltas, estabelece-se um contato elétrico e o aparelho emite um som (fone ou campainha).

Nos aparelhos mais modernos, a contagem do número de rotações é feita com um contador eletromecânico acionado por pulsos elétricos gerados pelo próprio molinete.

Este aparelho permite conhecer o número de revoluções do eixo durante um determinado intervalo de tempo, ou seja, a velocidade de rotação.

A velocidade da corrente é dada em função do número de voltas por segundo e de coeficientes particulares para cada aparelho. Normalmente, um aparelho possui várias hélices, cada uma indicada para cobrir certo intervalo de valores de velocidades.

A determinação dos coeficientes de ajuste é feita experimentalmente, mediante a operação denominada taragem ou aferição.

### 13.4 EXERCÍCIOS RESOLVIDOS

1) Calcular a vazão que escoar em um córrego de 1,5 m de largura, sabendo-se que, ao instalar um vertedor retangular sem contrações, formou-se uma carga sobre a soleira de 10 cm.

Solução:

Utilizando um vertedor retangular sem contrações a vazão é dada por  $Q = 1,838.L.\sqrt{H^3}$ .

Substituindo-se  $L = 1,5$  m e  $H = 0,10$  m, tem-se  $Q = 1,838.1,5.\sqrt{0,10^3} = 0,0872$  m<sup>3</sup> s<sup>-1</sup>

2) Calcule a altura mínima da abertura de um vertedor triangular de 90° para a medição de uma vazão de 15 L s<sup>-1</sup>.

Solução:

Vertedor triangular de abertura de 90°, a vazão é dada pela equação de Thompson, ou seja,

$Q = 1,4.H^{\frac{5}{2}}$ . Substituindo-se  $Q = 0,015$  m<sup>3</sup> s<sup>-1</sup>, tem-se  $0,015 = 1,4.H^{\frac{5}{2}}$  e obtém-se  $H = 0,163$  m.

c) Em um riacho de 1 m de largura de superfície escoam-se 50 L s<sup>-1</sup>. Determine o erro que se comete ao superestimar a leitura do valor da carga hidráulica sobre a soleira em 10%. Considere os vertedores: retangular sem contrações e triangular de Thompson.

Solução:

A carga em cada um dos vertedores, para a vazão de 50 L s<sup>-1</sup> será:

- vertedor triangular -  $Q = 1,4 \cdot H^{\frac{5}{2}}$  substituindo tem-se  $0,050 = 1,4 \cdot H^{\frac{5}{2}}$  chega-se a  $H = 0,264$  m
- vertedor retangular -  $Q = 1,838 \cdot L \cdot \sqrt{H^3}$ , ou seja,  $0,050 = 1,838 \cdot L \cdot \sqrt{H^3}$  tem-se  $H = 0,091$  m

Um erro de 10% na leitura da carga hidráulica:

- vertedor triangular:  $H + 10\% = 26,4 + 2,64 = 29,04$  cm
- vertedor retangular+  $H + 10\% = 9,1 + 0,91 = 10,0$  cm

Vazão obtida com a carga superestimada

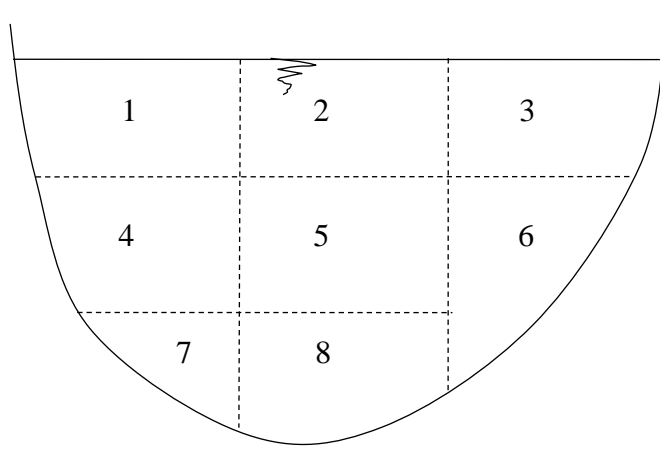
- vertedor triangular -  $Q = 1,4 \cdot 0,2904^{\frac{5}{2}} = 0,0636 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} = 63,6 \text{ Ls}^{-1}$
- vertedor retangular -  $Q = 1,838 \cdot 1 \cdot \sqrt{0,10^3} = 0,058 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} = 58 \text{ Ls}^{-1}$

Erro percentual na estimativa da vazão:

$$\text{Erro (\%)} = 100 \cdot \frac{Q_1 - Q_0}{Q_0}$$

- vertedor triangular -  $\text{Erro (\%)} = 100 \cdot \frac{63,6_1 - 50_0}{50} = 27,2 \%$
- vertedor retangular -  $\text{Erro (\%)} = 100 \cdot \frac{58_1 - 50_0}{50} = 16 \%$

4) Utilizando-se um molinete foram determinadas as velocidades de escoamento para diversas partes da seção transversal de um curso d'água (esquema dado a seguir). Com base nas medidas obtidas (velocidade e área), determine a vazão que escoa no referido curso d'água.



Setor	Área (m <sup>2</sup> )	Velocidade (m s <sup>-1</sup> )
1	3,5	0,93
2	3,7	1,12
3	3,6	0,98
4	3,5	0,99
5	3,7	1,32
6	4,1	1,10
7	2,6	0,99
8	3,3	0,90

Solução:

$$Q = \sum A \cdot V$$

$$Q = 3,5 \times 0,93 + 3,7 \times 1,12 + 3,6 \times 0,98 + 3,5 \times 0,99 + 3,7 \times 1,32 + 4,1 \times 1,1 + 2,6 \times 0,99 + 3,3 \times 0,90 =$$

$$Q = 29,33 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

4) Para determinar a vazão de um córrego instalou-se um medidor Parshall de 4 polegadas. Determine o valor da vazão para uma carga de 0,35 m na referida calha.

Solução:

Utilizando-se a expressão única apresentada por Azevedo Neto  $Q = 2,2 \cdot W \cdot H^{\frac{3}{2}}$  e considerando-se a largura da garganta “W” de 4” = 0,10 m, a vazão será:

$$Q = 2,2 \cdot 0,10 \cdot 0,35^{\frac{3}{2}} = 0,0455 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} = 45,5 \text{ L s}^{-1}$$

### 13.5 EXERCÍCIOS PROPOSTOS

1) Para medir a vazão de um córrego, é construído um vertedor sem contração lateral, com 2 metros de soleira e 0,90 m de altura acima do fundo. Qual a vazão para a carga de 30 cm sobre a crista? R:  $Q = 0,604 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$

2) Determine a vazão de um córrego, de 4 metros de largura, sabendo-se que, ao instalar um vertedor retangular, com 2 m de crista, no seu centro, a carga sobre a soleira atingiu 0,30 m. R:  $Q = 0,586 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$

3) Em um vertedor retangular, de parede delgada, com 2 metros de crista, obtém-se a vazão de 724 l/s, sob a carga de 35 cm. Calcular o valor do coeficiente de descarga. R:  $C_d = 0,6$

4) Em um canal trapezoidal, com  $b = 0,5 \text{ m}$ , inclinação dos taludes de  $45^\circ$  e declividade de 0,0001 m/m, a profundidade de escoamento é de 0,5 m. Para elevar esta profundidade para 0,7 m, será instalado, transversalmente, um vertedor retangular, de parede fina, com duas contrações. Determinar a altura da soleira. R:  $P = 0,42 \text{ m}$

5) Na determinação da vazão de um curso d’água foram utilizados dois vertedores. Em um primeiro momento, utilizou-se um vertedor retangular de parede delgada, com 2 m de largura e sem contração e, depois, um vertedor triangular de  $90^\circ$  ( $Q = 1,4 h^{5/2}$ ), com seu vértice instalado 0,2 m abaixo da soleira do primeiro. Considerando a mesma cota do nível d’água, em ambas as ocasiões, determine o valor da vazão do curso d’água. R:  $Q = 45 \text{ L s}^{-1}$

## **14 DISPOSITIVOS HIDRÁULICOS**

Um sistema de condução e distribuição de água por meio de canais é constituído, normalmente, por canais principais, secundários, terciários e, ainda, de canais de distribuição e canais parcelares, dependendo da complexidade do sistema. Além dos diversos tipos de canais, o sistema pode conter, ainda, estruturas hidráulicas, as quais irão variar em número e tipo, dependendo de uma série de fatores, tais como: grau de derivação, topografia local, manejo, etc. São vários os dispositivos hidráulicos utilizados em uma rede de canais. Em sistema de canais de irrigação, os principais são aqueles destinados ao controle de nível de água, extravasores, repartição da vazão, controle de fluxo, segurança, etc.

