



ESTRUTURAS HIDRÁULICAS. Barragens



Manuel Rijo

(Dezembro, 2007)



UNIVERSIDADE DE ÉVORA
Departamento de Engenharia Rural
Núcleo de Hidráulica e Controlo de Canais - NuHCC



ESTRUTURAS HIDRÁULICAS. Barragens

O presente texto serve para apoio às disciplinas de *Estruturas Hidráulicas* dos Cursos de Licenciatura de Engenharia Civil, de Engenharia dos Recursos Hídricos da Universidade de Évora e das disciplinas de opção de *Estruturas Hidráulicas* dos segundos ciclos de Engenharia Agronómica, Engenharia Civil e Engenharia dos Recursos, também da Universidade de Évora..

Algumas das matérias abordadas interessam ainda, em menor ou maior extensão, às disciplinas de *Complementos de Hidráulica* (obrigatória do 2ºciclo de Engenharia dos Recursos Hídricos), *Projectos de Recursos Hídricos* (optativa do 2ºciclo de Engenharia dos Recursos Hídricos) e *Projectos* (obrigatória do 2ºciclo de Engenharia dos Recursos Hídricos) da Universidade de Évora.

O texto poderá ainda interessar a técnicos da especialidade e a outros estudiosos ou estudantes de outras instituições.

Capa: Evacuador de cheias de orifícios de jactos cruzados e descarregador do tipo labirinto da Barragem de Alfaiates

Manuel Rijo
Professor Associado com Agregação

(Dezembro, 2007)

ÍNDICE DO TEXTO

	Pág.
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Âmbito e organização do trabalho.....	1
1.2. Breve resenha histórica.....	3
1.3. Classificação das barragens.....	8
1.4. Escolha do local de implantação e do tipo de barragem.....	17
1.5. Notas sobre barragens portuguesas.....	24
1.6. Legislação portuguesa sobre barragens.....	25
2. BARRAGENS DE ATERRO.....	29
2.1. Introdução.....	29
2.2. Perfis-tipo.....	30
2.3. Protecção do coroamento e dos paramentos.....	40
2.4. Tratamento das fundações.....	43
2.5. Escolha do perfil.....	44
2.6. Estabilidade do aterro e da fundação.....	46
2.7. Ligação de barragens de terra a estruturas de betão.....	46
3. BARRAGENS DE GRAVIDADE.....	49
3.1. Considerações gerais.....	49
3.2. Forças actuantes.....	51
3.3. Estabilidade.....	58
3.4. Barragens de gravidade de betão compactado.....	64
3.5. Exemplos de aplicação.....	65
4. BARRAGENS DE CONTRAFORTES E DE ABÓBADA.....	68
4.1. Barragens de contrafortes.....	68
4.1.1. Considerações gerais.....	68
4.1.2. Perfis-tipo.....	69
4.1.3. Estabilidade.....	71
4.2. Barragens abóbada.....	72
4.2.1. Considerações Gerais.....	72
4.2.2. Classificação.....	73
4.2.3. Estabilidade.....	74

4.3. Exemplos de aplicação.....	74
5. DIMENSIONAMENTO DOS ÓRGÃOS DE SEGURANÇA E EXPLORAÇÃO DE BARRAGENS. CAUDAL DE PROJECTO.....	76
5.1. Enquadramento legal.....	76
5.2. Cheias efluentes de albufeiras.....	77
5.2.1. Amortecimento da cheia.....	77
5.2.2. Órgãos de segurança de albufeiras.....	78
5.3. Cálculo do amortecimento da cheias.....	79
5.4. Caudal de dimensionamento de obras hidráulicas.....	83
5.5. Exemplos de aplicação.....	86
6. FENÓMENOS HIDRÁULICOS ESPECIAIS ASSOCIADOS AO REGIME SUPERCRÍTICO.....	89
6.1. Introdução geral.....	89
6.2. Cavitação.....	89
6.2.1. Definição.....	89
6.2.2. Parâmetro característico.....	90
6.2.3. Cavitação provocada por irregularidades nas superfícies.....	91
6.2.4. Blocos dispersores e blocos de bacias de dissipação de energia.....	95
6.2.5. Cavitação provocada por ranhuras.....	96
6.2.6. Medidas de protecção.....	98
6.3. Regime rapidamente variado. Ondas estacionárias oblíquas.....	98
6.3.1. Introdução geral.....	98
6.3.2. Formação e equações gerais de frentes de onda positivas.....	101
6.3.3. Formação e equações gerais de frentes de onda negativas.....	104
6.3.4. Reflexão de uma frente de onda positiva.....	105
6.3.5. Interação de duas frentes de onda positivas.....	105
6.3.6. Interação de frentes de onda positivas e negativas.....	107
6.3.7. Transições e confinamento das ondas estacionárias oblíquas.....	107
6.4. Escoamentos pulsatórios.....	110
6.5. Escoamentos em curvas simples e compostas em canais.....	114
6.6. Camada limite turbulenta e emulsão de ar no escoamento.....	120
6.7. Exemplos de aplicação.....	122
7. EVACUADORES DE CHEIAS.....	136
7.1. Tipos e constituição geral.....	136

7.2. Selecção do tipo de evacuador de cheias.....	145
7.3. Estruturas descarregadoras.....	148
7.3.1. Considerações prévias.....	148
7.3.2. Soleira espessa do tipo WES.....	149
7.3.2.1. Geometria e funcionamento.....	149
7.3.2.2. Lei de vazão.....	154
7.3.2.3. Influência da profundidade a montante e da carga hidráulica.....	155
7.3.2.4. Influência da inclinação do paramento de montante.....	156
7.3.2.5. Influência do nível a jusante.....	156
7.3.2.6. Contracção provocada por pilares e encontros.....	158
7.3.2.7. Alteração da geometria do paramento de montante.....	160
7.3.2.8. Colocação de comportas.....	161
7.3.3. Descarregador de soleira delgada em labirinto.....	162
7.3.3.1. Geometria e considerações gerais.....	162
7.3.3.2. Lei de vazão.....	164
7.3.3.3. Alguns critérios de dimensionamento.....	167
7.3.4. Descarregador do tipo poço.....	168
7.3.4.1. Características geométricas.....	168
7.3.4.2. Funcionamento e leis de vazão.....	170
7.3.4.3. Funcionamento da galeria de saída.....	172
7.3.5. Descarregador lateral - canal colector.....	173
7.3.5.1. Apresentação geral.....	173
7.3.5.2. Regolfo com caudal variável ao longo do percurso. Canal colector.....	174
7.4. Exemplos de aplicação.....	180
8. DISSIPADORES DE ENERGIA.....	185
8.1. Considerações gerais.....	185
8.2. Ressalto hidráulico em canais rectangulares.....	186
8.3. Bacias de dissipação por ressalto hidráulico.....	192
8.4. Bacia de dissipação por impacto.....	196
8.5. Bacia de dissipação em concha de rolo ("roller bucket")	200
8.6. Macrorugosidades.....	204
8.7. Exemplos de aplicação.....	207
9. TOMADA DE ÁGUA E DESCARGA DE FUNDO.....	212

9.1 Introdução geral.....	212
9. 2. Tomada de água – circuito hidráulico.....	213
9.2.1. Constituição geral.....	213
9.2.2. Estruturas de controlo.....	213
9.2.3. Estruturas de jusante.....	217
9.3. Tomada de água.....	217
9.3.1. Introdução.....	217
9.3.2. Submersão.....	218
9.3.3. Grelhas.....	219
9.4. Dimensionamento da tomada de água e do circuito hidráulico associado.....	220
9.4.1. Introdução geral.....	220
9.4.2. Perda de carga na grelha.....	220
9.4.3. Perda de carga na admissão.....	222
9.4.4. Perdas de carga em transições.....	223
9.4.5. Perdas de carga em comportas e válvulas.....	223
9.5. Descarga de fundo.....	224
9.5.1. Objectivos e constituição geral.....	224
9.5.2. Comportas de fundo.....	225
9.5.2.1. Tipo de comportas.....	225
9.5.2.2. Vibrações das comportas.....	228
9.5.2.3. Caudal.....	229
9.5.3. Arejamento das descargas de fundo.....	230
BIBLIOGRAFIA.....	233
ANEXOS – Legislação.....	236
Decreto-Lei Nº11/90, de 90.01.06.....	237
Decreto-Lei Nº409/93 de 93.12.14.....	254
Portaria Nº846/93 de 93.09.10.....	287
Portaria Nº847/93 de 93.09.10.....	303
Portaria Nº246/98 de 98.04.21.....	322

SIMBOLOGIA*

Símbolo	Significado
A	Área líquida transversal
A_b	Área transversal de uma barragem
A_C	Área circunscrita por uma curva de nível
A_{co}	Área de uma comporta
A_h	Componente horizontal de uma área
A_1	Área transversal do poço vertical numa soleira de planta circular
a	Constante; altura mínima dos blocos numa bacia de dissipação USBR do tipo IX
a_z	Componente da aceleração segundo o eixo dos zz
B	Largura superficial líquida, largura de uma conduta ou de um canal rectangular
b	Constante; largura de uma ranhura
C	Coefficiente de cálculo da pressão hidrodinâmica devido à acção sísmica
C_{cc}	Coefficiente de contracção da veia líquida
C_l	Coefficiente de vazão das soleiras em labirinto
C_m	Valor máximo do coeficiente de cálculo da pressão hidrodinâmica devido à acção sísmica
C_p	Coefficiente de vazão das soleiras em poço
C_w	Coefficiente de vazão de um descarregador
C_{wi}	Coefficiente de vazão de uma soleira WES com paramento de montante inclinado
C_{wv}	Coefficiente de vazão de uma soleira WES com paramento de montante vertical
C_0	Coefficiente de vazão de uma soleira para a carga de dimensionamento
c	Celeridade de uma onda
D	Diâmetro
d	Distância entre perfis transversais; altura de uma irregularidade de uma superfície; profundidade de uma ranhura
E	Equidistância natural; energia específica do escoamento
e	Espessura máxima da base de uma barragem
F_C	Força resistente máxima ao corte
F_H	Força horizontal
F_{H1}	Componente horizontal da impulsão hidrostática no paramento de montante de uma barragem
F_{H2}	Componente horizontal da impulsão hidrostática no paramento de jusante de uma barragem

* Apresentam-se os símbolos mais frequentes, alguns com significados múltiplos, que se assinalam.

F_{H5}	Componente horizontal das forças de inércia devido à acção sísmica
F_{H6}	Componente horizontal da impulsão hidrodinâmica da acção sísmica no paramento de montante de uma barragem
F_{H7}	Componente horizontal da impulsão devida aos sedimentos no paramento de montante de uma barragem
F_{LE}	Coefficiente de equilíbrio limite
F_r	Número de Froude
F_{SF}	Coefficiente de resistência ao corte
F_{SS}	Coefficiente de escorregamento
F_V	Força vertical
F_{V1}	Componente vertical da impulsão hidrostática no paramento de montante de uma barragem
F_{V2}	Componente vertical da impulsão hidrostática no paramento de jusante de uma barragem
F_{V3}	Peso próprio
F_{V4}	Resultante das subpressões na base de uma barragem
F_{V5}	Componente vertical das forças de inércia devido à acção sísmica
F_{V6}	Componente vertical da impulsão hidrodinâmica da acção sísmica no paramento de montante de uma barragem
F_{V7}	Componente vertical da impulsão devida aos sedimentos no paramento de montante de uma barragem
F_0	Coefficiente de segurança relativamente ao derrubamento
f	Factor de redução do coeficiente de vazão de uma soleira devido à submersão
g	Aceleração da gravidade
H	Carga hidráulica
H_s	Carga hidráulica sobre a soleira delgada virtual de um descarregador em poço
H_0	Carga hidráulica de dimensionamento de uma soleira
h	Altura de água
h_{ar}	Altura do escoamento com emulsão de ar
h_{CC}	Cota piezométrica na secção contraída do escoamento
h_G	Profundidade do centro de gravidade da secção líquida transversal
h_m	Altura média do escoamento
h_s	Altura da veia líquida sobre a soleira delgada virtual de um descarregador em poço
h_{sis}	Profundidade da linha de acção da componente horizontal da impulsão devida à acção sísmica
h_0	Altura da veia líquida de dimensionamento sobre uma soleira
l	Declive longitudinal do rasto de um canal

i	Instante de cálculo
J	Perda de carga unitária
\bar{J}_1	Perda de carga média desde o início de um canal à secção de cálculo corrente
j	Contador
K	Porosidade de um maciço de sedimentos
K_a	Coefficiente de perda de carga na passagem de um reservatório para uma conduta
K_{al}	Coefficiente de perda de carga num alargamento de conduta
K_{es}	Coefficiente de perda de carga num estreitamento de conduta
K_d	Coefficiente de risco de colmatação de uma grelha
K_f	Coefficiente de forma das barras de uma grelha
K_g	Coefficiente de perda de carga localizada devido a uma grelha
K_H	Permeabilidade segundo a horizontal
K_V	Permeabilidade segundo a vertical
k	Coefficiente de subpressão
k_e	Coefficiente de contracção do escoamento sobre uma soleira devido aos encontros
k_p	Coefficiente de contracção do escoamento sobre uma soleira devido aos pilares
K_s	Coefficiente de Gauckler-Manning-Strickler
k_θ	Factor de correcção do coefficiente de vazão de uma soleira em labirinto devido à convergência das paredes laterais
k_1	Coefficiente a usar na determinação do parâmetro crítico de cavitação; expoente do raio hidráulico
k_2	Coefficiente a usar na determinação do parâmetro crítico de cavitação
k_3	Coefficiente a usar na determinação do parâmetro crítico de cavitação
L	Comprimento (descarregador, barragem, transição de canal)
L'	Comprimento útil de um descarregador
L_b	Comprimento do ressalto hidráulico ou de uma bacia de dissipação
L_t	Comprimento de uma curva de transição num canal
l	Comprimento total de um módulo de uma soleira em labirinto
M	Impulsão total
M	Momento estático
M_{FH6}	Momento derrubador devido à acção sísmica
\bar{M}	Número de Montuori
m	Constante
n	Número de unidades; constante
P	Pressão absoluta; perímetro molhado; altura de um descarregador

P_v	Tensão de vapor da água
p	Pressão; relação entre a área obstruída numa grelha e a sua área total
p_{at}	Pressão atmosférica
p_{sis}	Pressão hidrodinâmica devido à acção sísmica
p_1	Relação entre a área obstruída de uma grelha e a sua área total
Q	Caudal
Q_A	Caudal afluente
Q_a	Caudal de ar
Q_{av}	Caudal de ar que entra por uma conduta de arejamento
Q_{a0}	Caudal de ar que entra pela saída de uma galeria
Q_E	Caudal efluente
Q_f	Caudal numa soleira frontal ao escoamento
Q_l	Caudal numa soleira em labirinto
Q_p	Caudal de ponta de cheia
Q_0	Caudal de dimensionamento
Q_{100}	Caudal com período de retorno de 100 anos
q	Caudal unitário (por unidade de largura)
R	Força resultante; raio
R_C	Raio da curvatura central numa curva composta de um canal
R_e	Número de Reynolds
R_s	Raio da soleira delgada virtual de um descarregador em poço
R_t	Raio de uma curva de transição numa curva composta de um canal
R_2	Raio de curvatura
R_3	Raio de curvatura
r	Risco; raio de curvatura das linhas de corrente; raio de uma bacia de dissipação do tipo concha de rolo
r_1	Raio de arredondamento de um encontro
r_2	Raio da soleira em poço
r_3	Raio do cotovelo de um evacuador em poço
S	Área da superfície líquida
T	Período de retorno
T_w	Cota da superfície livre no rio a jusante de um dissipador de energia
t	Tempo
$t_0 - t_4$	Instantes
U	Velocidade média do escoamento
U_p	Velocidade absoluta de propagação de uma onda

u	Velocidade de uma partícula no seio de um escoamento
V	Volume
\bar{V}	Número de Vedernikov
v	Percentagem de ar no seio do escoamento
W	Largura de um bacia de dissipação de impacto
w	Largura frontal de um módulo de uma soleira em labirinto; abertura de uma comporta
x	Espaço; distância; variável independente; coordenada
y	Coordenada
y_{sl}, y_{sr}	Coordenadas segundo o eixo dos yy
y_1	Distância da linha de acção da resultante da subpressão numa barragem relativamente à extremidade de montante
Z	Altura de uma barragem; cota da superfície livre
z	Cota geométrica; coordenada
z_b, z_r	Coordenadas segundo o eixo dos zz
z_3	Altura de sedimentos
α	Coefficiente de Coriolis
α'	Coefficiente de Boussinesq
α_1	Ângulo da parede lateral de um módulo de uma soleira em labirinto com a direcção do escoamento
β	Ângulo de inclinação com a horizontal; ângulo de uma frente de onda com a direcção inicial do escoamento
γ	Peso específico da água
γ_b	Peso específico do betão
γ_s	Peso específico dos sedimentos secos
γ'_s	Peso específico dos sedimentos submersos
Δ	Varição
ΔH	Perda de carga
ΔH_a	Perda de carga na passagem de um reservatório para uma conduta
ΔH_{al}	Perda de carga num alargamento de conduta
ΔH_{es}	Perda de carga num estreitamento de conduta
ΔH_C	Perda de carga numa comporta
ΔH_g	Perda de carga numa grelha
ΔH_j	Perda de energia a jusante
ΔH_m	Perda de energia a montante

ΔH_r	Perda de energia num ressalto hidráulico
Δh	Distância vertical entre a crista da soleira WES e a correspondente soleira delgada virtual; variação da altura de água
ΔQ	Variação de caudal
Δt	Intervalo de tempo
ΔV	Variação de volume
Δx	Espaço; comprimento
ΔZ	Variação da cota da superfície livre
Δz	Variação da cota geométrica
δ	Espessura nominal da camada limite
ε	Rugosidade absoluta
ζ	Coefficiente adimensional inferior à unidade
η	Factor de redução de uma área
θ	Ângulo de convergência das paredes de um canal
θ_1	Ângulo de incidência do escoamento numa grelha no plano horizontal
λ_H	Coefficiente de aceleração sísmica horizontal
λ_V	Coefficiente de aceleração sísmica vertical
μ	Ângulo de inclinação da linha de energia
π	Ângulo de inclinação transversal do rasto de um canal
ρ	Massa específica da água
σ	Parâmetro de cavitação; tensão de corte efectiva
σ_c	Tensão de rotura ao corte
σ_{cr}	Parâmetro crítico de cavitação
σ_d	Tensão de corte disponível
σ_n	Tensão de corte segundo a normal ao plano de escorregamento
ν	Viscosidade cinemática
Φ	Ângulo de atrito interno
φ	Factor de forma de um canal
χ	Distância ao início do desenvolvimento da camada limite
ψ	Ângulo de atrito betão-fundação
ω	Ângulo de desvio de uma parede de canal
ω_c	Ângulo ao centro na curva central de uma curva composta de um canal
ω_t	Ângulo ao centro numa curva de transição de uma curva composta de um canal

ω_0 Ângulo ao centro de uma curva de um canal

Índice	Significado
<i>C</i>	Central ou ao centro
<i>c</i>	Regime crítico
<i>H</i>	Componente horizontal
<i>max</i>	Valor máximo
<i>min</i>	Valor mínimo
<i>u</i>	Regime uniforme
<i>V</i>	Componente vertical
<i>1</i>	Secção transversal de montante
<i>2</i>	Secção transversal de montante

1. INTRODUÇÃO

1.1. Âmbito e organização do trabalho

Há muita bibliografia internacional sobre estruturas hidráulicas e, em particular, sobre as associadas a barragens. A nível nacional, a bibliografia existente é pouca, abordando, quase sempre, problemas específicos.

A nível internacional é difícil e a nível nacional é impossível dispor de um ou dois manuais que contenham todo o programa geralmente ministrado numa disciplina de estruturas hidráulicas em cursos de engenharia. Por isso, o objectivo principal do presente trabalho é apoiar os ensinamentos de 1º e 2º ciclo ministrados na Universidade de Évora na área das estruturas hidráulicas. Com esse objectivo em vista, termina-se geralmente cada capítulo com um conjunto de exercícios práticos resolvidos, dando ao trabalho um carácter de manual universitário, que se espera renovar e aperfeiçoar de forma continuada. Esta será só a sua primeira versão. Em versões posteriores, dever-se-á fazer um capítulo específico sobre albufeiras e reservatórios.

No presente capítulo, faz-se uma resenha histórica sobre barragens e a sua classificação, apresentam-se os critérios gerais a usar na escolha dos locais para implantação de barragens e o tipo de barragens a construir em função das características desses locais e dos materiais disponíveis. Por último, apresenta-se uma pequena nota sobre barragens portuguesas e um resumo geral da legislação nacional aplicável.

Segue-se uma parte sobre os tipos usuais de barragens: de aterro e de betão – gravidade, contrafortes e abóbada. Esta parte compreende os capítulos 2, 3 e 4.

No capítulo 2, apresentam-se as características gerais das barragens de aterro, os seus perfis-tipo, os mecanismos de protecção do coroamento e dos paramentos e as diferentes soluções de controlo da percolação através das barragens e das respectivas fundações.

No capítulo 3, apresentam-se as barragens de betão do tipo gravidade. Definem-se as forças actuantes, avaliam-se as tensões e os deslocamentos provocados por essas forças e apresentam-se as vias a usar na verificação da estabilidade em relação ao derrubamento e ao escorregamento. O capítulo termina com alguns exemplos práticos resolvidos sobre estabilidade destas barragens.

No capítulo 4, apresentam-se as barragens de contrafortes, os seus perfis-tipo e os mecanismos de análise da sua estabilidade. O capítulo apresenta também as barragens de betão do tipo abóbada e a sua classificação, terminando com um pequeno exemplo prático resolvido sobre a estabilidade de uma barragem de contrafortes.

O objectivo principal do capítulo 5 é a definição do caudal de projecto a usar no dimensionamento dos órgãos de segurança e de exploração de barragens. Apresenta-se o enquadramento legal nacional a ter em conta na sua definição, o cálculo do amortecimento em albufeiras, define-se o hidrograma efluyente e apresenta-se a via de cálculo do caudal de dimensionamento de obras hidráulicas tendo em conta o período de retorno a usar. O capítulo termina com alguns exemplos práticos resolvidos sobre hidrogramas efluentes de albufeiras e caudais de dimensionamento de sistemas evacuadores.

No capítulo 6, estudam-se alguns fenómenos hidráulicos especiais associados aos regimes supercríticos e, conseqüentemente, às estruturas hidráulicas – a cavitação, os riscos de erosão correspondentes para diferentes irregularidades da fronteira sólida e as respectivas medidas de protecção; a formação de ondas estacionárias oblíquas, a dedução das correspondentes equações gerais e o seu confinamento em transições; a verificação do risco de ocorrência de escoamentos pulsatórios em quedas inclinadas de canal ou em canais evacuadores; as características dos escoamentos em curvas de canal; a emulsão de ar no seio do escoamento e as suas conseqüências. O capítulo termina com alguns exemplos práticos resolvidos sobre os diferentes temas abordados.

O capítulo 7 é referente aos evacuadores de cheias de barragens. Começa-se por definir os diferentes tipos de evacuadores, apresentando-se os critérios a usar na sua escolha. Em seguida, faz-se uma análise aprofundada sobre os mais importantes, incluindo as suas leis de vazão e os respectivos critérios de dimensionamento. Esta apresentação particular é realizada para a soleira espessa do tipo WES, a soleira delgada em labirinto, o descarregador do tipo poço e o descarregador lateral - canal colector. O capítulo termina com alguns exemplos práticos.

O capítulo 8 trata dos dissipadores de energia usuais em barragens. Depois de uma revisão sobre ressaltos hidráulicos em canais rectangulares, faz-se a apresentação geral das bacias de dissipação por ressalto hidráulico, bacias normalizadas USBR tipos II, III e IV, e dos respectivos critérios de dimensionamento. Em seguida, também se apresentam, conjuntamente com os respectivos critérios de cálculo, as bacias de dissipação por impacto e em concha de rolo e ainda um dissipador especialmente indicado para quedas em canal constituído por macrorugosidades. O capítulo termina com alguns exemplos práticos.

No capítulo 9, faz-se um estudo sobre tomadas de água em albufeiras e descargas de fundo. Começa-se por definir a constituição das tomadas de água e dos circuitos hidráulicos associados. Em seguida, definem-se os tipos de tomadas, a submersão mínima a que deverão ficar sujeitas para prevenir os riscos de arrastamento de ar para o circuito hidráulico, assinalando-se ainda os dispositivos a usar para minimizar esses riscos. Por último, aborda-se o dimensionamento das tomadas de água e do circuito hidráulico associado, dando-se uma atenção particular ao cálculo das perdas de carga localizadas nas grelhas e na admissão. Sobre as descargas de fundo, apresentam-se os seus objectivos e constituição geral, o tipo de comportas de fundo a usar nas diferentes situações, os riscos de vibração associados e o cálculo do caudal para os diferentes tipos de escoamento da galeria de saída, assinalando-se ainda os mecanismos de arejamento.

Por último e em Anexo, apresentam-se os textos completos da legislação portuguesa referente a barragens: Decreto-Lei nº11/90 (DR 5/90 SÉRIE I de 1990-01-06) - *Regulamento de Segurança de Barragens*; Decreto-Lei nº409/93 (DR 290/93 SÉRIE I-A de 1993-12-14) - *Regulamento de Pequenas Barragens*; Portaria nº846/93 (DR 213/93 SÉRIE I-B de 1993-09-10) - *Normas de Projecto de Barragens*; Portaria nº847/93 (DR 213/93 SÉRIE I-B de 1993-09-10) - *Normas de Observação e Inspecção de Barragens*; Portaria nº246/98 (DR 93/98 SÉRIE I-B de 1998-04-21) - *Normas de Construção de Barragens*.

1.2. Breve resenha histórica

A construção de barragens é uma das actividades mais antigas da engenharia. Todas as grandes civilizações ficaram associadas à construção de reservatórios e/ou barragens, usados, sobretudo, no abastecimento doméstico e na agricultura de regadio.

As barragens têm servido, há mais de 5000 anos, para armazenar água em tempo de disponibilidade, fornecendo-a quando é insuficiente nos cursos de água, contribuindo para mitigar os efeitos nefastos das secas e das cheias. Diversos autores assinalam que a primeira estrutura construída pelo homem com o fim de reter água terá tido lugar 4000 anos A.C. As civilizações antigas da Mesopotâmia e do Egito tiveram o seu apogeu entre 4000 anos A.C. e 1000 anos A.C., havendo registos destas estruturas hidráulicas construídas por estas civilizações. É conhecida uma barragem de enrocamento e com cortina de argila a montante construída pelos Egípcios perto de Memphis, possuindo um comprimento (L) de 450 m e uma altura (Z) de 15 m .

Os Árabes, na Península Ibérica, construíram centenas de barragens para rega, hoje em dia, completamente assoreadas.

Também os romanos deixaram numerosas barragens na Península Ibérica. Saliaram-se notavelmente pela realização de muitos aproveitamentos hidráulicos, particularmente a Sul do Tejo, como barragens de albufeira, açudes, poços, tanques, cisternas, aquedutos e canais. Estes empreendimentos, cuja tecnologia, segundo parece, os Romanos teriam em parte aprendido com os Gregos, tinham em vista a rega e/ou o abastecimento de água às vilas e cidades.

Quintela *et al* (1986) identificou ruínas de diversos aproveitamentos hidráulicos romanos a Sul do Tejo: vinte barragens de albufeira, um açude, quatro poços, dois tanques, cinco cisternas, cinco canais subterrâneos, quatro canais ou caleiras, dois canais de abastecimento e quatro aquedutos. As maiores barragens romanas inventariadas no País são Monte Novo ($Z=5,7 m$; $L=52 m$), Almarjão ($Z=5,2 m$; $L=55 m$), Muro ($Z=4,6 m$; $L=50 m$) e Pisões ($Z=3,0 m$; $L=130 m$).

Quando os ingleses ocuparam a Índia (séc XVII), encontraram, só no estado de Madrastra, milhares de pequenas barragens, todas elas destinadas à rega. Uma delas, em Ponniary, inundava 20000 ha . Quando os Portugueses chegaram à ilha de Ceilão (séc XVI), encontraram mais de 700 barragens.

Mais de metade das cerca de 45000 grandes barragens hoje inventariadas foi construída, porém, nos últimos 50 anos, por via do forte crescimento da procura de água (ICOLD, 1997). Foi também sobretudo nos últimos 50 anos que os avanços da tecnologia tornaram possível a construção de barragens de grandes dimensões.

Mas os últimos 50 anos também deixaram claro o desempenho e os impactos sociais e ambientais das grandes barragens. Estas fragmentaram e transformaram os rios do mundo, enquanto estimativas globais sugerem que entre 40 a 80 milhões de pessoas foram deslocadas devido à sua construção. À medida que, em muitos países, os processos de tomada de decisão se foram tornando mais abertos, participativos e transparentes, a opção de construir grandes barragens foi sendo cada vez mais contestada, chegando ao ponto de colocar-se em questão a construção de novas barragens em muitos países.

Os enormes investimentos envolvidos e os impactos gerados pelas grandes barragens têm provocado discussões e conflitos diversos – tanto sobre as já existentes como das que estão em fase de projecto - tornando-se, actualmente, uma das questões mais controversas na área do desenvolvimento sustentável. Os partidários das barragens apontam para as necessidades de desenvolvimento social e económico que se visa satisfazer, como a rega, a produção de electricidade, o controlo de cheias e o abastecimento de água potável. Os oponentes realçam os impactos adversos das albufeiras, como o aumento do endividamento público, o enorme consumo de recursos financeiros, o deslocamento e o empobrecimento de populações, a destruição de ecossistemas e recursos pesqueiros e a divisão desigual dos custos e dos benefícios. Contudo, parece pacífico que:

- as barragens prestaram uma importante e significativa contribuição para o desenvolvimento humano e os benefícios delas derivados foram consideráveis;
- num grande número de casos, foi pago um preço inaceitável e muitas vezes desnecessário para assegurar esses benefícios, especialmente em termos sociais e ambientais, pelas pessoas deslocadas, pelas comunidades a jusante, pelos contribuintes e pelo ambiente natural;
- a falta de equidade na distribuição dos benefícios colocou em questão a capacidade de resposta de diversas barragens às necessidades de aproveitamento dos recursos hídricos e energéticos quando confrontados com outras alternativas;
- ao incluir-se no debate todos aqueles cujos direitos estão envolvidos e que arcam com os riscos associados às diferentes opções de desenvolvimento dos projectos de recursos hídricos e energéticos, foram criadas as condições para uma resolução positiva de interesses concorrentes e conflituosos;
- soluções negociadas aumentarão sensivelmente a eficiência no desenvolvimento de projectos de aproveitamentos hidráulicos e energéticos ao eliminarem projectos menos favoráveis numa fase inicial do processo, oferecendo como opções apenas aqueles que as principais partes envolvidas concordem serem os melhores para atender às necessidades em questão.