### **14.1 DISPOSITIVOS DE SEGURANÇA, DE ALIMENTAÇÃO E ESTRAVASORES**

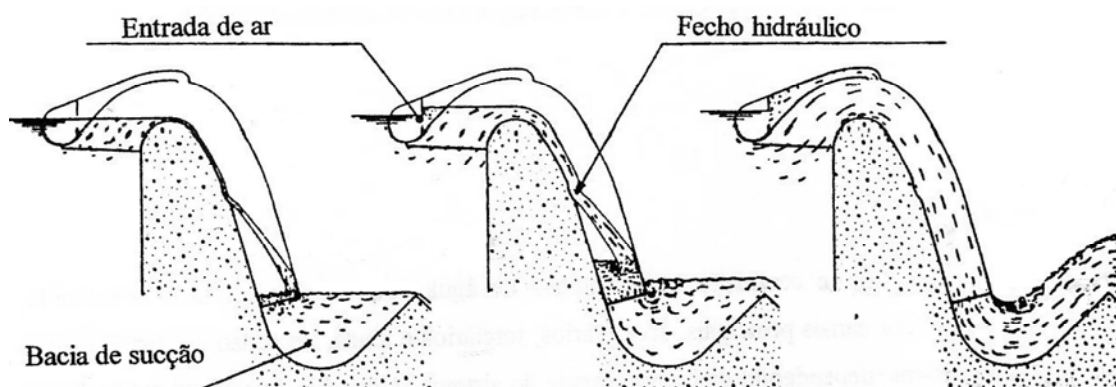
#### **14.1.1 SIFÕES AUTOMÁTICOS (sifões de segurança)**

Sifões em que a escorva se processa automaticamente. São instalados, em substituição ao vertedor normal, com a vantagem de reduzir o volume da obra civil para idênticas condições de escoamento. Utilizados em lagos, canais, reservatórios, etc, onde quer que o nível d'água seja mantido entre cotas próximas. Evitam transbordamento e escoam o excesso de água.

#### **FUNCIONAMENTO**

No início do funcionamento, este aparelho opera como um vertedor normal, e a vazão é menor que a vazão nominal do aparelho. Com uma pequena alteração do nível de água, este cobre a entrada de ar. Obstruindo-se a aeração, ocorre o deslocamento da lâmina vertente, a qual se projeta contra a parede anterior do ramo descendente do sifão, iniciando-se, então, a operação do dispositivo como sifão que garante a vazão nominal de escoamento. O desnível de água que garante o escoamento da vazão nominal do sifão é pequeno (na faixa entre 2 e 7 cm).

Um sifão automático, nas suas diversas fases de funcionamento, está ilustrado na Figura 14.1.

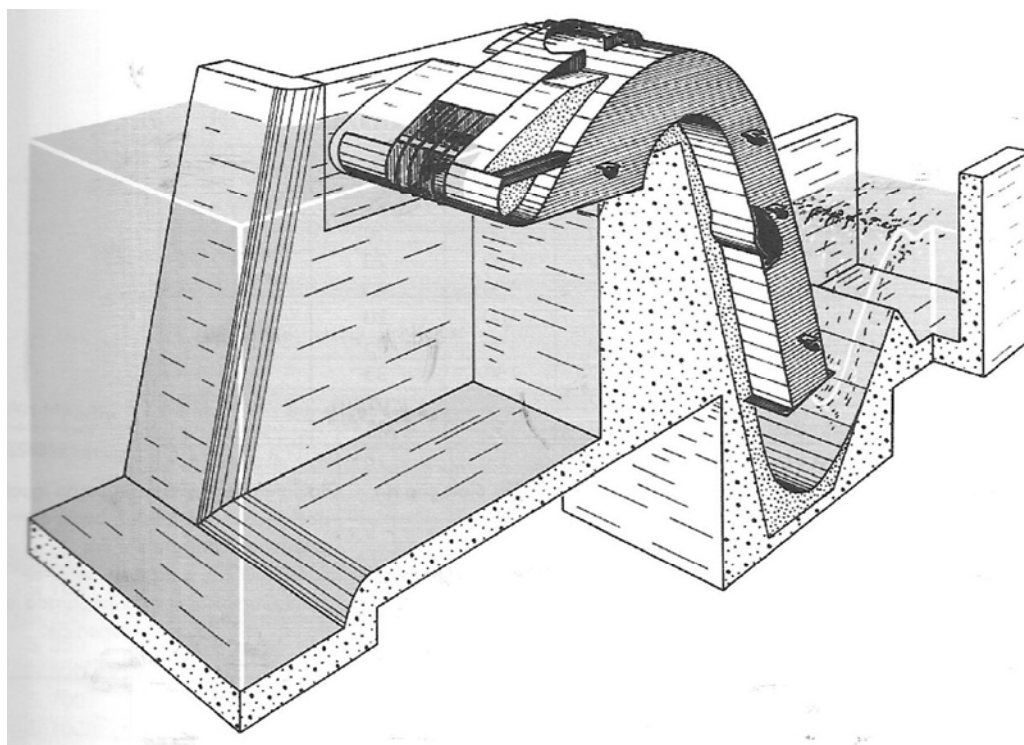


**FIGURA 14.1 Sifão automático em funcionamento**

#### MONTAGEM

O equipamento é modular, podendo ser associado a outros em função das necessidades. É instalado sobre uma estrutura suporte, de concreto, com uma bacia de sucção situada na saída do sifão (caso este não a possua).

Na Figura 14.2 é mostrado um sifão automático montado sobre uma estrutura de concreto.



**FIGURA 14.2 Sifão automático sobre estrutura de concreto**

## DIMENSÕES E MODELOS PADRONIZADOS

Existem diversos modelos que trabalham na faixa de vazão do escoamento de 60 a 1400 l/s. Para vazões maiores, utiliza-se uma bateria de dois ou mais sifões.

## VANTAGENS

Capacidade de importantes descargas com pequena elevação do nível de água; dimensão e custos reduzidos, não possuem componentes móveis e operação segura e progressiva (sem falhas).

### 14.1.2 COMPORTAS E ADUFAS

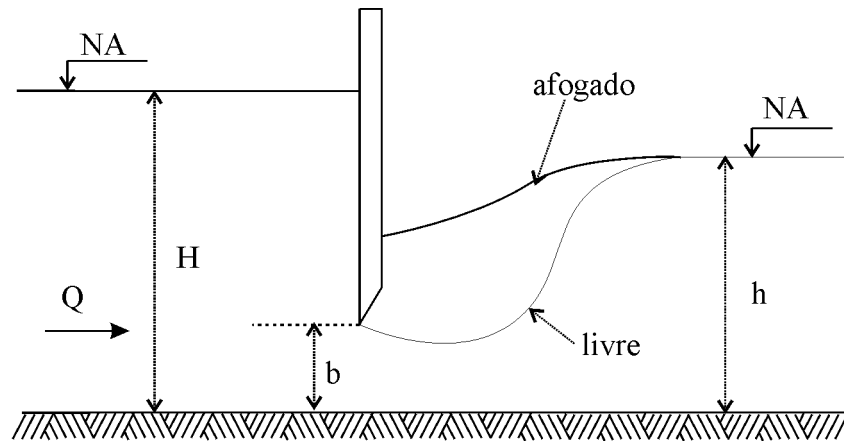
As comportas são portas que prendem águas de um dique, de um açude ou de uma represa. Normalmente são de formato quadrado ou circular e acionadas com pedestais de suspensão, nos quais a haste se desloca verticalmente com a tampa durante a manobra. Descarregam para um canal ou reservatório adjacente.

São, geralmente, utilizadas nas canalizações de descarga de pequenas barragens, de reservatórios e de certas unidades das estações de tratamento de água, tais como câmaras de mistura, decantadores e filtros; representam segurança e eficiência, por possuírem excelente estanqueidade. Situam-se na extremidade de montante dessas tubulações, rente à face molhada da parede dos referidos depósitos.

#### 14.1.2.1 COMPORTA DE FUNDO

Também conhecida como descarregador de fundo, é um orifício aberto numa parede, sendo esta abertura controlada por meio de uma comporta. Na maioria das vezes, a comporta é vertical e de mesma largura que o canal. Tal dispositivo controla as características do escoamento subcrítico a montante e supercrítico a jusante. São utilizadas em sistemas de irrigação, estações de tratamento de água, usinas hidroelétricas, e em circuitos hidráulicos industriais.