A capacidade total de armazenamento em albufeiras era, em 1998 (Lecornu, 1998), de 6000 km^3 (os recursos mundiais de água doce em lagos naturais e artificiais e rios está estimada em cerca de 126500 km^3), mostrando bem a contribuição significativa das barragens na gestão dos recursos mundiais em água, que são limitados, mal distribuídos no espaço e sujeitos a grandes flutuações sazonais e anuais.

Ao longo do último século, grande parte do mundo recorreu às barragens para atender à crescente procura de água. De facto, entre as décadas de 30 e 70 do século passado, a construção de grandes barragens tornou-se, na opinião de muitos, sinónimo de desenvolvimento e progresso económico. Vistas como símbolos de modernização e da capacidade de a humanidade controlar e utilizar recursos naturais, houve um aumento dramático na construção de barragens. Essa tendência atingiu o auge nos anos 70, quando, em média, duas a três grandes barragens eram iniciadas todos os dias.

Os cinco países que mais construíram barragens são responsáveis por mais de três quartos de todas as grandes barragens no mundo (Quadro 1.1), estando cerca de dois terços das grandes barragens localizadas em países em desenvolvimento. A energia hidroelétrica é responsável por mais de 90% da produção total de electricidade em 24 países, entre eles o Brasil e a Noruega. Metade das grandes barragens do mundo foi construída exclusivamente para rega e estima-se que contribuíram com 12 a 16% para a produção mundial de alimentos. Além disso, em pelo menos 75 países, foram construídas grandes barragens para controlar inundações e, em muitas nações, as barragens continuam sendo os maiores projectos em termos de investimento.

Conforme já assinalado, no último século, assistiu-se a um incremento acentuado na construção de grandes barragens. Em 1949, estavam apenas construídas cerca de 5000 grandes barragens, três quartos das quais nos países industrializados. Contudo, no final do século XX, estavam construídas cerca de 45000, dispersas por 140 países. O grande crescimento económico que ocorreu no período após a 2ª Grande Guerra determinou um crescimento exponencial do número de grandes barragens construídas. Esse crescimento continuou nos anos 60, 70 e 80 (Quadro 1.2 e Figura 1.1).

A China, só por si, construiu cerca de 22000 grandes barragens, cerca de metade do total, quando tinha apenas 22 no ano de 1949 (Quadro 1.3). Nos cinco países com mais grandes barragens* incluem-se os EUA, com cerca de 6390, a Índia, com cerca de 4000, e a Espanha e o Japão, com cerca de 1000 e 1200, respectivamente.

Quadro 1.1. Número de grandes barragens no mundo (WCD, 2000).

Número de grandes barragens no mundo, por país	
China	46%
Estados Unidos da América	14%
Índia	9%
Japão	6%
Espanha	3%
Outros:	
Outros	16%
Canadá	2%
Coreia do Sul	2%
Turquia	1%
Brasil	1%
França	1%

* É importante manter a designação “grande barragem” para respeitar as categorias normalizadas de grandes barragens e de pequenas barragens, a definir.

Quadro 1.2. Construção de grandes barragens no mundo (WCD, 2000).

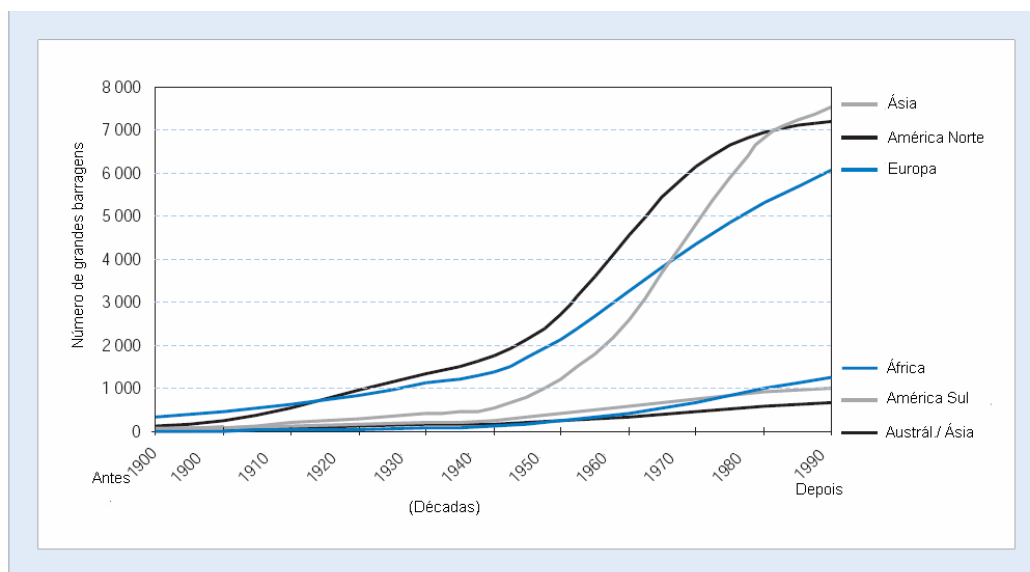
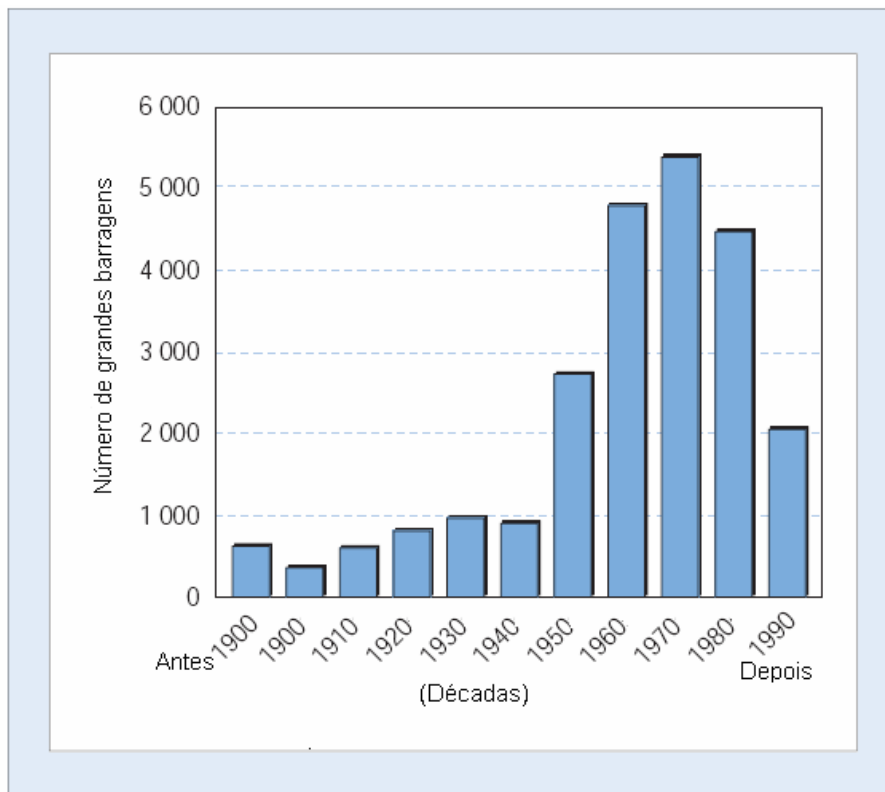
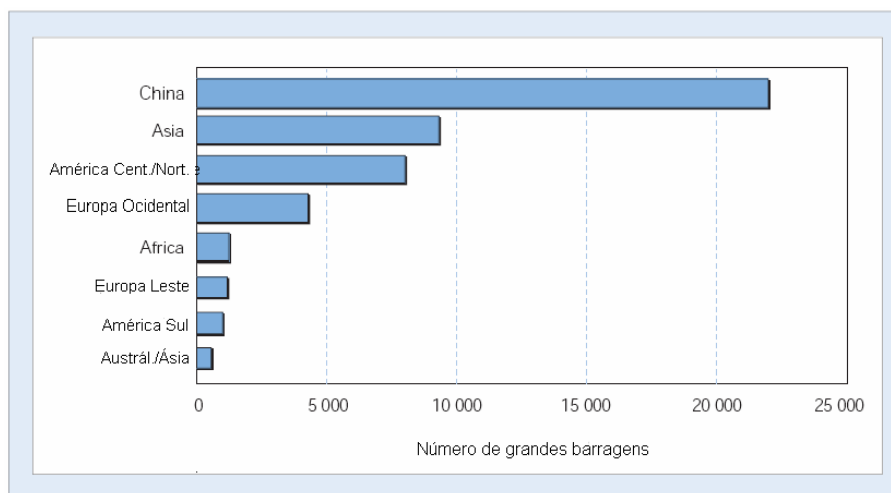


Figura 1.1. Distribuição regional das grandes barragens, ao longo do tempo (WCD, 2000).

A maior barragem do mundo é a barragem das Três Gargantas (Three Gorges) no Rio Yang-Tse, o maior rio da China. Tem uma altura de 185 m e uma capacidade de armazenamento de $39,3 \times 10^{12} m^3$ (Quadro 1.4). A sua estrutura ficou terminada em 2006, só entrando em pleno funcionamento em 2009, faltando instalar alguns equipamentos, nomeadamente alguns grupos geradores. É uma barragem com fins múltiplos – controlo de cheias, produção eléctrica e melhoria da navegabilidade. O

Quadro 1.4 apresenta, por ordem decrescente, as seis maiores barragens do mundo em termos de capacidade de armazenamento.

Quadro 1.3. Distribuição regional das grandes barragens, no final do séc. XX (WCD, 2000).



Quadro 1.4. As maiores barragens do mundo em capacidade de armazenamento.

Barragem	País	Capacidade armazenamento ($10^9 m^3$)
Three Gorges	China	39300
Owen Falls	Uganda	204,8
Bratsk	URSS	169,3
Kariba	Zimbabwe	160,4
Sadd-el-ali	Egipto	157,0
Akosombo	Guiana	148,0

A maior barragem do País, em termos de capacidade de armazenamento, é a Barragem do Alqueva, com uma capacidade total de $4,15 \times 10^9 m^3$. Seguem-se as barragens de Castelo de Bode, com $1,095 \times 10^9 m^3$ (a 2ª barragem mais alta, com 115 m acima da fundação) e Cabril, com $0,72 \times 10^9 m^3$ (a barragem mais alta, com 132 m acima da fundação).

O Regulamento de Pequenas Barragens (DL nº409/93 de 14 de Dezembro) define como pequenas as barragens com altura igual ou inferior a 15 m, medida desde a parte mais baixa da superfície geral de fundações até ao coroamento, e capacidade de armazenamento menor que $100000 m^3$. Esta definição está de acordo com o anterior Regulamento de Segurança de Barragens (DL nº11/90 de 6 de Janeiro) que define como grandes, as barragens com alturas acima de 15 m ou com capacidades superiores a $100000 m^3$, quando a altura estiver abaixo dos 15 m.

A Comissão Internacional de Grandes Barragens (ICOLD – *International Commission on Large Dams*) define como grandes as barragens com alturas acima dos 15 m, contadas desde o ponto mais baixo da fundação até ao coroamento, e as com alturas entre 10–15 m mas que verifiquem um dos seguintes critérios: volume de água armazenado acima dos $10^6 m^3$; caudal máximo de evacuação acima dos $2000 m^3 s^{-1}$; desenvolvimento do coroamento superior a 150 m; existência de problemas especiais de fundação; projecto não convencional.

A regulamentação nacional acaba por ser mais exigente, já que, associadas a cada uma das definições, estão obrigações diferentes ao nível do projecto, construção, primeiro enchimento, exploração e abandono das barragens.

1.3. Classificação das barragens

As barragens são estruturas únicas. Independentemente da sua dimensão e do seu tipo, são caracterizadas por uma grande complexidade na resposta às solicitações a que estão sujeitas e na sua interacção com a hidrologia e geologia locais. Posto isso e tendo em conta a incerteza habitualmente associada aos dados usados, pode dizer-se que o projecto de barragens não pode ser considerado uma ciência exacta, contendo muito de arte ou de conhecimento empírico.

As barragens podem ser classificadas em várias categorias que dependem, sobretudo, do objectivo em vista com a classificação. No presente texto, vão classificar-se as barragens de acordo com a sua utilização, o seu projecto hidráulico, os materiais usados na sua construção e a sua resposta aos esforços.

Quanto ao uso – O principal objectivo de uma barragem é a retenção e armazenamento, em boas condições de segurança, de um determinado volume de água no reservatório ou albufeira que lhe está associado(a).

Tendo em conta a utilização principal da capacidade útil que lhe está associada, as barragens podem ser classificadas em barragens de armazenamento, de derivação e de detenção.

i) *Barragens de armazenamento* - São construídas para armazenar os volumes de água necessários às diversas utilizações nos períodos de forte precipitação/escoamento, para fazer face aos períodos de carência hídrica. Estes períodos podem ser sazonais, anuais ou até plurianuais. Nas nossas latitudes e regra geral, as pequenas barragens armazenam os volumes de água necessários no Inverno para fazer face à carência hídrica do período estival.

As barragens de armazenamento podem ainda ser classificadas tendo em conta a sua utilização principal como de, abastecimento humano e/ou animal, abastecimento industrial, rega, recreio, produção de energia eléctrica, navegação, recuperação de terras inundadas, protecção da vida selvagem, etc.

ii) *Barragens de derivação* - São construídas, sobretudo, para garantir carga hidráulica suficiente à derivação de caudais através de canal ou de outra estrutura de transporte. Os caudais derivados podem ter utilizações múltiplas, sendo, talvez, a situação mais frequente a da barragem instalada numa linha de água para permitir a alimentação de um canal de rega a meia encosta, de forma a dominar por gravidade a área que se pretende regar que, por norma, está no vale. Este é o caso da Barragem do Furadouro (Figura 1.2), que tem como objectivo a derivação de parte (muitas vezes a totalidade) do caudal da Ribeira da Raia para o Canal do Furadouro, um canal de rega, que tem a sua admissão no corpo da barragem.



Figura 1.2. Barragem de gravidade do Furadouro, do tipo barragem descarregadora (açude) e de derivação (CNPGB).

iii) *Barragens de retenção* - As barragens de retenção (ou retenção) visam o controlo e encaixe das cheias, retardando e minimizando o seu efeito para jusante, tirando-se partido do efeito regulador da albufeira. O tipo mais frequente é o da barragem que serve para armazenamento temporário da água que será posteriormente descarregada para jusante através dos órgãos de descarga próprios. Estas descargas controladas não deverão ultrapassar a capacidade de transporte do canal a jusante (natural ou artificial). A exploração da albufeira deve ser realizada de modo a garantir uma capacidade sempre disponível para encaixe das cheias.

Quanto ao projecto hidráulico – Quanto ao projecto hidráulico, as barragens podem ser classificadas em barragens descarregadoras e barragens não descarregadoras (USB, 1987).

i) *Barragens descarregadoras* - O descarregador está instalado sobre a barragem, ocupando (caso do açude, Figura 1.2) ou não, todo o seu comprimento. Estas barragens são obrigatoriamente construídas em betão, podendo a descarga fazer-se livremente ou ser controlada por comportas.

ii) *Barragens não descarregadoras* - Estas barragens são projectadas para não serem galgadas. Esta restrição permite o uso de outros materiais na sua construção, para além do betão, podendo ser de terra e/ou de enrocamento.

Quanto aos materiais usados na construção – As barragens podem ser construídas com diversos materiais, função da disponibilidade local e da adequação ao tipo de obra a realizar. A respectiva escolha será sempre de natureza técnico-económica. Quanto aos materiais usados na sua construção, as barragens podem classificar-se em barragens de aterro e em barragens rígidas.

i) *Barragens de aterro* - As barragens de aterro constituem o tipo mais comum de barragens. São construídas exclusivamente com materiais naturais escavados ou obtidos em locais de empréstimo

próximos, tirando-se partido das suas características próprias, nomeadamente peso e impermeabilidade. Estes materiais são colocados e compactados sem a ajuda de ligante ou de matérias aglutinantes. Por essa razão, a construção pode ser altamente mecanizada.

As barragens de aterro requerem condições geológicas e geotécnicas de fundação menos exigentes, sendo, por isso, possível construí-las em locais não propícios à construção de outros tipos de barragens.

Estas barragens podem ainda ser divididas em dois subtipos diferentes: barragens de terra e barragens de enrocamento, consoante a percentagem usada de terra ou de pedras na sua construção. No segundo subtipo, poder-se-ão também incluir as barragens de gabiões.

- *Barragens de terra* – Denomina-se por barragem de terra, a barragem de aterro em que mais de 50% do material usado na sua construção é terra compactada - argila e limos ($\varnothing < 0,1 \text{ mm}$) e areia ($\varnothing < 2 \text{ mm}$). A barragem de terra é o tipo mais comum, principalmente porque a sua construção é possível com recurso exclusivo a materiais locais sem praticamente nenhum processamento prévio, o que é bastante interessante do ponto de vista económico.

- *Barragens de enrocamento* – É a barragem de aterro em que mais de 50% do material usado na sua construção é material grosseiro - pedra e/ou gravilha ($\varnothing 2-600 \text{ mm}$). As barragens de enrocamento usam pedras não aparelhadas de todos os tamanhos colocadas em camadas e compactadas (permeabilidade global significativa) para garantir a estabilidade e obrigatoriamente uma membrana impermeável para garantir estanquicidade. Esta membrana pode ser colocada superficialmente no paramento de montante, podendo ser de asfalto, betão, mista ou de outro material impermeável. A membrana impermeável pode ainda ser colocada no interior da barragem, sendo, neste caso, habitualmente de argila ou de asfalto.

As barragens de aterro apresentam várias vantagens relativas, nomeadamente:

- adaptam-se relativamente bem tanto a vales largos como a desfiladeiros apertados;
- adaptam-se relativamente bem às diferentes condições das fundações;
- o uso de materiais naturais minimiza a necessidade de importar ou transportar enormes quantidades de material processado ou de cimento até ao local de construção;
- o processo construtivo pode ser altamente mecanizado;
- quando construídas adequadamente, as barragens de aterro suportam mais facilmente os assentamentos e deformações que as barragens rígidas;
- no caso da construção por fases, é, em geral, mais adequada uma barragem de aterro, pois não existe o problema da ligação entre as obras das diferentes fases.

As barragens de aterro apresentam poucas desvantagens relativas. A principal restrição é que não podem, em circunstância alguma, sofrer galgamento. Por outro lado, obrigam, quase sempre, à instalação do sistema evacuador de cheias fora do corpo da barragem, o que pode constituir uma restrição à sua construção. As barragens de aterro põem, regra geral, maiores

condicionamentos durante a construção, pois não permitem a passagem do caudal no rio por aberturas no corpo da barragem. Além disso, exigem obras de desvio provisório dimensionadas para caudais com maiores períodos de retorno do que as barragens de betão, pois os prejuízos na parte já construída são muito mais elevados em caso de insuficiência das obras de desvio provisório. A ensecadeira de montante destas obras é frequentemente incorporada na barragem.

ii) *barragens rígidas* - Dentro deste grupo, incluem-se as barragens de alvenaria e de betão. A designação do grupo aparece por oposição às barragens de aterro. Ao contrário das barragens de aterro, a ligar os materiais inertes que se podem usar – pedras naturais de diversas dimensões e formas (pedra arredondada, grossa, britas e areias) – existe agora um material aglutinante ou ligante, que pode ser uma argamassa (de cal ou cimento), o barro ou até o asfalto ou um betume.

Este tipo de barragens é muito menos frequente que o de barragens de aterro. As técnicas de construção, habitualmente mais dispendiosas, só são possíveis após garantidas algumas condições e satisfeitas algumas restrições. Exigem fundações particularmente estáveis, geralmente de rocha sã, pois não se acomodam bem às deformações e aos assentamentos, sendo caracterizadas por uma baixa capacidade de deformação. Por norma, são soluções a adoptar quando não é possível, de forma económica, recorrer a barragens de aterro.

- *Barragens de alvenaria* – Tal como acontece com as barragens de aterro, também as barragens de alvenaria são barragens de gravidade, resistindo aos esforços através do seu peso próprio. Construídas sobretudo em alvenaria de pedra ou de tijolo, foram relativamente frequentes até à segunda metade do século XIX. O betão começou a substituir estas barragens nessa altura, por ser mais económico e por, mais facilmente, se adaptar aos diferentes perfis pretendidos. As barragens de alvenaria são geralmente construídas com pedra aparelhada nos paramentos e a granel no seu interior. Na realidade, pode considerar-se que as barragens de betão são as sucessoras naturais das barragens de alvenaria. Quer nas barragens de alvenaria, quer nas de betão, a coesão entre as “partículas” é conseguida à custa de um ligante hidráulico.

A título de exemplo, apresenta-se a Barragem da Lagoa Comprida, situada na Serra da Estrela (Figura 1.3).

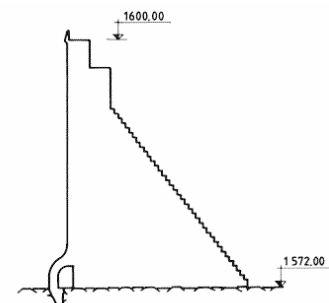


Figura 1.3. Barragem de alvenaria da Lagoa Comprida (CNPGB).

As barragens de Burgães (Vale de Camba), Vale de Rossim (Gouveia), Penide e Penedo Redondo (Castelo Branco) constituem outros exemplos de barragens de alvenaria. Com o

desenvolvimento da tecnologia do betão, este tipo de barragem foi abandonado, devido ao seu moroso e dispendioso processo de construção.

- *Barragens de betão* – Conforme assinalado, as barragens de betão praticamente substituíram as barragens de alvenaria. A principal razão é que o betão se adapta bastante bem às formas mais variadas, dada a sua facilidade de moldagem. O seu elevado peso específico contribui também substancialmente para a resistência aos esforços. A fácil associação com as armaduras (varões de ferro ou aço), dada a boa aderência entre os dois materiais, permite que o betão armado, resultante dessa associação, apresente boa resistência à tracção e à compressão e, conseqüentemente, à flexão.

O betão armado veio permitir projectar barragens de perfis variados e que resistem aos esforços de modo também diferente. As barragens de betão podem ser obras de gravidade (gravidade maciça ou aligeirada), obras em arco (também designadas por barragens abóbada) e de contrafortes.

A barragem de gravidade em betão, tal como as de aterro ou de alvenaria, depende exclusivamente do seu peso para garantir a estabilidade necessária, isto é, para se opor à impulsão hidrostática, à impulsão devida aos sedimentos, às subpressões e aos outros esforços. O perfil transversal típico apresenta secção trapezoidal. A fim de melhorar a aderência entre o betão e a fundação e a resistência ao deslizamento, recorre-se, muitas vezes, à respectiva amarração através de betão armado. É indicada para locais com boas fundações em rocha, se bem que as barragens de pequena altura possam aceitar fundações de natureza aluvionar se se recorrer à instalação de adequadas barreiras impermeáveis tipo "cutoff". Permite facilmente a instalação de descarregadores sobre ela própria, sendo, por isso, bastante usada como estrutura descarregadora nas barragens de aterro ou nas barragens de derivação.

Do ponto de vista estrutural, a barragem de contrafortes é constituída por um corpo de betão relativamente delgado e com paramento de montante plano, suportado a distâncias regulares por contrafortes colocados na parte de jusante. Este perfil permite economias substanciais de betão relativamente à barragem de gravidade. Contudo, essa economia relativa é, pelo menos parcialmente, anulada pela necessidade de recorrer a contrafortes de betão armado. Tendo sido barragens com algum sucesso há alguns anos, quando o custo relativo da mão-de-obra face aos custos dos materiais era relativamente baixo, não é, hoje em dia, um tipo de barragem competitivo relativamente a outros tipos de barragens de betão.

A barragem abóbada apresenta um paramento de montante com curvatura acentuada. Através da abóbada, os esforços são transmitidos principalmente aos encontros da barragem (caso da abóbada única) ou aos contrafortes (caso das abóbadas múltiplas), sendo desviados das fundações.

A barragem abóbada é indicada para locais onde a relação distância entre encontros e a altura da barragem é pequena e onde as fundações ao nível dos encontros são de boa qualidade.

As barragens de betão podem ser caracterizadas, genericamente, do seguinte modo:



Figura 1.5. Panorâmica da Barragem de gravidade do Carrapateiro (CNPGB).

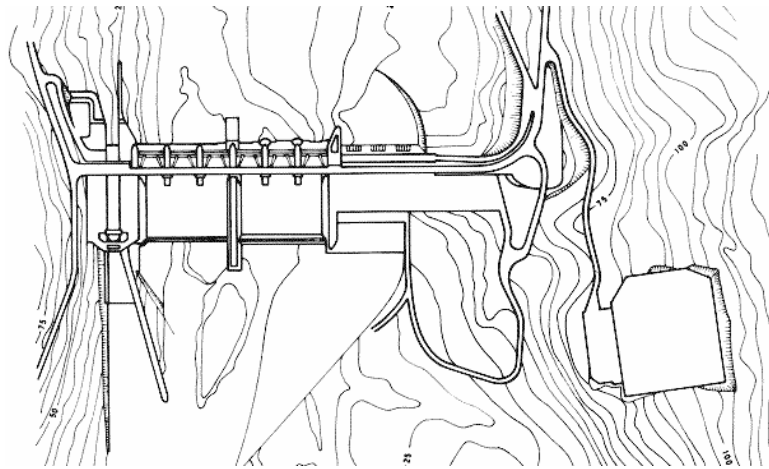


Figura 1.6. Planta da Barragem de gravidade do Carrapateiro (CNPGB).

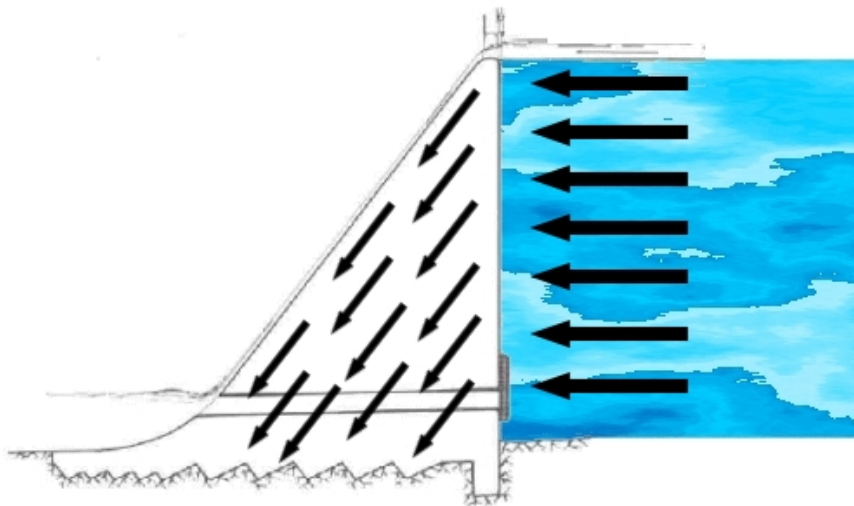


Figura 1.7. Transmissão dos esforços às fundações numa barragem de gravidade.

As barragens abóbada tiram proveito da propriedade de as estruturas em arco resistirem com facilidade a cargas uniformemente distribuídas sobre seu dorso, transmitindo-as para as suas ombreiras. Nessas condições, as forças decorrentes do impulso hidrostático (e outros) são transferidas para os encontros e para a fundação. Dai que, para a sua construção, sejam necessárias

condições naturais especiais, ou sejam: margens altas constituídas por rocha resistente e são, fundo do rio igualmente em rocha resistente e são. A relação entre a largura do rio no local e a altura da barragem não deve, em regra, ser maior que 3 a 4. Dadas as suas pequenas secções transversais, empregam pouco material, de forma que seu peso desempenha papel secundário no equilíbrio estático. Podem ser construídas em betão e/ou betão armado.

As Figuras 1.8, 1.9, 1.10 e 1.11 exemplificam este tipo de barragens.

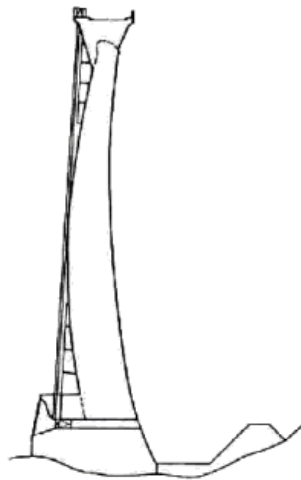


Figura 1.8. Corte de uma barragem abóbada de dupla curvatura.

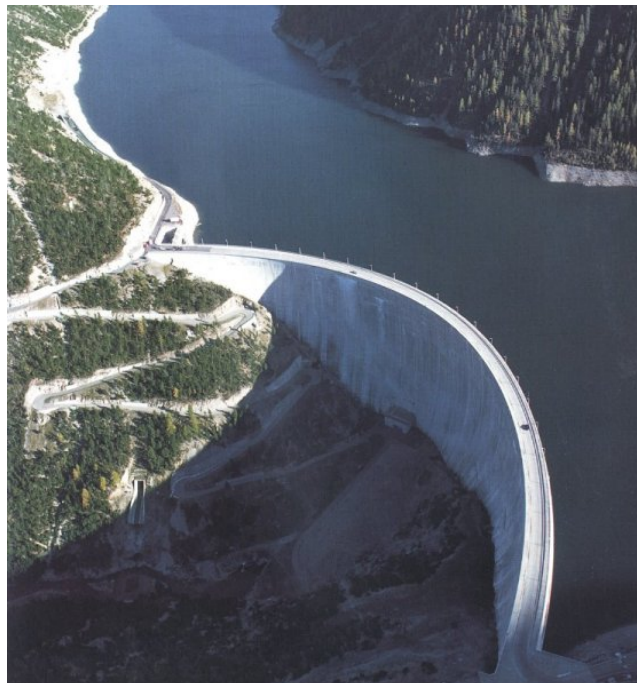


Figura 1.9. Panorâmica de uma barragem abóbada de dupla curvatura.