Uma comporta de fundo no controle do fluxo de água em um canal está ilustrada na Figura 14.3.



**FIGURA 14.3 Comporta de fundo (vertical)**

Pode operar afogada, nos casos em que o nível de jusante for mais alto que a abertura da comporta, ou livre. Quando o escoamento é livre, a vazão é dada pela equação:

$$Q = c_d \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$$

em que:

$Q$  = vazão,  $m^3/s$ ;

$c_d$  = coeficiente de descarga, função da relação  $b/H$  (Tabela 14.1);

$A$  = área da seção aberta da comporta,  $m^2$ ;

$b$  = abertura da comporta,  $m$ ;

$H$  = altura de água à montante,  $m$ ;

**TABELA 14.1 Valores do coeficiente de descarga ( $c_d$ ) em função da relação  $b/H$ .**

$b/H$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$c_d$	0,60	0,59	0,58	0,57	0,56	0,55	0,53	0,51	0,49

Para o escoamento afogado, ou seja, para o caso em que  $H < 0,81 \cdot \frac{h^{1,72}}{b^{0,72}}$ , o

coeficiente de descarga ( $c_d^A$ ) é dado por:

$$c_d^A = c_d \cdot \frac{(H - h)^{0,7}}{\left(0,159 \cdot \frac{h^{1,72}}{b^{0,72}} - 0,196 \cdot h\right)^{0,7} + (H - h)^{0,7}}$$

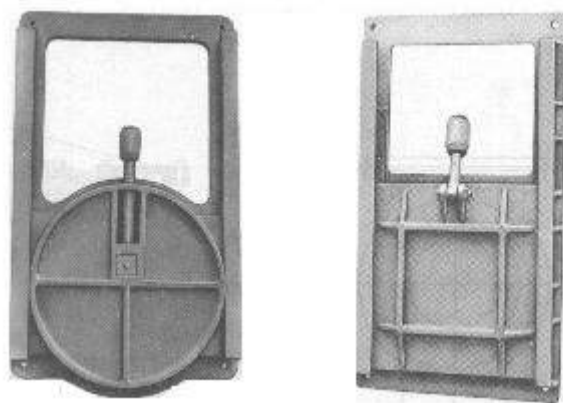
## OPERAÇÃO

O acionamento pode ser assegurado com diversos tipos de mecanismos, dentre eles: guincho mecânico com acionamento manual ou motorizado (neste caso o guincho pode ser do tipo cremalheira, fuso roscado ou guincho a cabo ou corrente) e guincho hidráulico no caso em que o acionamento é assegurado por meio de um cilindro hidráulico e uma unidade de pressão.

## CARACTERÍSTICAS CONSTRUTIVAS

As comportas deslizantes são fabricadas com seção quadrada ou retangular (Figura 14.4), com dimensões de altura e ou de largura do vão de 100 a 1600 mm, e pressão hidrostática na soleira de até 10 m.c.a.

Existe uma gama de dimensões devidamente normalizadas, entretanto, para dimensões diferentes das usuais e para pressões maiores, as comportas são fabricadas sob encomenda.



**FIGURA 14.4 Comporta de fundo (circular e quadrada)**

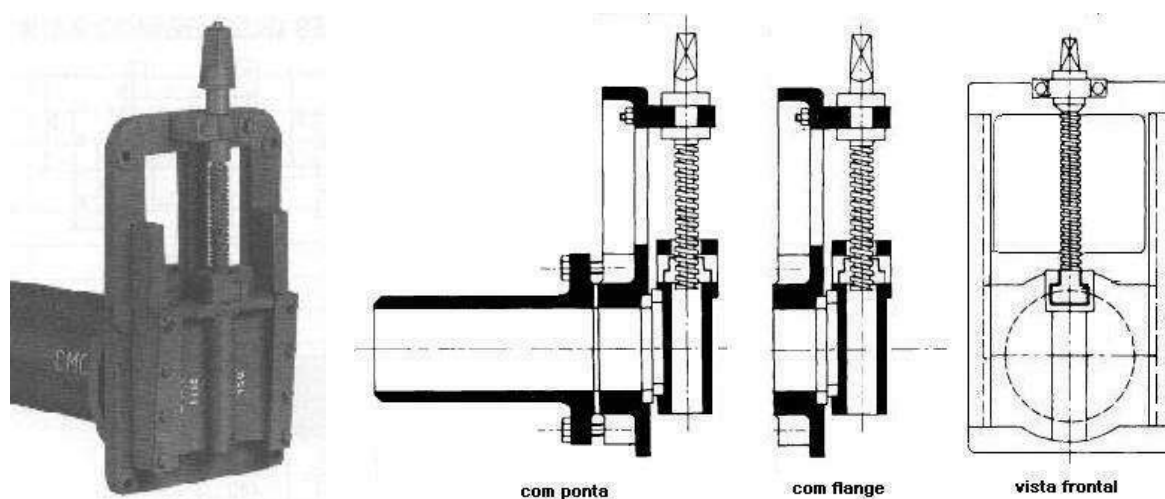
Os projetos dessas comportas seguem peculiaridades características de cada marca comercial e são elaborados de acordo com as normas da ABNT, especialmente no diz respeito a juntas e gabaritos, e para trabalharem com uma altura máxima da coluna de 10 m.c.a = 1 kgf/cm<sup>2</sup> = 0,1 Mpa.



### 14.1.2.2 ADUFAS

#### ADUFAS DE PAREDE

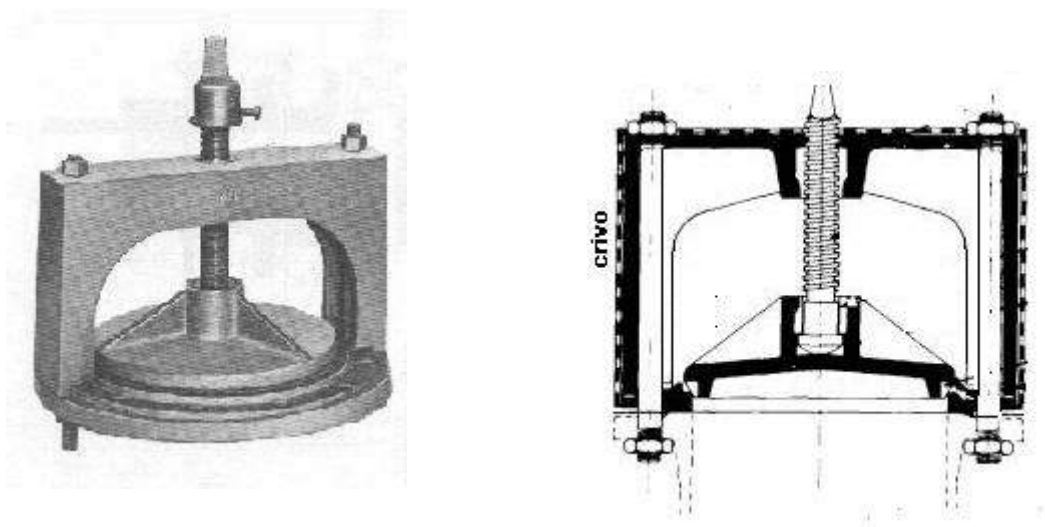
As adufas de parede são assim chamadas pois são utilizadas para descarga horizontal em tubulações hidráulicas sob pressão atmosférica (reservatórios, pequenas barragens, decantadores), previstas para atuarem com o fluxo forçando a tampa contra a sede. Na maioria das vezes, são fornecidas com pontas para colocação direta na parede do reservatório para conectar com a bolsa do tubo de descarga, ou com flange para ligação com tubo de descarga flangeado (Figura 14.5). A instalação deve ser feita, dentre outros cuidados, de forma que o fluxo seja no sentido tal que force a tampa contra a sede, de modo a garantir estanqueidade. Durante a manobra de abertura ou fechamento, somente a tampa apresenta deslocamento vertical (acionamento por meio de chave T, volante ou pedestal de manobra).



**FIGURA 14.5** Adufa de parede

#### ADUFAS DE FUNDO

As adufas de fundo são utilizadas para descarga dos reservatórios, principalmente em unidades de estações tratamento de água como flocculadores e decantadores, para serem manobradas durante operações de esgotamento e limpeza, ou para permitir a passagem de água de um compartimento para outro (Figura 14.6).



**FIGURA 14.6 Adufa de fundo**

### 14.1.3 VERTEDOR LATERAL

São vertedores instalados nas margens do canal com a soleira paralela à direção do escoamento da água. São utilizados para escoar o excesso de água que porventura possa ocorrer, para evitar o risco de transbordamentos.