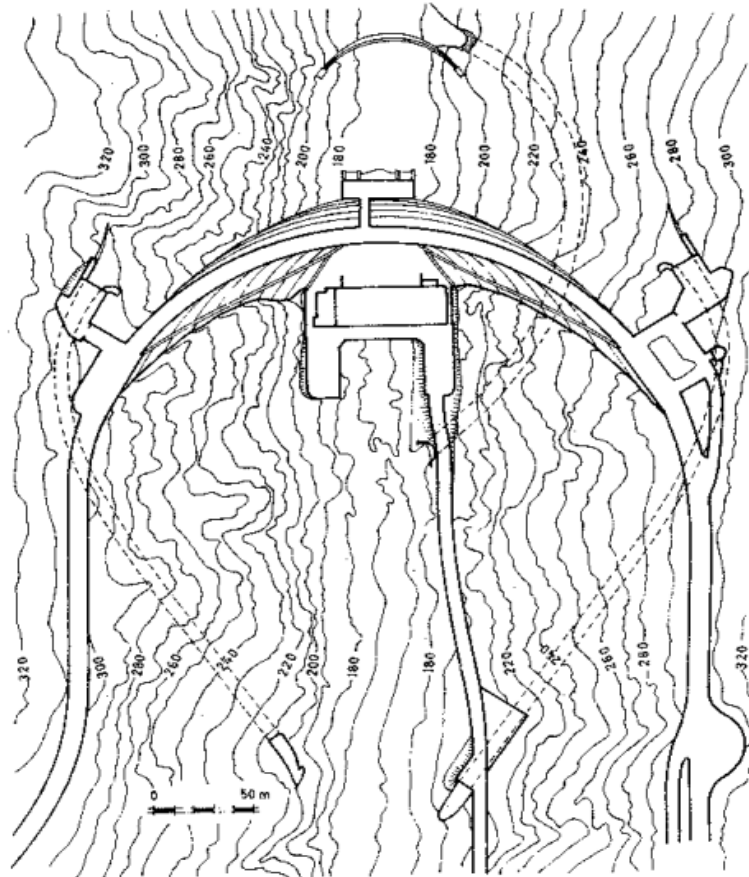


Figura 1.10. Planta de uma barragem abóbada de dupla curvatura.

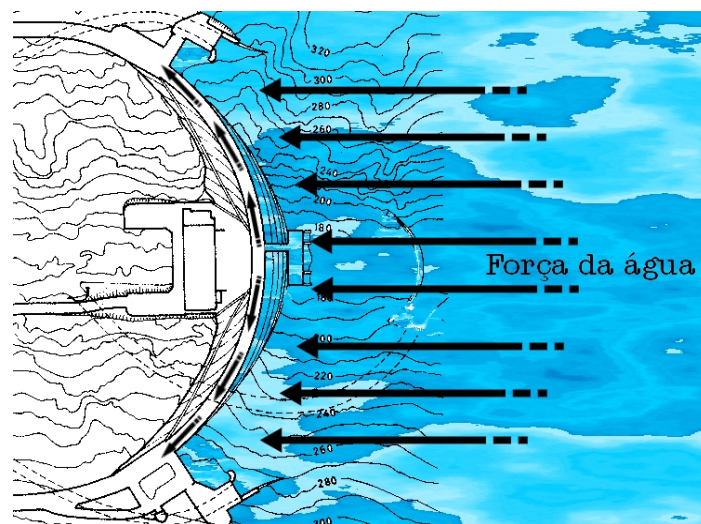


Figura 1.11. Transmissão dos esforços para os encontros e fundação numa barragem abóbada de dupla curvatura.

As barragens de arco-gravidade têm, em planta, uma forma de arco mas, por outro lado, funcionam num misto de barragens abóbada e de gravidade. As suas secções transversais apresentam-se bem mais espessas que as das barragens abóbada, porém, mais esbeltas que as das

barragens de gravidade. São menos exigentes quanto ao substrato da sua construção, sendo construídas em betão ciclópico.

As Figuras 1.12, 1.13, 1.14 e 1.15 dão exemplos deste tipo de barragens.

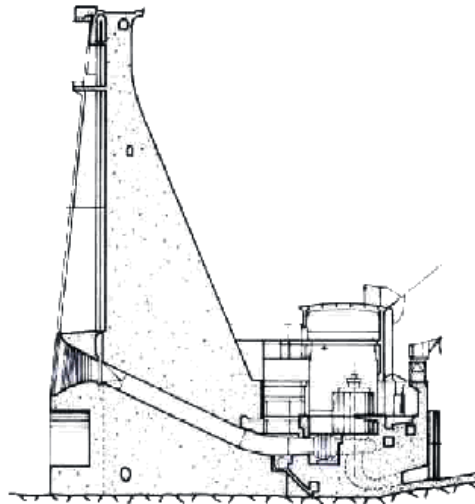


Figura 1.12. Corte transversal de uma barragem de arco-gravidade.



Figura 1.13. Panorâmica da Barragem de arco-gravidade de Castelo de Bode (CNPGB).

A resposta às solicitações por parte da barragem de contrafortes já foi genericamente caracterizada. Nas Figuras 1.16, 1.17 e 1.18, apresenta-se um exemplo deste tipo de barragens.

1.4. Escolha do local de implantação e do tipo de barragem

Considerações gerais – A selecção do local de construção e do tipo de barragem a construir deverão ficar definidos nas fases de planeamento e projecto. Os estudos preliminares poderão apontar para vários tipos possíveis. A alternativa a projectar é definida tendo em conta considerações

de ordem técnica, económica e ambientais. A selecção do tipo de barragem poderá exigir a cooperação entre economistas, hidrologistas, geólogos, engenheiros hidráulicos e de estruturas, de modo a ter em conta os diferentes factores que influenciam a selecção – a topografia, a hidrologia, a geologia e condições das fundações, a disponibilidade em materiais, a sismicidade do local e a economia.

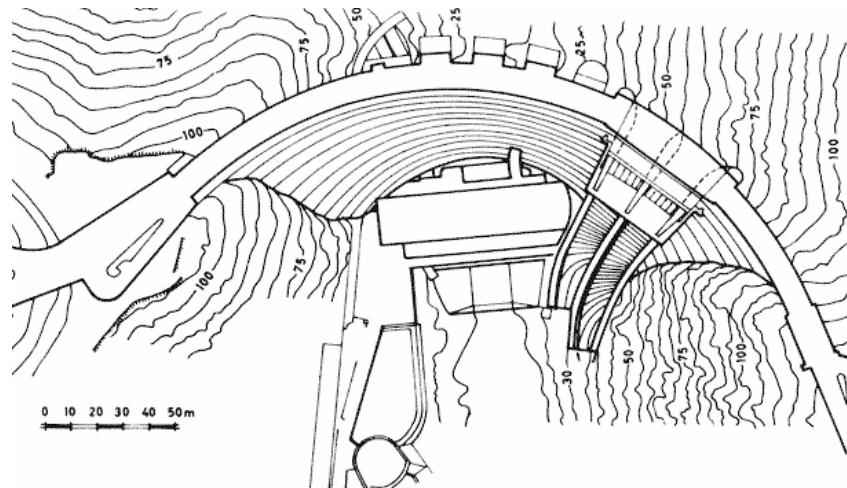


Figura 1.14. Planta da Barragem de arco-gravidade de Castelo de Bode (CNPGB).

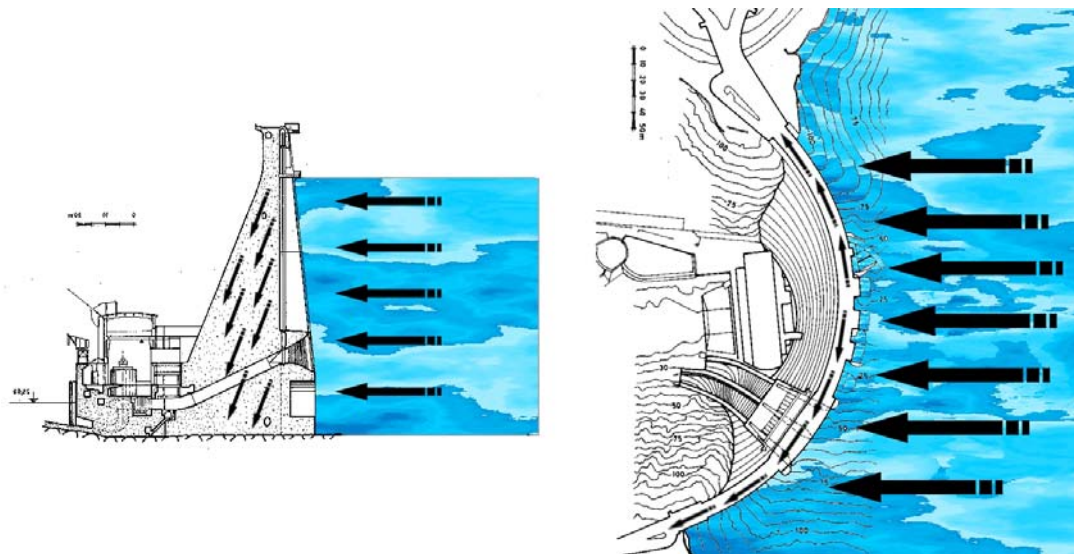


Figura 1.15. Transmissão dos esforços aos encontros e à fundação numa barragem de arco-gravidade (Barragem de Castelo de Bode).

Topografia – A morfologia do vale joga um papel da maior importância na definição da localização e do tipo de barragem a construir. Nessa definição, dever-se-á ter em conta a configuração do terreno a ocupar pela albufeira e pela barragem, mas também as acessibilidades ao local de construção e a possíveis locais de empréstimo de materiais.

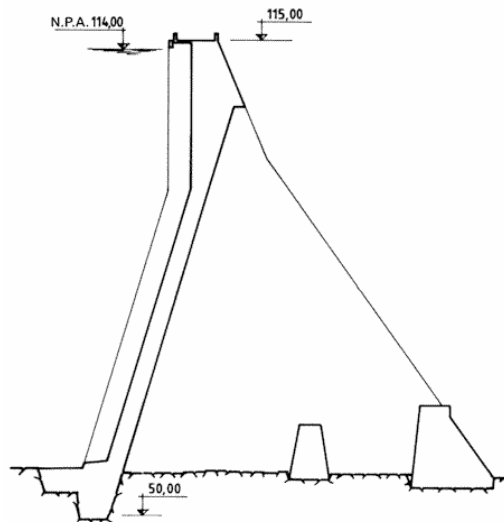


Figura 1.16. Corte transversal de uma barragem de contrafortes (barragem da Pracana, CNPGB).



Figura 1.17. Panorâmica de uma barragem de contrafortes (barragem da Pracana, CNPGB).

A implantação ideal e mais económica para a barragem será numa garganta apertada com encostas estáveis precedida a montante por um alargamento acentuado do vale, com talvegue de fraco declive (ideal $<1\%$). Esta localização ideal, que permitirá maximizar o volume da albufeira e minimizar a dimensão (volume) da barragem, raramente se encontra na natureza.

Para determinar o volume de água possível armazenar é necessário possuir um levantamento topográfico. Para as pequenas barragens (com áreas inundadas abaixo dos 500 *ha*) pode fazer-se um levantamento topográfico clássico nas escalas 1/2000 a 1/10000, com curvas de nível lançadas de metro a metro ou de 5 em 5 metros. Para áreas inundadas acima dos 500 *ha*, deve recorrer-se à aerofotogrametria.

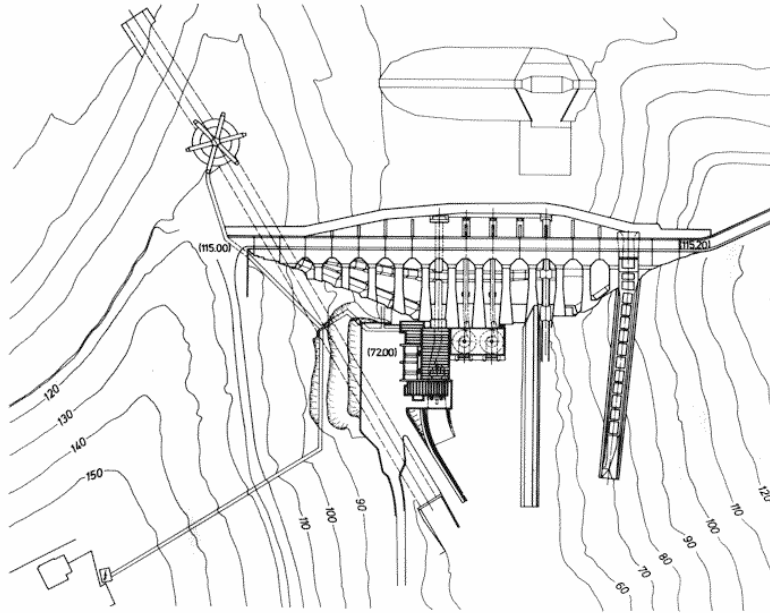


Figura 1.18. Planta de uma barragem de contrafortes (barragem da Pracana, CNPGB).

Para calcular os volumes de água acumulados há vários métodos. Na planta obtida por processos topográficos medem-se, a planímetro, a área circunscrita por cada curva de nível. Se a equidistância entre curvas de nível for pequena, por exemplo um ou dois metros, não haverá grande erro se se calcular o volume total acumulado V através do somatório dos volumes parciais entre duas curvas de nível consecutivas

$$V = \sum \left(\frac{A_{C_j} + A_{C_{j+1}}}{2} E \right) \quad (1.1)$$

em que E é a equidistância natural e A_{C_j} e $A_{C_{j+1}}$ são, respectivamente, as áreas circunscritas pela curva de ordem j e pela seguinte.

Se a equidistância for grande, é melhor usar a expressão

$$V = \sum \frac{E}{3} \left(A_{C_j} + A_{C_{j+1}} + \sqrt{A_{C_j} A_{C_{j+1}}} \right) \quad (1.2)$$

Um outro processo, usado quando se deseja rapidez no levantamento, consiste em sectionar a albufeira em vários perfis transversais equidistantes. A semi-soma entre as áreas de duas secções consecutivas, respectivamente A_j e A_{j+1} , multiplicada pela respectiva distância d dá o volume parcial acumulado entre os dois perfis. O volume total acumulado será, assim, determinado através da expressão

$$V = \sum \left(\frac{A_j + A_{j+1}}{2} d \right) \quad (1.3)$$

A topografia condiciona também o tipo de barragem a construir. Assim:

- um vale estreito, com encostas abruptas e rochosas, sugere a construção de barragens de enrocamento ou de betão, com o evacuador de cheias, a descarga de fundo e a tomada de água (ou pelo menos alguns destes órgãos) incorporados na barragem;
- um vale largo, de vertentes suaves e em terra, sugere a construção de barragens em terra, com o evacuador de cheias independente do corpo da barragem, podendo, porém, ser mais favorável uma solução de barragem de betão, de gravidade ou de contrafortes.

A localização do evacuador de cheias, o órgão de segurança mais importante, é um factor determinante na escolha do tipo de barragem a construir e que é fortemente influenciada pela topografia local.

Esta leitura inicial das condições do terreno deverá ser, contudo, confirmada pelas condições das fundações.

Hidrologia – Na maioria das situações, é o volume de água necessário ao fim em vista, ou o volume útil a dar à albufeira, que condiciona toda a concepção da barragem. Normalmente, o que se pretende é garantir um volume de água suficiente para o fim em vista durante um determinado período, ou um volume disponível para encaixar e amortecer cheias, caso das albufeiras de retenção (ou retenção).

O primeiro trabalho a realizar, por isso, é determinar sobre a carta topográfica os volumes de água acumulados (usando um dos métodos apresentados), considerando a altura a dar à barragem e os diferentes locais de construção possíveis.

O segundo trabalho a realizar é exclusivamente de natureza hidrológica – verificar se, para a bacia hidrográfica referida à secção de implantação da barragem, as afluências asseguram o armazenamento pretendido, sem se ultrapassar o risco pré-definido.

A definição da cheia de projecto e, conseqüentemente, do caudal de dimensionamento dos sistemas evacuadores de cheias, é também definida através dos estudos hidrológicos.

As barragens de betão e de alvenaria respondem melhor às incertezas associadas a estes estudos hidrológicos ou à inexistência de dados hidrológicos de base fiáveis, uma vez que podem ser facilmente galgadas, ao contrário das barragens de terra.

Geologia e condições das fundações – As características das diferentes rochas e solos em presença são importantes na definição dos materiais de construção a usar e no tipo de fundações a realizar. A natureza, a resistência, a deformabilidade, a fracturação e a permeabilidade das formações encontradas no local da construção constituem um conjunto de factores determinantes no tipo de barragem a construir.

As barragens rígidas em betão ou em alvenaria só permitem, com excepção das barragens de pequena altura, fundações em rocha sã. Pelo contrário, as barragens de aterro admitem fundações aluvionares, mas com boa resistência mecânica.

i) Fundações rochosas – Com excepção das rochas muito fissuradas e de má qualidade, as fundações rochosas são adequadas para todo o tipo de barragens. Apresentam boa resistência aos esforços, à erosão interna e à percolação. Poderá haver necessidade de limpeza e remoção dos materiais muito alterados e tratamento eventual das fracturas através de injecções, sendo frequente em grandes barragens atingir-se uma profundidade de escavação de 10 m. O estudo das correspondentes características deverá ter em conta a resistência à compressão e ao corte da fundação e dos encontros e as suas deformabilidades.

ii) Fundações arenosas (ou com seixos) – Quando bem compactadas, servem sobretudo às barragens de aterro, pelo menos do ponto de vista mecânico. As pequenas barragens de betão também poderão ser construídas, depois de asseguradas algumas precauções relativamente aos riscos de percolação e assentamentos diferenciados.

Estas fundações são muito permeáveis, podendo ficar sujeitas a elevadas taxas de percolação. Assim sendo, exigem habitualmente dispositivos de drenagem e de impermeabilização.

iii) Fundações areno-siltosas – As fundações de areia fina e/ou silte (limo) podem ser usadas nas pequenas barragens de gravidade em betão e nas barragens de terra e não deverão ser usadas nas barragens de enrocamento. Os cuidados a ter em conta são, nomeadamente, os associados aos riscos de assentamentos diferenciados, percolação excessiva, erosão interna (também chamada erosão retrorregressiva ou “piping”) e necessidade de protecção da fundação contra a erosão junto ao pé de barragem de jusante.

iv) Fundações argilosas – As fundações argilosas permitem a adopção de barragens de terra, mas requerem tratamento especial. Dando lugar a consideráveis assentamentos, especialmente se a argila é não consolidada e contém elevada percentagem de humidade, não são adequadas para suportar barragens de enrocamento e de betão. De facto, devido à necessidade de definir taludes pouco inclinados e à fraca resistência da argila ao corte, habitualmente não é económico construir barragens de enrocamento ou de gravidade em betão nessas condições.

Disponibilidade em materiais – A disponibilidade de materiais de construção em quantidade e qualidade suficientes localmente ou em zonas de empréstimo próximas condiciona, muitas vezes de forma decisiva, a escolha do tipo de barragem. Por exemplo, a disponibilidade local de boa terra em quantidade suficiente determina, quase sempre, a escolha de uma barragem de terra. Por sua vez, a existência de pedra de qualidade e quantidade suficiente é importante para as barragens de enrocamento, de terra com enrocamento superficial do(s) talude(s) (“riprap”) ou até para a obtenção de betão ciclópico para as barragens de betão.

A possibilidade de retirar esses materiais da área da albufeira permite aumentar a capacidade útil da mesma, minimiza a necessidade de limpeza superficial do terreno (retirada do horizonte superficial do solo, rico em matéria orgânica que iria contribuir substancialmente para a eutrofização das águas a armazenar) e minimiza geralmente os custos de transporte e de remoção dos materiais.

De modo geral, pode dizer-se que, se se dispuser de solos limosos ou argilosos de qualidade (teor em elementos finos, plasticidade e estado) e em quantidade suficiente (1,5 a 2 vezes o volume do aterro), adopta-se, quase sempre, como solução a barragem de terra homogénea ou zonada. Se se dispõe de materiais impermeáveis em quantidade limitada e materiais grosseiros e/ou pedra em quantidade suficiente, a solução a adoptar é, habitualmente, uma barragem de terra zonada ou de enrocamento com núcleo impermeável. Esta solução exige a construção por zonas e restringe a possibilidade de mecanização da construção.

Se apenas se dispõe de materiais grosseiros, estes podem ser usados na construção do aterro, sendo necessária a construção de núcleo central impermeável ou a impermeabilização do paramento de montante (betão ou membrana).

Quase sempre, o tipo de barragem mais económico é o que garante a disponibilidade local (ou em sítios razoavelmente próximos) da maioria dos materiais a usar: terras para o aterro; pedras para enrocamento e “riprap”; areias, gravilhas e pedras para betão.

No Quadro 1.5, apresentam-se algumas indicações de ordem geral a ter em conta na escolha do tipo de barragem em função dos materiais disponíveis.

Evacuador de cheias. Caudal de dimensionamento e localização – O evacuador representa, habitualmente, uma parcela importante do custo da barragem e das obras acessórias.

Os condicionamentos impostos ao evacuador de cheias agravam-se com o aumento do caudal de dimensionamento. Esses condicionamentos dizem respeito à estrutura do evacuador e às condições topográficas e geotécnicas para a sua implantação. Não podem aceitar-se assentamentos diferenciados do evacuador que ponham em perigo a obra.

Nalguns casos, a possibilidade de incorporar numa barragem de betão o evacuador de cheias (e outras obras acessórias) pode aconselhar esse tipo de barragens.

Evacuadores de cheias com a estrutura sobre aterros de barragens de terra ou de enrocamento são de evitar, sendo só admissíveis excepcionalmente em barragens de pequena altura. Com efeito, são inevitáveis assentamentos diferenciais do aterro sobre o qual assentaria o evacuador, após a actuação da carga hidrostática correspondente à albufeira cheia. Tais assentamentos teriam vários inconvenientes: dar lugar ao arrastamento do material do aterro por fugas de água através de fissuras e juntas do betão; levantamento de lajes da estrutura, em resultado da actuação de elevadas pressões hidrodinâmicas quando o escoamento sobre o evacuador encontrasse lajes desalinhas. Por outro lado, a superfície de descontinuidade terra-betão provoca, habitualmente, uma forte aceleração do mecanismo de erosão interna.

As soluções de evacuadores de cheias compatíveis com barragens de aterro são as de canal a céu aberto, nos encontros ou em portelas laterais, ou de evacuadores em poço seguidos de galerias escavadas na rocha ou construídas em betão, a céu aberto ou cobertas, fora ou através da barragem.

Quadro 1.5. Escolha do tipo de barragem em função da disponibilidade de materiais.

Tipo de barragem	Materiais necessários	Observações
Barragem em terra, homogénea ou zonada	<ul style="list-style-type: none"> - Material impermeável para todo o aterro (barragem homogénea), ou para o núcleo (barragem zonada) com qualidades mecânicas adequadas - Materiais diversos de recarga nas barragens zonadas - Materiais para drenos e filtros 	<ul style="list-style-type: none"> - A indisponibilidade de materiais suficientemente impermeáveis pode determinar a escolha da impermeabilização do paramento de montante - A sua qualidade insuficiente pode ser compensada com a utilização de geotêxteis
Barragem mista: terra+gabiões; terra+gabiões+enrocamento	<ul style="list-style-type: none"> - Para além dos materiais já citados, dever-se-á assegurar a disponibilidade de pedra de boa qualidade e dimensões adequadas -Caixotões industriais de gabiões, de preferência 	
Barragem de enrocamento	<ul style="list-style-type: none"> - Pedra em grande quantidade - Materiais para impermeabilização 	<ul style="list-style-type: none"> - A impermeabilização superficial do talude de montante com recurso aos geotêxteis exige a respectiva disponibilidade a preços razoáveis e ainda de areia para as camadas de transição e protecção ao geotêxtil - a existência de núcleo central impermeável de betão betuminoso exige disponibilidade de areia e betume
Barragem de betão	<ul style="list-style-type: none"> - Areias e agregados em grande quantidade e cimento a preço interessante 	
Barragem de alvenaria	<ul style="list-style-type: none"> - Areias, agregados e pedra de boa qualidade 	

1.5. Notas sobre barragens portuguesas

A Comissão Nacional Portuguesa de Grandes Barragens (CNPGB) editou, em 1992, a publicação intitulada "Large Dams in Portugal", a qual integra uma descrição sumária de todas as grandes barragens que, à data, constavam do Registo Mundial de Barragens elaborado pela ICOLD.

O processo de identificação das grandes barragens portuguesas teve, nos últimos anos, um impulso significativo, em grande parte ligado à progressiva aplicação da regulamentação de segurança, que se traduziu no complemento da informação relativa às barragens descritas na publicação citada e na recolha de elementos sobre 157 barragens. Estes dados estão disponíveis no sítio de "internet" http://cnpgeb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/index.htm - Barragens Portuguesas, da responsabilidade da CNPGB, onde, para cada uma das barragens inventariadas, é possível saber a

segurança, determina as entidades envolvidas na sua aplicação (Direcção-Geral dos Recursos Naturais, LNEC, Serviço Nacional de Protecção Civil, dono da obra) e as correspondentes obrigações. No seu Capítulo II, regulamenta o *Controlo de Segurança na fase de Projecto*, o *Plano de observação*, após a elaboração do projecto, o *Controlo da segurança na fase de construção*, o *Controlo de segurança durante o primeiro enchimento da albufeira*, o *Controlo de segurança durante a fase de exploração*, o *Controlo de segurança nos casos de abandono e demolição*. No seu Capítulo III, define as *Medidas de protecção civil* a adoptar.



Figura 1.20. Barragens do País constantes no sítio de internet da CNPGB (foto2).

O Decreto-Lei nº409/93 (DR 290/93 SÉRIE I-A de 1993-12-14) aprova o *Regulamento de Pequenas Barragens*. Define as competências para elaboração dos projectos e as condições a que devem obedecer os mesmos no que diz respeito aos materiais de construção (estudo, locais de empréstimo), fundações, descarregador de cheias, folga, largura do coroamento, tomada de água e de fundo, estrutura, filtros, etc. Define ainda as condições em que se deve realizar a obra, a exploração da albufeira e a observação das obras.

A Portaria nº846/93 (DR 213/93 SÉRIE I-B de 1993-09-10) aprova as *Normas de Projecto de Barragens*, destinando-se a garantir a boa execução do *Regulamento de Segurança de Barragens* (grandes barragens) e tem por objecto estabelecer princípios e critérios gerais que devem presidir à elaboração dos projectos. No seu Capítulo II, define as *Normas gerais* (estudos hidrológicos, geológicos e hidrogeológicos, peças do programa base, do estudo prévio, do anteprojecto, do projecto, etc.). No Capítulo III, define as *Normas para barragens de betão*. No Capítulo IV, define as *Normas para barragens de aterro*. No Capítulo V, define as *Normas para os órgãos de segurança e exploração*. No Capítulo VI, define as *Normas para a albufeira*. No seu Anexo I, define os *períodos de retorno da cheia de projecto* a usar.



Figura 1.21. Barragens do País constantes no sítio de internet da CNPGB (foto3).



Figura 1.22. Barragens do País constantes no sítio de internet da CNPGB (foto 4).

A Portaria nº847/93 (DR 213/93 SÉRIE I-B de 1993-09-10) aprova as *Normas de Observação e Inspeção de Barragens*, destinando-se a facilitar a aplicação do *Regulamento de Segurança de Barragens* (grandes barragens) e tem por objecto os princípios e critérios que devem presidir à execução dessas actividades e os métodos de garantia de qualidade que lhes devem ser aplicados. No seu Capítulo II, determina a *Organização das actividades de observação e inspeção*. No Capítulo III, determina a organização dessas actividades na *Fase de projecto*; no Capítulo IV, no *Plano de observação*; no Capítulo V, na *Fase de construção*; no Capítulo VI, na *Fase do primeiro enchimento*; no Capítulo VII, na *Fase de exploração*; no Capítulo VIII, na *Fase de abandono e demolição*.

A Portaria nº246/98 (DR 93/98 SÉRIE I-B de 1998-04-21) aprova as *Normas de Construção de Barragens*, destinando-se a dar execução ao *Regulamento de Segurança de Barragens* (grandes

barragens). No seu Capítulo II, define as *Normas Gerais para a organização e controlo das actividades de construção*. No Capítulo III, define as *Normas para as barragens de betão e alvenaria* (materiais para barragens de betão, barragens de betão convencional, barragens de betão compactado com cilindro, barragens de alvenaria), fundações e seu tratamento). No Capítulo IV, define as *Normas para as barragens de aterro*.

2.BARRAGENS DE ATERRO

2.1. Introdução

As barragens de aterro são, de longe, as barragens mais construídas a nível mundial. Isto acontece mesmo para as grandes barragens. ICOLD (1988) assinala que, por razões técnicas e económicas, mais de 90% das barragens construídas são de aterro. ICOLD (1984) refere que, das 34798 grandes barragens registadas a nível mundial, 28845 (82,9%) são de aterro, 3953 (11,3%) de gravidade (betão ou alvenaria), 1663 (4,8%) de abóbada e as restantes são de contrafortes.

As barragens de aterro, requerendo condições geotécnicas na fundação menos exigentes que as barragens de betão, estão particularmente indicadas para os locais onde estas últimas não são possíveis ou exijam dispendiosas operações para remoção das formações de cobertura ou para o tratamento do maciço rochoso.

Estas barragens têm a vantagem de utilizarem essencialmente materiais locais e de não necessitarem de grandes quantidades de materiais com preparação industrial, nomeadamente betão, aço, madeira, o que, em zonas de difícil acesso, representa uma vantagem importante.

Genericamente, as barragens de aterro podem classificar-se (Artº 33º da Portaria nº846/93) como:

- de terra, com perfil homogéneo ou com perfil zonado;
- de enrocamento, com órgão de estanquicidade a montante ou com órgão de estanquicidade interno;
- mistas, com perfil constituído por dois maciços, um de terra e outro de enrocamento.