#### VAZÃO ESCOADA

A vazão pode ser obtida com o uso de fórmulas normais, desde que a variação da lâmina na soleira não ultrapasse a 60%, ou seja,  $H_1/H_2 < 0,6$ .

No vertedor lateral, os filetes líquidos não são perpendiculares à crista, resultando em um comportamento da veia líquida de difícil análise.

No caso de vertedores retangulares, a vazão é dada pela equação:

$$Q = c_d \cdot c_c \cdot L \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H^{3/2}$$

em que,

$Q$  = vazão,  $m^3/s$ ;

$H$  = é a maior altura de carga junto ao vertedor no caso ser regime subcrítico (mais comum) correspondendo à altura mais a jusante e, no regime supercrítico, o contrário,  $m$ ;

$c_d$  = coeficiente de descarga (Tabela 14.2);

$c_c$  = coeficiente de correção (Tabela 14.3), em função de  $H/H_1$ , em que  $H_1$  é a altura da lâmina d'água sobre a crista na região não influenciada pelo vertedor;

**TABELA 14.2 Valores do coeficiente de descarga ( $c_d$ ) para vertedores laterais, em função da carga e do tipo de soleira**

Tipo de Soleira	Carga sobre a Soleira (m)					
	0,10	0,15	0,20	0,30	0,50	0,70
Soleira delgada	0,370	0,360	0,355	0,350	0,350	0,350
Soleira espessa (bordo arredondado)	0,315	0,320	0,320	0,325	0,325	0,330
Soleira espessa (arestas vivas)	0,270	0,270	0,273	0,275	0,276	0,280

Fonte: Ramos, C.L. (1988)

**TABELA 14.3 Coeficiente de correção ( $c_c$ ) para o cálculo da vazão em vertedores laterais, em função da relação  $H/H_1$** 

$H/H_1$	0,00	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	5,00	10,0	10,0	$\infty$
$c_c$	0,40	0,49	0,60	0,72	0,86	1,00	0,49	0,44	0,42	0,40

Fonte: Ramos, C.L. (1988)

## 14.2 DISPOSITIVOS REGULADORES DE NÍVEL

A finalidade destes dispositivos, instalados em um canal, é a de manter o nível de água a um nível pré-determinado, independentemente das variações ocorridas nas regiões não controladas por estes equipamentos. Com a instalação de reguladores de nível em canais de irrigação, evitam-se o transbordamento de água excedente às necessidades, a perda de importantes volumes desta e a falta parcial ou total de alimentação de determinados consumidores com água de irrigação.

Os tipos mais usuais em sistemas de canais para irrigação são as comportas reguladoras de nível a montante e comportas reguladoras de nível a jusante.

### 14.2.1 COMPORTA AUTOMÁTICA REGULADORA DE NÍVEL DE MONTANTE

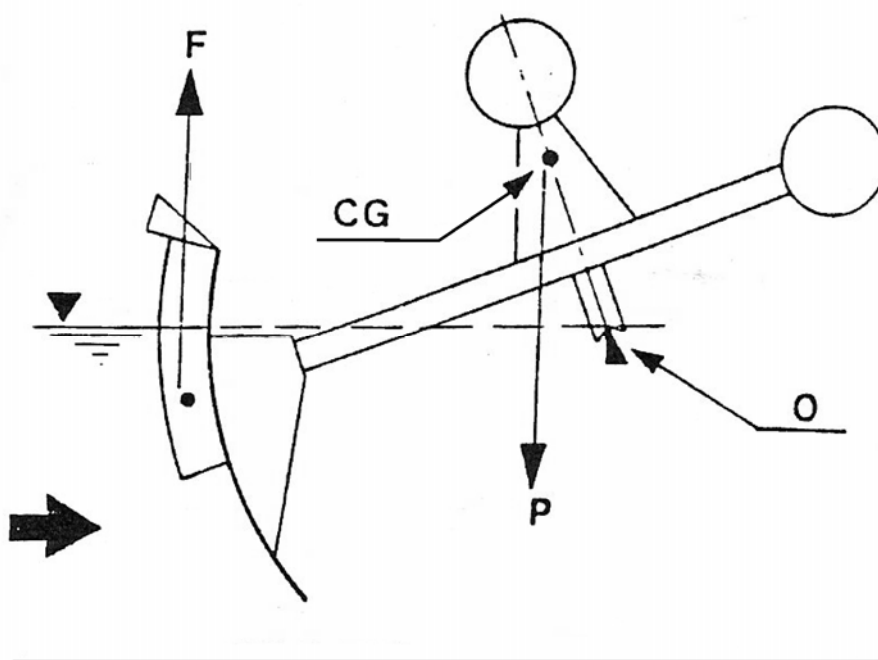
É utilizada para situações em que ocorrem variações significativas do escoamento a jusante da comporta. As flutuações do escoamento principal a jusante não interferem nas tomadas d'água das derivações a montante, uma vez que os níveis são mantidos praticamente constantes.

## CARACTERÍSTICAS

Dispositivo automático constituído apenas por uma peça móvel, reduzindo as possibilidades de falhas de operação e funcionamento. Quando instalado em uma rede de canais, mantém, de forma automática, o nível de água a montante para um determinado valor constante. Perda de carga bastante reduzida (cerca de 2 a 100 cm para alguns modelos para vazões na faixa de 100 a 35.000 l/s). Boa precisão de regulagem de nível de água. Mantém o nível do reservatório, compensando os efeitos de evaporação ou chuvas intensas. Permite a continuidade do transporte sólido. Mantém as margens protegidas, em função da pequena variação do nível de água. Operação sem necessidade de sistemas elétricos e ou eletrônicos para o controle de nível. Simplicidade e robustez. Deve ser utilizado quando houver grandes variações dos níveis a jusante do trecho que se deseja controlar.

## FUNCIONAMENTO

O conjunto é constituído por uma comporta com um flutuador integrado, do lado montante e contrapesos rigidamente ligados a um eixo articulado (Figura 14.7). Este conjunto forma uma única peça móvel.



**FIGURA 14.7** Comporta automática de nível de água montante constante

A parte basculante da comporta incorpora um flutuador integrado do lado montante. O empuxo hidráulico passa sempre pelo centro de basculamento e não interfere no equilíbrio

do conjunto. Por intermédio de um contrapeso o centro de gravidade é transferido num ponto que permite que os momentos devido ao empuxo de Archimedes ( $F$ ) e do peso ( $P$ ) sejam iguais e opostos para qualquer posição da comporta, desde que o nível de água montante coincida com o nível do centro do eixo de articulação ( $O$ ).

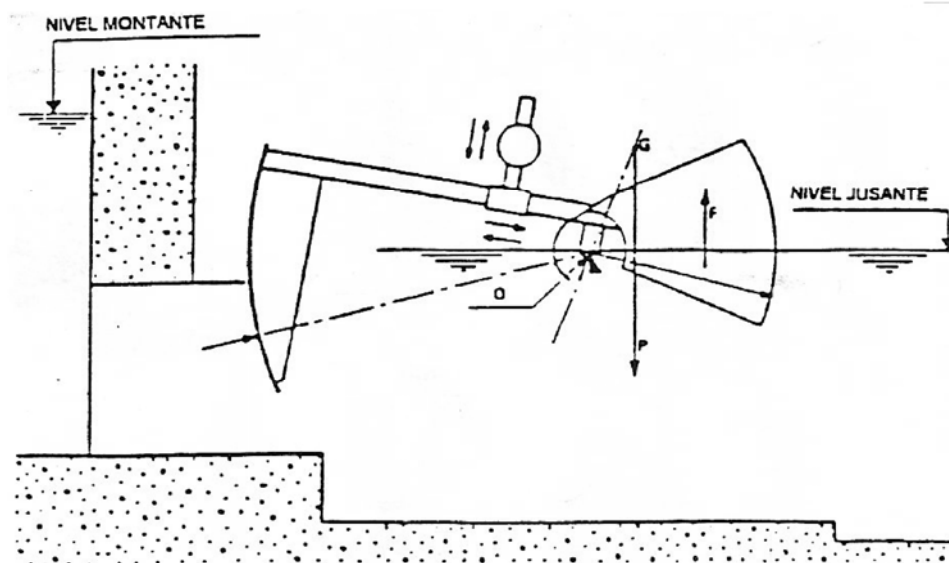
Quando o nível de água à montante se eleva, o momento provocado pelo empuxo sobre a bóia supera o momento provocado pelo peso do conjunto, acarretando a abertura da comporta e o escoamento da água de montante. Quando o nível de montante abaixa, ocorre o contrário, ou seja, a comporta se fecha de maneira a manter o nível de montante sempre próximo do nível de projeto.