A classificação anterior baseia-se na distinção entre os materiais incorporados nos maciços de terra e nos de enrocamento, com as respectivas características assim definidas (Artº 36 da Portaria nº846/93):

- os materiais incorporados nos maciços de terra caracterizam-se por granulometrias mais ou menos extensas, com larga predominância de elementos com dimensões inferiores a 2 – 6 *mm*, admitindo-se a presença de elementos mais grosseiros, desde que estes não formem uma estrutura; a matriz dos elementos finos governará assim o comportamento do maciço dos pontos de vista da compactibilidade, da deformabilidade, da resistência mecânica e da permeabilidade;
- os enrocamentos exibem, em regra, dimensões com larga gama de variação, sendo o limite superior fixado por aspectos técnicos construtivos e podendo o limite inferior atingir a dimensão argila; a presença de dimensões inferiores a 0,074 *mm* pode ser prejudicial para o comportamento mecânico dos enrocamentos compactados, pelo que estes devem exibir permeabilidade superior a 10^5 *m/s*; sendo os aterros construídos por camadas de enrocamento compactado, uma granulometria extensa favorecerá a obtenção de uma acentuada diminuição do índice de vazios, com o conseqüente aumento da resistência e a redução da deformabilidade.

As barragens de enrocamento podem ser técnica e economicamente preferíveis às de terra quando se verificarem algumas das seguintes condições:

- estarem ou tornarem-se facilmente disponíveis grandes volumes de enrocamento (nomeadamente quando estes provêm da escavação de túneis ou de evacuadores de cheias ou quando existem condições favoráveis à exploração de pedreiras);
- a obtenção de solos para aterro ser difícil e as distâncias de transporte serem grandes;
- o clima ser particularmente chuvoso, impedindo a fácil colocação de grandes quantidades de solos.

2.2. Perfis-tipo

i) *Barragens de terra homogénea* (Figura 2.1) - São, geralmente, construídas com argilas, argilas arenosas, areias argilosas, areias e cascalhos, podendo ainda ser construídas com solos mais permeáveis, tais como areias siltosas, areias e cascalhos arenosos, desde que a percolação seja aceitável.

Neste tipo de barragem, todo o maciço serve para controlar a percolação da água e para transmitir cargas à fundação (Figura 2.1, em que, tal como acontecerá nas figuras seguintes, se adopta a notação apresentada no Quadro 2.1, apresentada em Ferreira *et al.*, 2001). Não dispõe de dispositivos especiais de controlo de percolação, filtros ou drenos, pelo que é particularmente susceptível a roturas por erosão interna e a fluxos de água emergentes no paramento de jusante.

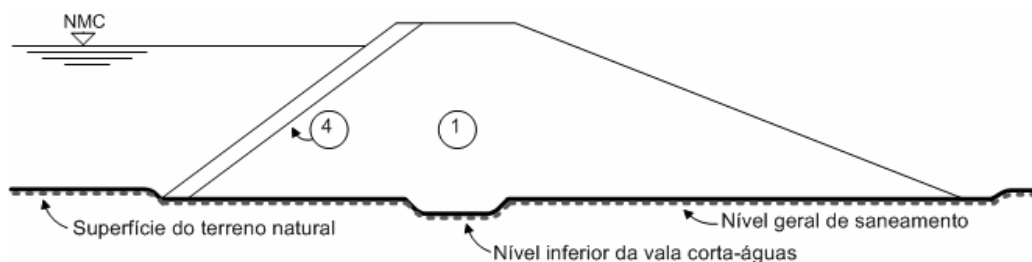


Figura 2.1. Perfil-tipo de uma barragem de terra homogénea (Ferreira *et al.*, 2001).

Os aterros deste tipo foram usados no passado em grandes barragens. No entanto, a ocorrência de acidentes e incidentes relativamente frequentes e a comprovação da eficiência de dispositivos de filtragem e de drenagem, conduziram à limitação do seu uso a barragens com altura inferior a 5 m, em locais de baixo risco (Ferreira *et al.*, 2001).

Quadro 2.1. Zonas e funções dos materiais em barragens de aterro (Ferreira *et al.*, 2001).

Zona	Descrição	Função	Materiais de construção
1	Solo	Controlo da percolação através da barragem	Argilas, argilas arenosas, areias argilosas, areias siltosas, possivelmente com algum cascalho. Geralmente mais de 15% (de preferência mais) tem dimensões inferiores a 75 μm
2A	Filtro fino (ou dreno)	Evitar a erosão da zona 1 devido à percolação. Evitar a erosão da fundação da barragem quando usado como tapete drenante. Evitar o aumento das pressões intersticiais no talude de jusante quando usado como dreno vertical	Areias ou areias com cascalho, com menos de 5% (de preferência 2%) de partículas inferiores a 75 μm . Os finos devem ser não plásticos. Devem constituir camadas de materiais compactos que obedecem a requisitos de durabilidade e de natureza idênticos aos agregados do betão. As dimensões das partículas obedecem à condição de filtro.
2B	Filtro grosseiro (ou dreno)	Evitar a erosão da zona 2A relativamente ao enrocamento. Drenar a água percolada recolhida no dreno vertical ou tapete drenante	Areias com cascalho ou cascalhos arenosos. Devem constituir camadas de materiais compactos que obedecem a requisitos de durabilidade e de dureza idênticos aos agregados do betão. As dimensões das partículas obedecem à condição de filtro
2C	Filtro de montante Filtro sob o enrocamento de proteção	Evitar a erosão da zona 1 do núcleo relativamente ao enrocamento de montante. Evitar a erosão da zona 1 em relação ao enrocamento de protecção	Areias com cascalho ou cascalhos arenosos bem graduados, com 100% das partículas com dimensões inferiores a 75 mm e não mais de 8% com dimensões inferiores a 75 μm . Os finos devem ser não plásticos. Os requisitos de durabilidade, de dureza e de filtro são menos rigorosos que os relativos aos materiais 2A e 2B.
2D	Camada fina de amortecimento	Apoiar uniformemente a laje de revestimento em betão e, se ocorrer fendilhação da laje ou rotura de lâminas de estanquicidade, limitar o escoamento	Cascalho arenoso siltoso bem graduado, preferencialmente com 2-12% de partículas com dimensões inferiores a 75 μm para reduzir a permeabilidade. Partículas com dimensões até 200 mm são permitidas por algumas autoridades.
2E	Camada grosseira de amortecimento	Apoiar uniformemente a laje de betão armado e/ou, se ocorrer escoamento, evitar a erosão de 2D relativamente ao enrocamento	Enrocamento fino, colocado em camadas de 500 mm, de modo a resultar uma mistura bem graduada de areia/cascalho/godo, satisfazendo a condição de filtro em relação a 2D.

Zona	Descrição	Função	Materiais de construção
3A	Enrocamento	Conferir estabilidade e drenar o fluxo de água através ou sob a barragem. Evitar a erosão da zona 2B (se existente) relativamente ao enrocamento grosseiro	Enrocamento, de preferência denso, resistente e drenante após a compactação, mas muitas vezes são aceites materiais com características inferiores. É compactado em camadas de 0,5 a 1 m de espessura, com uma dimensão máxima das partículas igual à espessura da camada.
3B	Enrocamento grosseiro	Conferir estabilidade e drenar a água através ou sob a barragem	Enrocamento, de preferência denso, resistente e drenante após a compactação, mas muitas vezes são aceites materiais com características inferiores. É compactado em camadas de 1,0 a 1,5 m de espessura, com uma dimensão máxima das partículas igual à espessura da camada.
4	Enrocamento de protecção	Evitar a erosão do talude de montante provocada pela acção da ondulação	Enrocamento seleccionado e durável, dimensionado para evitar a erosão do talude subjacente sob a acção da ondulação.

A Figura 2.2 apresenta a Barragem da Caroucha, uma barragem de terra homogénea com uma altura de 16,5 m* e uma capacidade útil de 550000 m³. É visível o paramento de montante protegido com enrocamento.

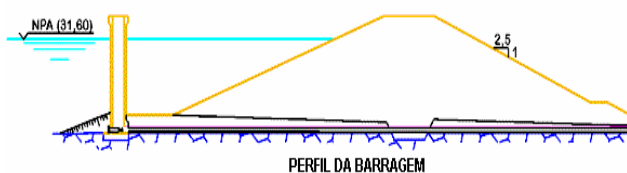


Figura 2.2. Barragem de terra homogénea da Caroucha (CNPGB).

Desde que a albufeira se mantenha o tempo suficiente à mesma cota, a água de percolação surgirá no paramento de jusante a uma altura de cerca de 1/3 da altura da água de montante, independentemente da inclinação do paramento e da permeabilidade do material. Este facto poderá originar instabilidade do talude. Para o evitar, pode recorrer-se à instalação de um dreno de pé de jusante ou um tapete drenante. A solução de dreno vertical é menos frequente.

* A altura é sempre referida à parte mais baixa da fundação, excepto quando se assinalar outra referência.

ii) *Barragens de terra homogénea com dreno de pé de jusante* (Figura 2.3) - Conforme assinalado, o dreno servirá para garantir estabilidade ao paramento de jusante, servindo para captar e escoar os caudais devidos à percolação pelo corpo da barragem. Os materiais usados no maciço são os mesmos do perfil anterior, mas, agora, acrescenta-se o dreno permeável de enrocamento ou cascalho no pé de jusante da barragem.

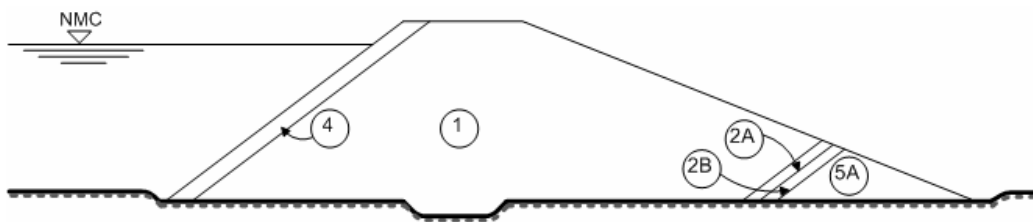


Figura 2.3. Perfil-tipo de uma barragem de terra homogénea com dreno de pé de jusante (Ferreira *et al.*, 2001).

A Figura 2.4 apresenta a Barragem do Salgueiro, uma barragem de terra homogénea com dreno de pé de jusante, com uma altura de 28 m e uma capacidade útil de $1,65 \times 10^6 \text{ m}^3$.

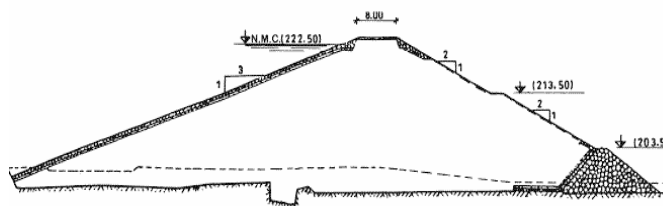


Figura 2.4. Barragem de terra homogénea com dreno de pé de jusante do Salgueiro (CNPGB).

O contraste de granulometria dos materiais envolvidos impôs a colocação de um filtro adequado entre os solos da barragem e os materiais do dreno de pé de jusante. Se a relação entre a permeabilidade na direcção horizontal (K_H) e a permeabilidade na direcção vertical (K_V) fosse próxima da unidade, o dreno de pé atrairia o escoamento da água percolada, controlando assim a erosão interna e a percolação. No entanto, como a razão entre as permeabilidades (K_H/K_V) em aterros compactados é geralmente superior à unidade, o controlo da erosão interna e da percolação seria pouco eficiente, pelo que os caudais percolados podem continuar a emergir, de um modo descontrolado, na face de jusante.

Os aterros com drenos no pé de jusante foram usados, no passado, em grandes barragens, mas os incidentes e acidentes devidos a ocorrências do tipo das mencionadas no parágrafo anterior limitaram o seu uso a barragens de pequena dimensão. A eventual construção, no futuro, de barragens com estas

características, deve limitar-se a pequenas barragens, com altura inferior a cerca de 10 m, em locais de baixo risco (Ferreira *et al.*, 2001).

iii) *Barragens de terra homogénea com tapete drenante* (Figura 2.5) - Em algumas barragens foi adoptada uma solução conceptualmente semelhante à do dreno de pé de jusante, mas na qual o controlo da percolação através do corpo da barragem, visando evitar a emergência de água no paramento de jusante, é assegurado por tapete drenante.

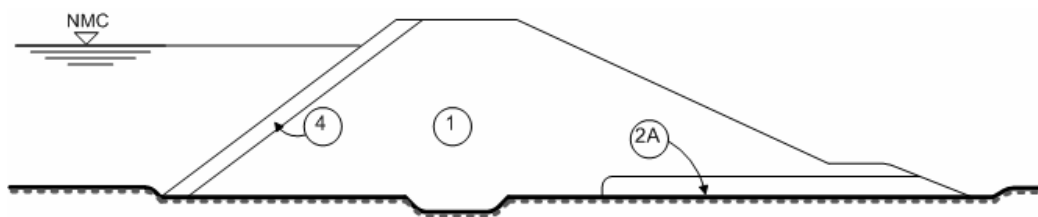


Figura 2.5. Perfil-tipo de uma barragem de terra homogénea com tapete drenante (Ferreira *et al.*, 2001).

Estas barragens são ainda construídas com os mesmos materiais das barragens homogéneas, mas possuem um dreno horizontal, composto por areias ou areias e cascalhos de alta permeabilidade, na zona de jusante, no contacto do aterro com a fundação. Tal como referido para o dreno de pé de jusante, também a eficiência do tapete drenante depende da razão K_H/K_V . Desde que para o material do aterro esta razão seja próxima da unidade, a linha de saturação não atinge o paramento de jusante, escoando-se a água através do tapete. Se o dreno for projectado como um filtro, a erosão interna é também, deste modo, controlada. No entanto, K_H/K_V é, por vezes, muito alto e a água pode, “ignorando” o tapete drenante, emergir no paramento de jusante, não havendo controlo eficaz nem da percolação nem da erosão interna. No passado, foram construídas barragens até 50 m de altura só com tapete drenante. Apesar de algumas destas barragens poderem estar operacionais, desde que convenientemente instrumentadas e observadas, a adopção desta solução não é considerada, hoje em dia, uma boa prática. Os aterros apenas com tapete drenante devem ser limitados a barragens de pequenas dimensões (com altura inferior a 10 m) em locais de médio a baixo risco (Ferreira *et al.*, 2001).

A Figura 2.6 apresenta a Barragem de Corte Brique, uma barragem de terra homogénea com tapete drenante, com uma altura de 28 m e uma capacidade útil de $1,46 \times 10^6 \text{ m}^3$. Na foto, é visível uma das duas banquetas do paramento de jusante.

iv) *Barragens de terra homogénea dotadas de dreno vertical com tapete drenante* (Figura 2.7) - São igualmente construídas com materiais semelhantes aos dos tipos anteriores, sendo o dreno vertical (também chamado dreno chaminé) e o tapete drenante compostos por areias e cascalhos altamente permeáveis.

O dreno vertical intercepta a percolação através da barragem, sendo a água a ele afluyente conduzida para jusante através do tapete drenante. Assim, desde que ambos os dispositivos tenham capacidade de escoamento suficiente, o maciço a jusante do dreno vertical permanecerá não saturado. Este controlo é independente da razão K_H/K_V do aterro. Para além disso, se os drenos forem projectados obedecendo à condição de filtro, em relação ao material do aterro, a erosão interna estará também controlada.