### INSTALAÇÃO

Normalmente, a seção em que se encontra a comporta é mais estreita que a seção do canal, tornando-se necessário projetar uma transição. Deve situar-se nas proximidades de jusante das derivações importantes. A articulação do eixo deve estar na mesma cota do nível máximo do projeto. O nível mínimo corresponde à condição de vazão nula, ou seja, com a comporta fechada.

#### 14.2.2 COMPORTA AUTOMÁTICA REGULADORA DE NÍVEL DE JUSANTE

É utilizada em situações nas quais se deseja controlar o escoamento a jusante independentemente das variações ocorridas a montante (Figura 14.8).



**FIGURA 14.8** Comporta automática de nível de água jusante constante

## CARACTERÍSTICAS

Controla o nível jusante em canais, mantendo-o próximo a um valor constante. Em redes de canais de irrigação, é utilizado para controle de níveis de água nos canais (principal e secundário). Apresenta vantagens semelhantes às das comportas reguladoras de montante. Permite economia de volume de água em canais de irrigação, liberando a vazão estritamente necessária. Apresentam boa precisão de regulação do nível de água. Deve ser instalada em canal com considerável carga a montante, de forma que as flutuações dos níveis de montante não interfiram nas condições do escoamento a jusante da comporta. Existem vários modelos, com perda de carga variando de 1 a 130 cm, para uma faixa de vazão de 20 a 40.000 l/s (modelos tipo orifício) e perdas de carga de 1 a 35 cm para vazões de 300 a 60.000 l/s (modelos para canais - superfície livre). Muito utilizada em trechos de canais com utilização de “módulos de máscaras”, permitindo o controle da vazão com maior precisão.

## FUNCIONAMENTO

O conjunto é constituído por uma comporta, um flutuador e um contrapeso, unidos por uma estrutura rígida articulada por um eixo horizontal apoiado em mancais situados nas margens. O funcionamento se baseia nos mesmos princípios da comporta reguladora de montante. O equipamento é projetado para que haja um equilíbrio binário das forças de empuxo sobre o flutuador e o peso do conjunto, na posição de um nível de jusante preestabelecido.

## INSTALAÇÃO

Caso a seção de passagem seja diferente da seção do canal, é preciso fazer uma concordância suave para evitar perdas localizadas. Normalmente, são instalados nas proximidades de montante de derivações importantes. A articulação do eixo deve estar na mesma cota do nível de jusante (regulado). O nível máximo de montante corresponde à condição de vazão nula, ou seja, com comporta fechada. Em determinadas situações, pode ser necessária a construção de uma bacia de dissipação de energia para evitar um escoamento excessivamente turbulento a jusante.

## 14.3 DISPOSITIVOS REGULADORES DE FLUXO

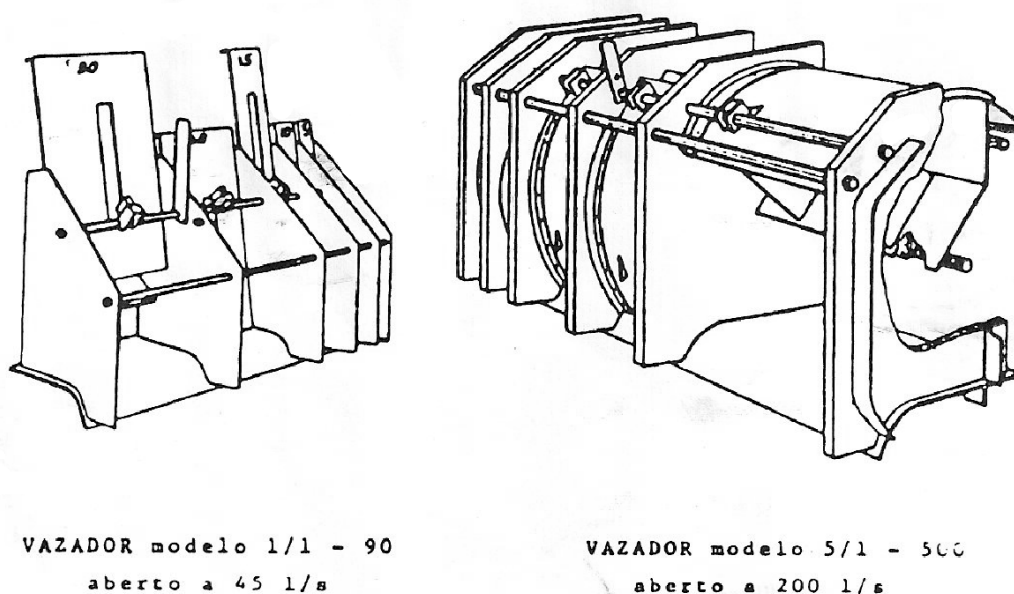
### 14.3.1 DESCARREGADORES DE VAZÃO CONSTANTE AJUSTÁVEL

#### (MÓDULOS DE MÁSCARA ou VAZADOR DE MÁSCARA)

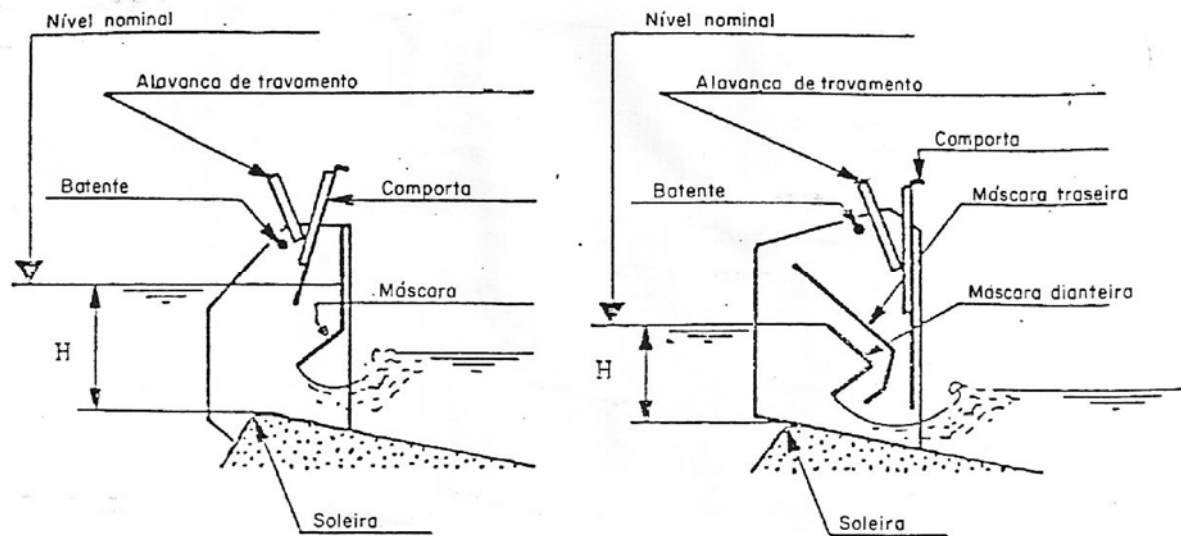
É um equipamento projetado para fornecer uma vazão controlada por meio de portinholas ou comportas. A vazão escoada através destes dispositivos se mantém praticamente constante, com pequenas variações em função das flutuações que possa ter o nível de água à sua montante.

#### CARACATERÍSTICAS

Os módulos de máscara, instalados numa tomada em redes de canais, permitem captar uma vazão aproximadamente constante e ajustável, independente da flutuação do nível de água a montante. As suas propriedades resultam da associação de uma soleira de perfil especificamente traçado e de uma máscara, inclinada e fixa, colocada de modo a compensar o efeito de variação do nível de água. A introdução de uma segunda máscara permite que os módulos forneçam vazões com variações de, no máximo, + ou - 5%, para maiores variações do nível de água de montante. Os módulos de máscara são formados de elementos de diferentes capacidades, permitindo a derivação de diferentes valores de vazão, em intervalos de fração reduzida. Dois modelos de vazadores de máscara estão ilustrados na Figura 14.9 e as características de escoamentos deste dispositivo com uma e duas máscaras, na Figura 14.10.



**FIGURA 14.9** Modelos de vazadores de máscara



**FIGURA 14.10** Características de escoamento no vazador de máscara

#### APLICAÇÕES

São utilizados em redes de canais de irrigação e outras instalações hidráulicas em que é necessário o controle da vazão derivada. Em redes de canais, os módulos de máscara funcionam em associação com comportas reguladoras de nível a jusante ou montante, que garantem menor variação do nível de água, assegurando melhor precisão do controle da vazão derivada (+/- 5%).

#### DIMENSÕES E MODELOS PADRONIZADOS

Normalmente, os módulos de máscara são fabricados para atender a uma gama de valores de vazão: vazões de 30 a 150 l/s na fração de 5 l/s; vazões de 30 a 480 l/s na fração de 10 l/s; vazões de 500 a 5.000 l/s na fração de 50 l/s; vazões de 1.000 a 10.000 l/s na fração de 50 l/s.

#### 14.3.2 REPARTIDOR PROPORCIONAL

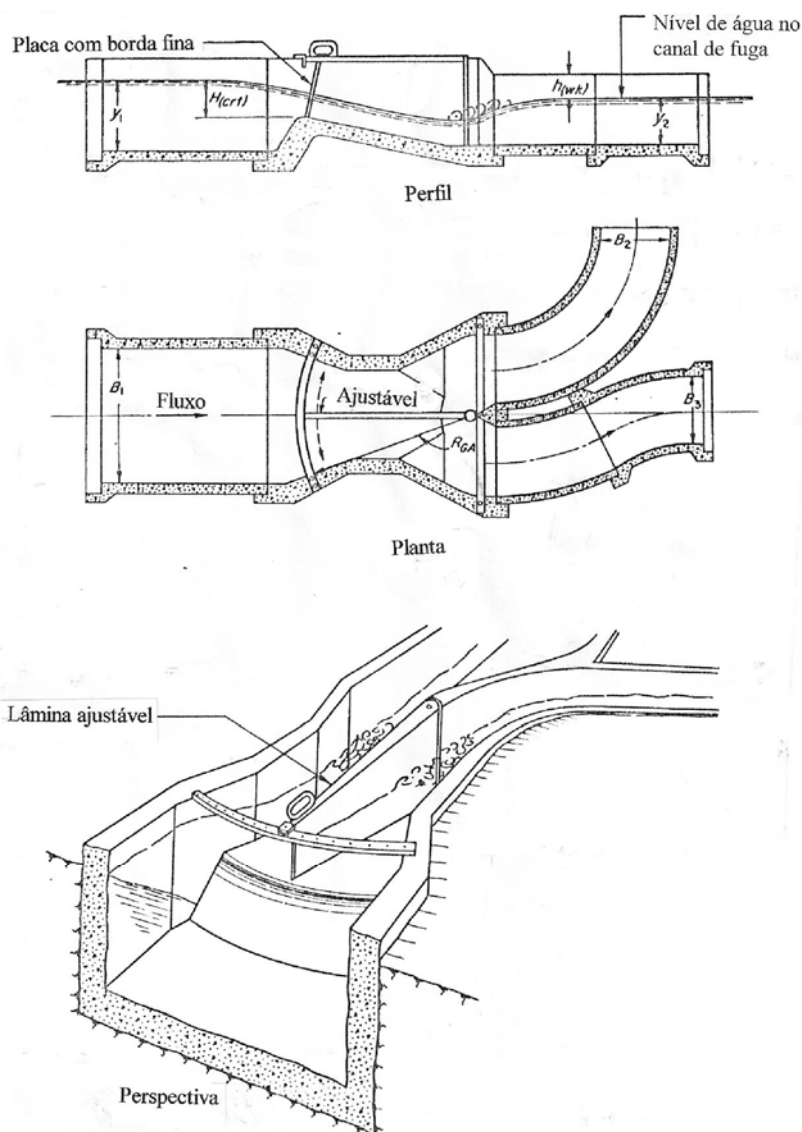
É um dispositivo utilizado para a divisão do fluxo de água para dois ou mais canais em proporções relativas aos ângulos do posicionamento da palheta móvel e independente do nível de água a jusante, o que é assegurado pela formação do ressalto hidráulico. Podem ser fixos, móveis e de câmara. Nos dispositivos fixos, a vazão é dividida em parcelas fixas, em função das áreas proporcionais de escoamento de cada divisão. Já no partidor móvel, é possível o ajuste da vazão, fazendo variar o ângulo do septo móvel, aumentando ou diminuindo a seção de escoamento (Figura 14.11).



Os partidores de câmara consistem em uma caixa de alvenaria de paredes verticais com duas ou mais saídas para os canais de derivação. Estas saídas podem ser em orifício ou em vertedor com dimensões que permitam a partição proporcional de vazões.

## APLICAÇÕES

São utilizados em sistemas de irrigação como meio de repartição de relação variável de uma vazão entre dois canais, em canais de esgoto; em sistemas hidráulicos, em que o emprego do repartidor proporcional pode solucionar uma condição específica da divisão de fluxos.



**FIGURA 14.11** Repartidor de vazão

## 15 REVESTIMENTO DE CANAIS

O interesse do homem no transporte de água por gravidade é muito antigo. Os aquedutos da Roma antiga, bem como os sistemas de canais do Egito e Índia fornecem provas suficientes do esforço criativo do homem nesta direção. Hoje, com o avanço da tecnologia, este tipo de transporte de água continua sendo muito utilizado, principalmente na área de irrigação.

A falta de água em certas áreas está cada vez mais pronunciada, tornando-se necessário uma utilização eficiente, sem desperdícios. Materiais e mão de obra nem sempre são disponíveis nas quantidades exigidas, o que encarece a construção de obras. Assim torna-se indispensável que o dimensionamento e o uso de materiais sejam os mais eficazes possíveis.

Os principais benefícios obtidos com o revestimento de canais são: redução das perdas de água por infiltração, redução da seção transversal (diminuição da rugosidade e aumento da velocidade de escoamento), redução dos custos de operação e manutenção, prevenção da erosão e aumento da vida útil.

O uso do revestimento em canais requer uma avaliação das vantagens e desvantagens levando em conta vários tipos de material, de forma a possibilitar a escolha mais adequada relativas às condições que se tem.

A escolha do tipo de revestimento de canais deve ser precedida por uma análise de diversos fatores, destacando-se: custos de construção, operação e manutenção, custos das estruturas, tamanho do canal e perda d'água.

Em algumas situações, em que o suprimento de água é ilimitado, a importância do revestimento de canais passa a ser a proteção contra erosão. Além disso, canal revestido permite maior velocidade de escoamento, o que pode ser vantajoso.

São vários os fatores a serem considerados na tomada de decisão para revestir ou não o canal, entre eles os listados a seguir.

### DESPERDÍCIO DE ÁGUA

As perdas de água são grandemente importantes em todo o mundo, já que o consumo é crescente e as fontes de água são cada vez mais escassas. Em muitos casos, a necessidade de revestimento é tão óbvia que nem é preciso uma análise de benefício-custo. A conservação de água tem pouco significado prático, a menos que o volume economizado

tenha uso benéfico ou se sua perda cause problemas envolvendo perdas para a vida humana. A água economizada pode ser utilizada para irrigar novas áreas, aumentando sua produtividade, consistindo, então, em mais um motivo favorável ao revestimento.

### REDUÇÃO DOS CUSTOS DE DRENAGEM

A extensão da influência da água infiltrada, oriunda de canais, em problemas de drenagem, é difícil de se medir. A água infiltra em um local e só aparece em locais distantes e mais baixos. É difícil prever onde a água causará problemas de drenagem antes do projeto do canal. O revestimento de canais principais pode aliviar o problema. Uma análise cuidadosa deve ser feita levando-se em conta a eficiência de irrigação e a drenagem natural da área, o risco de salinização, as possíveis perdas de áreas e o risco s vidas humanas se a elevação do nível do lençol for devido ao excesso de água de infiltração.

### REDUÇÃO DE CUSTOS

Canais revestidos permitem maiores velocidades da água, conseqüentemente, maiores vazões para uma mesma seção. A velocidade máxima não erosiva, para canais não revestidos, varia de 0,2 (solos de areia fina) a 1,2 m/s (solos argilosos). Para canais com revestimento (concreto, asfalto, tijolos, etc.) o valor da velocidade pode atingir valores muito maiores (1,5 a 2,5 m/s ou mais). A utilização de determinados tipos de revestimentos permite o uso de maiores declividades; conseqüentemente, a seção pode ser diminuída, podendo-se obter, dessa forma, uma significativa economia. Maiores velocidades nos canais reduzem o problema de manutenção, principalmente onde existe material em suspensão.

### REDUÇÃO DOS CUSTOS DE MANUTENÇÃO

O tipo de revestimento deve ser levado em conta na análise dos benefícios devido à redução dos custos de manutenção (redução de sementeiras e de plantas no canal, menor remoção de silte, tráfegos de animais, etc.). Um dos maiores problemas de manutenção em um sistema de canais é com relação à remoção de plantas que crescem nos taludes e fundo do canal e de plantas aquáticas. Um bom revestimento, sendo impenetrável para as sementes e raízes de plantas, diminui os custos de manutenção. Maiores velocidades em canais revestidos diminuem a sedimentação de silte e, com isso, menor o custo de manutenção.

## EROSÃO DAS PAREDES DO CANAL

A estabilidade dos taludes e o fundo do canal pode constituir um problema, principalmente em solos arenosos e siltsos. O revestimento representa uma proteção em solos de pouca estabilidade, diminuindo o risco de erosão e danos causados por animais.

## EFICIÊNCIA DE CONDUÇÃO

Substancial economia pode ser conseguida pela diminuição da vazão bombeada, devido à maior eficiência de condução.

### **15.1 ESCOLHA DO MATERIAL DE REVESTIMENTO**

Na escolha do tipo de revestimento a ser utilizado em canais, vários fatores devem ser analisados. Dentre esses, podem-se citar os custos de construção, de operação e de manutenção, o tamanho do canal, a perda d'água, o custo das estruturas, as propriedades dos solos, a durabilidade do material, a disponibilidade de material, de mão de obra e de maquinário.

## PROPRIEDADES DO SOLO

É importante uma análise cuidadosa do solo no qual será instalado o revestimento, para que se possa escolher o material adequado. Falhas podem ocorrer devido ao assentamento do canal sobre solo instável como também sobre rochas que contenham fendas. Algumas vezes pode-se tornar necessária a retirada do material de baixa qualidade ou, então, modificar o traçado (alinhamento) do canal, desviando-o das partes com solos instáveis.

## DURABILIDADE DO REVESTIMENTO

A vida útil do revestimento depende do tipo e da qualidade do material empregado, das condições climáticas, da operação e da manutenção do canal. Um canal de concreto bem construído pode durar mais de 40 anos. Em alguns países existem canais funcionando bem por mais de 60 anos. A durabilidade do revestimento influi na relação benefício-custo e, por isso, deve ser determinada cuidadosamente.

## DISPONIBILIDADE DE MATERIAL NO LOCAL

É conveniente que todo material pesado, utilizado no revestimento, esteja disponível ao lado do canal ou a uma pequena distância. Geralmente o revestimento mais econômico é aquele que faz o melhor uso de material disponível.

## MÃO-DE-OBRA E MAQUINÁRIO

Alguns revestimentos são mais adequados ao uso da mão-de-obra, e outros ao uso de maquinário (Figura 15.1). A escolha vai depender da relativa disponibilidade de mão-de-obra e máquinas. Em regiões com excesso de mão-de-obra, é uma decisão político-social a adoção de métodos que empregam o potencial braçal, ao mesmo tempo em que se evita a emigração.



**FIGURA 15.1** Revestimento utilizando mão de obra e maquinário

## ANÁLISE DE CUSTOS

O custo de um dado revestimento deve ser analisado juntamente com seus benefícios. Teoricamente, a solução mais econômica deveria ser adotada, independentemente do custo. Entretanto, muitas vezes, a fonte financiadora do projeto é que determina o tipo de revestimento a ser empregado. Com base nos fatores mencionados anteriormente, o projetista selecionaria alguns tipos de revestimentos e a escolha final seria em função de uma análise benefício/custo.

## 15.2 PRINCIPAIS TIPOS DE REVESTIMENTOS

### CONCRETO

Adequado para todo tipo de canal (pequenos e grandes), velocidades altas e baixas, topografia, clima e condições operacionais. Requer subsolo firme e disponibilidade de agregados próximo à área. Pode sofrer rachaduras quando instalado sobre argolas expansivas. A construção pode ser tanto com mão de obra quanto por intermédio de maquinário e, ainda,

o concreto pode ser fabricado “in loco” ou com rejuntamento de peças pré-fabricadas. Vida útil acima de 50 anos. É um dos revestimentos de maiores custos e vantagens (Figura 15.2).



**FIGURA 15.2 Canal revestido com concreto**

### GABIÃO

São estruturas construídas com tela metálica em forma de caixas e preenchidas com pedra de mão ou britadas (tamanho entre 1,5 e 2,5 a máxima abertura da malha); são flexíveis e permeáveis. Estas caixas são montadas nos locais, fazendo superposições sucessivas de elementos de menor largura sobre aquelas de maior largura. As caixas devem ser adequadamente solidarizadas por meio de tirantes metálicos, de forma a promover as devidas amarrações. O seu uso confere maior proteção das margens do canal, controle a erosão do solo (Figura 15.3).



**FIGURA 15.3 Canal revestido com gabião**

### ARGAMASSA

As mesmas considerações feitas para o concreto. Não necessita de agregados grossos. Requer equipamento especial. Normalmente, não é econômico para grandes obras. Vida útil igual ao do concreto.

### SOLO-CIMENTO

A duração depende do conteúdo de cimento, entretanto, já se tem registrado duração de canais com solo-cimento de mais de 20 anos. Embora menos durável que o concreto, seu baixo custo o torna um revestimento econômico, próprio para locais nos quais o solo escavado é arenoso ou, onde exista material arenoso próximo.

### ALVENARIA

Apresenta duração de mais de 50 anos quando bem construídos, podendo ser de tijolo ou pedra. Este tipo de revestimento envolve muito trabalho e exige disponibilidade de material próximo à área.

### CONCRETO BETUMINOSO

É uma mistura de betume (asfalto) com agregados (cascalho e areia). Apresentam uma duração em torno de 10 a 20 anos. A velocidade máxima da água não deve ultrapassar a 1,5 m/s. É necessária a esterilização da área na qual será utilizado este tipo de revestimento para impedir o crescimento de plantas e a penetração de raízes destas no revestimento.

### MATERIAL SINTÉTICO (manta de borracha, lona plástica, etc.)

Apresenta o inconveniente, dependendo do tipo e espessura, de ser facilmente furado com conseqüente aumento na perda de água, além de permitir deformações da seção transversal do canal. Apresentam baixa vida útil. Nos últimos anos, se tem melhorado muito a resistência desses materiais sintéticos a perfurações. A principal vantagem é a facilidade de construção, exigindo pouca mão-de-obra (Figura 15.4).



**FIGURA 15.4** Revestimento de canal com manta sintética

### 15.3 DETERMINAÇÃO DAS PERDAS DE ÁGUA EM CANAIS

A perda de água em canais depende do uso destes. Se o uso é contínuo as perdas são devido à infiltração e à evaporação, sendo a infiltração a mais importante e normalmente expressa em  $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ . Se o uso é intermitente, além da perda por infiltração no estado permanente, existem perdas consideráveis, que se devem à porção de água rapidamente infiltrada que molha as margens do canal, água infiltrada durante o período que a água está sendo transferida de um campo para outro, água morta armazenada no fundo dos canais. Estas perdas geralmente não são medidas.

Embora os vários efeitos benéficos, tais como resistência à erosão, manutenção reduzida, redução dos custos e segurança, possam justificar o revestimento de canais, em determinadas situações, evitar a perda por infiltração é o fator governante na tomada de decisão.

Vários são os fatores que afetam a perda de água por infiltração: características do solo em que o canal está assentado, lâmina de água no canal, perímetro molhado, quantidade de sedimentos no canal, velocidade da água no canal e tempo em que a água permanece no canal.

São vários os métodos para se avaliar a perda de água por infiltração em canais, destacando-se o método da entrada e saída e o método do represamento de água no canal.

Pelo método de entrada e saída, instalam-se dois medidores de vazão, distanciados de 20 a 30 metros entre si. A avaliação da perda d'água é dada pela equação:

$$\Delta P = \frac{Q_e - Q_s}{L.P}$$



em que:

$\Delta P$  = perda d'água,  $m^3/m^2 \cdot dia$ ;

$Q_e$  = vazão de entrada,  $m^3/dia$ ;

$Q_s$  = vazão de saída,  $m^3/dia$ ;

$P$  = perímetro seção do canal,  $m$ ;

$L$  = comprimento considerado,  $m$ .

No método do represamento, um trecho do canal é isolado, utilizando-se, para isso, sacos de plástico cheios de terra. A água é introduzida neste trecho e mede-se a velocidade de abaixamento da lâmina d'água. A perda d'água pode ser dada pela equação:

$$\Delta P = \frac{(A_i - A_f) \cdot L}{\left(\frac{P_i + P_f}{2}\right) \cdot L \cdot T}$$

em que:

$\Delta P$  = perda d'água,  $m^3/m^2 \cdot dia$ ;

$A_i$  = área inicial,  $m^2$ ;

$A_f$  = área final,  $m^2$ ;

$P_i$  = perímetro inicial,  $m$ ;

$P_f$  = perímetro final,  $m$ ;

$T$  = intervalo de tempo, dias;

$L$  = comprimento do trecho represado,  $m$ .

**16 BIBLIOGRAFIA**

AZEVEDO NETO, J.M.; ALVAREZ, G.A. **Manual de hidráulica**. 7. ed. São Paulo: E. Blücher, 1991. 724 p.

BERNARDO, S. **Manual de irrigação**. 5. ed. Viçosa: UFV - Imprensa Universitária, 1989. 596 p.

BRASIL. Ministério das Minas e Energia. Departamento Nacional de Água e Energia Elétrica. **Manual de microcentrais hidrelétricas**. Brasília, 1985. 344 p.

BRIGHETTI, G. **Hidráulica de canais**. Brasília: ABEAS, 1988. 49 p. (Curso de Elaboração de Projetos de Irrigação, módulo 1.1).

CARVALHO, J.A. **Barragens de terra: reservatório e estruturas hidráulicas**. Lavras: Ed. UFLA, 2005. 87 p. (Texto Acadêmico, 52).

CARVALHO, J.A. **Dimensionamento de pequenas barragens para irrigação**. Lavras: Ed. UFLA. 2008. 158 p.

CARVALHO, J. A. **Obras hidráulicas**. Lavras: [s.n.], 2002. 200 p. Apostila

CARVALHO, J.A.; MELLO, C.R.; PERRONI, B.L.T. **Vazão máxima de escoamento para dimensionamento de obras hidráulicas**. Lavras: UFLA/FAEPE, 2005. 37 p. (Texto Acadêmico, 48).

CHOW, V.T. **Open-channel hydraulics**. Auckland: McGraw-Hill, 1973. 680 p.

CIRILO, J.A.; COELHO, M.M.L.P.; BAPTISTA, M.B. **Hidráulica aplicada**. Porto Alegre: ABRH, 2001. 619 p. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos).

CRUCIANI, D.E. **A drenagem na agricultura**. 4. ed. São Paulo: Nobel, 1985. 337 p.

DAKER, A. **Captação, elevação e melhoramento da água**. 6. ed. Rio de Janeiro: Freitas Bastos, 1983. v. 2, 408 p.

DAKER, A. **Hidráulica aplicada à agricultura**. 6. ed. Rio de Janeiro: Freitas Bastos, 1983. v. 1, 316 p.

DELMÉE, G. **Manual de medição de vazão**. 2. ed. São Paulo: E. Blücher, 1989. 476 p.

ELEVATORSKI, E.A. **Hydraulic energy dissipators**. New York: University of Arizona/McGrawHill, 1959. 214 p.

EUCLYDES, H.P. **Saneamento agrícola: atenuação de cheias, metodologia e projeto**. 2. ed. Belo Horizonte: Fundação Rural Mineira, 1986. 303 p.

FOOD AND AGRICULTURE ORGANIZATION OF THE UNITED NATIONS. **Irrigation canal lining**. Roma, 1977. v. 2, 171 p.

FREITAS, A.J.; SILVA, D.D.; PRUSKI, F.F.; PINTO, F.A.; PEREIRA, S.B.; GOMES FILHO, R.R.; TEIXEIRA, A.F.; BAENA, L.G.N.; MELLO, L.T.A.; NOVAES, L.F. **Equações de chuvas intensas no Estado de Minas Gerais**. Belo Horizonte: Copasa/UFV, 2001. 65 p.

GALETI, P.A. **Conservação do solo: reflorestamento, clima**. 2. ed. Campinas: Instituto Campineiro de Ensino Agrícola, 1979. 286 p

GENOVEZ, A.M. Vazões máximas. In: \_\_\_\_\_. **Hidrologia aplicada à gestão de pequenas bacias hidrográficas**. Porto Alegre: ABRH, 2001. 625 p.

GILES, R. **Mecânica dos fluidos e hidráulica**. Rio de Janeiro: Ao Livro Técnico 1967. 401 p.

GRIBBIN, J.E. **Hydraulics and hydrology for stormwater management**. New York: Delmar, 1996. 401 p.

HENDERSON, F.M. **Open channel flow**. New York: MacMillan, 1966. 522 p.

HWANG, N.H.C. **Fundamentos de sistemas de engenharia hidráulica**. Rio de Janeiro: Prentice-Hall do Brasil, 1984. 315 p.

KRAATZ, D.B. **Revestimiento de canales de riego**. Roma: FAO, 1977. 217 p.

LANÇAS, K.P.; SOUZA, A.P.; CARDOSO, L.G. **Obras de terra: sistematização e pequenas barragens**. Brasília: ABEAS, 1988. 108 p. (ABEAS. Curso de Engenharia da Irrigação, módulo 8).

LINSLEY, R.K.; FRANZINI, J.B. **Engenharia de recursos hídricos**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1978. 798 p.

LLOYD, N.B. **Pequenas barragens de terra**. Berkeley: Escritório Técnico de Agricultura - Serviço de Extensão Agrícola, 1958. 21 p.

LOUREIRO, B.T. **Pequenas barragens de terra**. Viçosa: UFV- Imprensa Universitária, 1991. 34 p.

MARTINS, J.A. Reservatórios de acumulação e barragens. In: OLIVEIRA, W.E.; GAGLIANONE, S.; YASSUDA, E.R.; NOGAMI, P.S.; PEREIRA, B.E.B.; MARTINS, J.A. **Técnica de abastecimento e tratamento de água**. V.1. Abastecimento de água. 2. ed. São Paulo: CETESB, 1976. v. 1, cap. 8, p. 255-321.

NEVES, E.T. **Curso de hidráulica**. 9. ed. São Paulo: Globo, 1989. 575 p.

PAIVA, E.M.C.D. **Desempenho de revestimentos de canais em condições de campo**. 1987. 133 p. Dissertação (Mestrado em Hidráulica e Saneamento) - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos.

PEREIRA, J.B. **Mecanização na implantação de projetos do provárzeas**. Brasília: PROVÁRZEAS NACIONAL, 1983. p. 175-196. (PROVÁRZEAS. Informação Técnica, 2).

PETERKA, A.J. **Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators**. Washington: Water Resources Technical Publication, 1964. 222 p.

PIMENTA, C.F. **Curso de hidráulica geral**. 4. ed. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981. v. 1, 482 p.

PINTO, F.A.; FERREIRA, P.A.; PRUSKI, F.F.; ALVES, A.R.; CECOM, P.R. Equações de chuvas intensas para algumas localidades do Estado de Minas Gerais. **Engenharia Agrícola**, Jaboticabal, v. 16, n. 1, p. 91-104, mar. 1996.

PORTO, R.M. **Escoamento em superfície livre: regime permanente**. São Carlos: UFSCar, 1987. 112 p. Apostila.

PRUSKI, F.F.; SILVA, D.D. **Escoamento superficial**. Viçosa: UFV, 1997. 33 p.

RAMOS, C.L. **Dispositivos hidráulicos**. Brasília: ABEAS, 1988. 46 p. (ABEAS. Curso de Elaboração de Projetos de Irrigação, módulo 2.1).

RAMOS, M.M. Barragens de terra para açudes e viveiros. **Informe Agropecuário**, Belo Horizonte, v. 67, n. 6, p. 3-10, jul. 1980.

SENÇO, W. **Terraplenagem**. São Paulo: USP - Grêmio Politécnico, 1980. 362 p.

SILVA, A.M. **Hidrologia**. Lavras: UFLA, [198-]. 35 p. Apostila.

SILVESTRE, P. **Hidráulica geral**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1983. 316 p.

TUBELIS, A. **Aspectos climáticos e hidrológicos**. Brasília: ABEAS, 1988. 88 p. (ABEAS. Curso de Engenharia da Irrigação, módulo 2).

TUCCI, C.E.M. Vazão máxima e hidrograma de projeto. In: \_\_\_\_\_. **Hidrologia: ciência e aplicação**. 2. ed. Porto Alegre: ABRH, 2001. v. 4, 943 p. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos).

VIEIRA, J.; TEIXEIRA, H.A. **Barragens de terra**. Lavras: ESAL, [198-]. 70 p. Apostila.

ZIEMER, A.H. **Aplicativo computacional para dimensionamento de canais e estruturas hidráulicas**. 2003. 94 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) - Universidade Federal de Lavras, Lavras.

WEI, C.Y.; LINDELL, J.E. Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators. In: MAYS, L.W. (Ed.). **Hydraulic design handbook**. New York: McGraw-Hill, 1999. cap.18, p. 18.1-18.55.