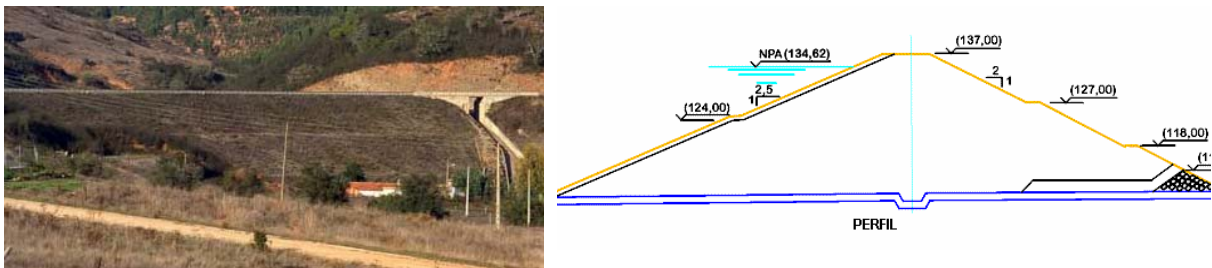


Figura 2.6. Barragem de terra homogénea com tapete drenante de Corte Brique (CNPGB).

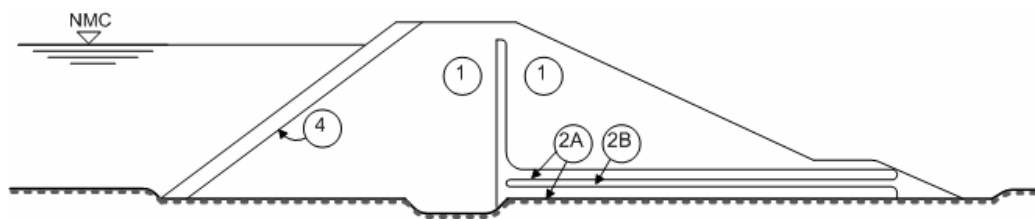


Figura 2.7. Perfil-tipo de uma barragem de terra homogénea com dreno vertical e tapete drenante (Ferreira *et al.*, 2001).

Quando colocado directamente sobre a fundação, o tapete drenante intercepta também a água percolada através desta, controlando, deste modo, as pressões intersticiais na sua zona superficial e evitando a instalação de pressões no aterro geradas por este tipo de circulação de água. Se a camada inferior do tapete for dimensionada como filtro do material da fundação, controlará também a erosão interna da zona superficial da fundação. Isto é particularmente importante para as barragens construídas sobre solos permeáveis (areias, misturas de areia e cascalho e solos argilosos com estrutura permeável) ou sobre rochas alteradas ou fissuradas de franca permeabilidade, as quais são potencialmente erodíveis. Apesar de o dreno vertical ser mais fácil de executar, o problema da transferência de tensões entre materiais de diferente deformabilidade justificou a adopção de drenos chaminé inclinados em grande número de barragens. Como seria de prever, aos drenos chaminé e tapetes drenantes associaram-se drenos de pé de jusante, de forma a garantir a continuidade ao tapete e constituir uma segurança adicional para fazer face à eventual colmatagem do dreno chaminé ou do tapete drenante ou ainda a grandes e inesperados fluxos provenientes da fundação (Ferreira *et al.*, 2001).

A Figura 2.8 apresenta a Barragem da Marateca, uma barragem de terra homogénea com tapete drenante e dreno chaminé inclinado, com uma altura de 24 m e uma capacidade útil de $34,7 \times 10^6 \text{ m}^3$.

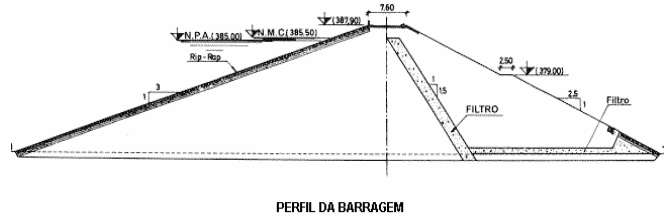


Figura 2.8. Barragem de terra homogénea com tapete drenante e dreno chaminé inclinado da Marateca (CNPGB).

v) *Barragens de terra de perfil zonado* (Figura 2.9) – A indisponibilidade de solos relativamente homogêneos e em quantidade suficiente, conduziu à adopção de barragens de perfil zonado.

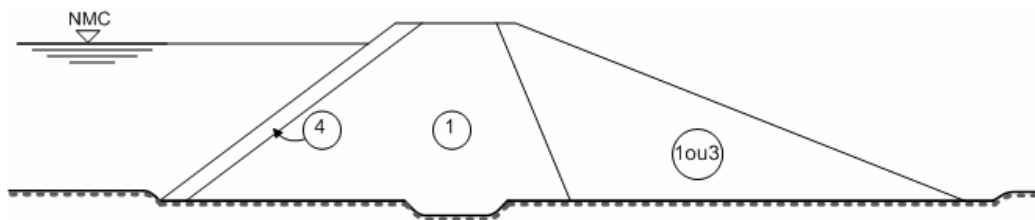


Figura 2.9. Barragem de terra zonada (Ferreira *et al.*, 2001)

Como se compreende, privilegia-se o aproveitamento dos materiais disponíveis com adequadas características de resistência e de permeabilidade para o maciço de montante e/ou o núcleo, e a utilização dos restantes materiais no maciço de jusante ou nos maciços de montante e de jusante, onde a sua função é a de assegurar a estabilidade. Assim, como variante às barragens de terra homogénea surgiu este tipo de barragens, primeiramente, com todo o corpo constituído por argilas, argilas arenosas, areias argilosas e misturas de argila, areia e cascalho. O zonamento decorre da adopção de diferentes energias de compactação e teores em água, tendo a zona que assegura primordialmente a impermeabilização um maior grau de adensamento e de teor em água. Essa zona inclui o maciço de montante e o núcleo (Figura 2.9) ou apenas o núcleo. Alternativamente, os maciços podem ser construídos a partir de rochas alteradas de baixa resistência, que fracturam durante a compactação, formando assim uma mistura de solo e de rocha, com permeabilidade superior, mas com material granular fino suficiente para permitir algum controlo da erosão interna (Ferreira *et al.*, 2001).

A Figura 2.10 apresenta a Barragem do Alijó, uma barragem de terra zonada com tapete drenante e dreno chaminé inclinado, com uma altura de 40 m e uma capacidade útil de $1,59 \times 10^6 \text{ m}^3$.

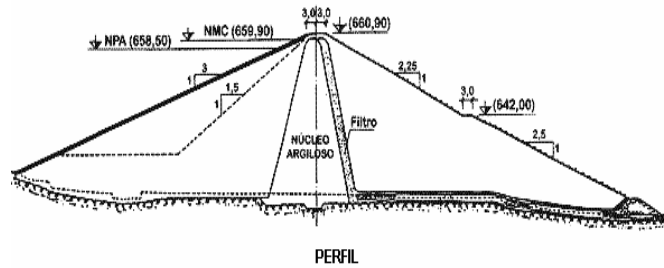


Figura 2.10. Barragem de terra zonada com tapete drenante e dreno chaminé inclinado do Alijó (CNPGB).

vi) *Barragens de terra e enrocamento com núcleo central* (Figura 2.11) – O núcleo central deste tipo de obras é, em geral, constituído por materiais de aterro análogos aos descritos para as barragens homogéneas, mas também pode ser constituído por materiais mais permeáveis, como areias siltosas ou rochas alteradas compactadas, desde que a permeabilidade (e o caudal percolado resultante) seja aceitável. O núcleo é ladeado, a montante e a jusante, por maciços de enrocamento. Idealmente, a rocha a usar nos maciços estabilizadores deverá ser resistente e durável.

Para controlar a erosão interna, são ainda colocados filtros entre o núcleo e os maciços de enrocamento.

Desde que o enrocamento seja suficientemente permeável, a água percolada através do núcleo de terra atinge rapidamente a zona do maciço de jusante junto à fundação, mantendo-se a restante zona, por isso, praticamente seca. As pressões intersticiais no núcleo são dependentes da razão K_H/K_V do seu material constituinte, mas como esta zona é suportada pelos maciços de enrocamento, a estabilidade não é particularmente sensível a estas pressões. Este perfil tipo, com o núcleo central de solo e os maciços estabilizadores de enrocamento, é adequado para a construção de barragens de grande altura, sendo de realçar que foram já construídas, por este processo, barragens que atingiram alturas de 300 m. Para barragens com altura inferior a 20 m, a escolha desta solução envolve algumas dificuldades na construção, devido ao reduzido espaço disponível, revelando-se mais económica outras soluções (Ferreira *et al.*, 2001).

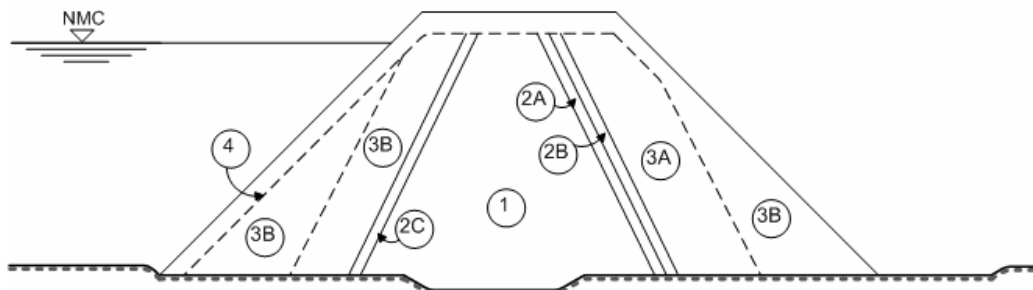


Figura 2.11. Barragem de terra e enrocamento com núcleo central (Ferreira *et al.*, 2001).

A Figura 2.12 apresenta a Barragem de Alcoutim, uma barragem de terra de enrocamento com núcleo impermeável, com uma altura de 30,5 m e uma capacidade útil de $0,91 \times 10^6 \text{ m}^3$. Na foto, é visível a decapagem da área que irá ficar submersa e no perfil transversal é visível o núcleo central impermeável e o dreno chaminé inclinado.

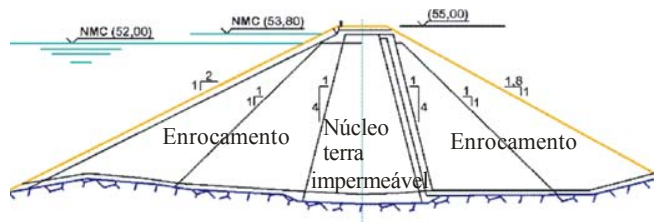


Figura 2.12. Barragem de terra e enrocamento com núcleo central de Alcoutim (CNPGB).

vii) *Barragens de terra e enrocamento com núcleo inclinado* (Figura 2.13) – Estas barragens utilizam os materiais indicados para as barragens já referidas, mas oferecem, relativamente às últimas, as seguintes vantagens:

- necessidade de menor quantidade de solo na materialização do núcleo;
- a colocação dos materiais do núcleo e dos filtros pode ser posterior à construção do maciço de jusante; feita durante épocas chuvosas, quando a colocação dos solos se revela impraticável;
- a construção faseada é facilitada pela colocação do núcleo junto ou próximo do talude de montante.

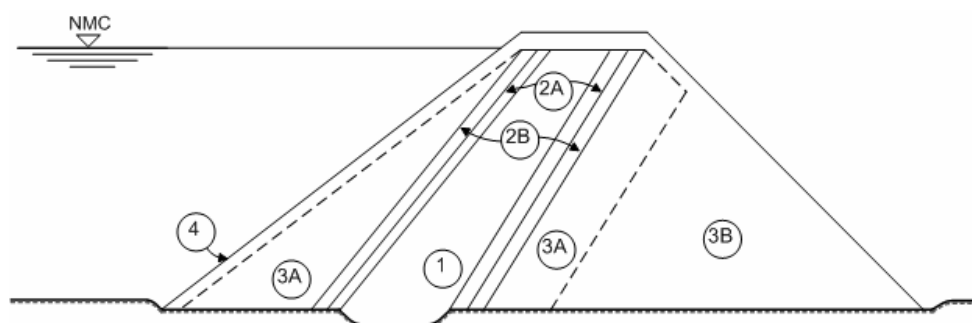


Figura 2.13. Barragem de terra e enrocamento com núcleo inclinado para montante (Ferreira *et al.*, 2001).

A aparente vantagem decorrente da possibilidade do talude de jusante ser mais inclinado é usualmente contrabalançada pela necessidade de dotar o talude de montante de um declive mais moderado do que o requerido para barragens com núcleo central.

O controlo da percolação e da erosão interna para este tipo de perfil é adequado, não existindo limitação teórica para a altura das barragens com núcleo central ou inclinado, sendo, por esse motivo,

ambos os processos usados na construção de grandes barragens. Tal como no caso anterior, em barragens com altura inferior a 20 m, a construção torna-se complicada devido a limitações de espaço, podendo outros tipos de barragens resultarem mais económicos (Ferreira *et al.*, 2001).

viii) *Barragens de enrocamento com cortina de betão* (Figura 2.14) – Destas, as mais frequentes são construídas com enrocamentos drenantes, com uma camada amortecedora, de enrocamento seleccionado, entre a laje de revestimento do paramento de montante, de betão, e o aterro de enrocamento, de modo a apoiar uniformemente a laje. A laje é betonada sobre o enrocamento (normalmente depois deste estar totalmente construído), armada, com juntas de contracção, dotada de dispositivos de estanquicidade, de modo a ter em conta as deformações provocadas pela retracção do betão, pelas variações térmicas ambientais e pela deformação induzida pela pressão hidrostática. Na zona de contacto do paramento de montante com a fundação, esta laje é prolongada por uma estrutura mais rígida de betão armado (viga ou laje), devidamente encastrada na fundação e designada por plinto, capaz de conferir uma ligação estanque entre a cortina de betão e a fundação. O plinto é idealmente ancorado em rocha sã, não erodível e de baixa permeabilidade (Ferreira *et al.*, 2001).

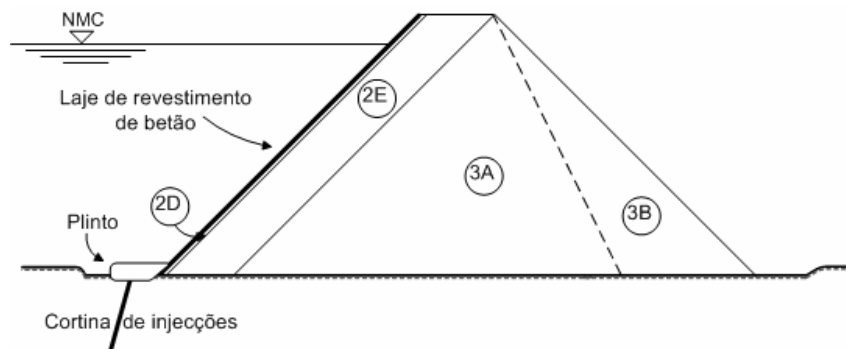


Figura 2.14. Barragem de enrocamento com cortina de betão (Ferreira *et al.*, 2001).

As cortinas impermeáveis de betão podem também ser localizadas, como um núcleo, no interior do aterro (Figura 2.15). Ambas as soluções têm vantagens e inconvenientes, havendo autores que, dada a maior facilidade de acesso e a maior estabilidade que conferem à barragem, são favoráveis à localização da cortina no paramento de montante. A componente vertical da impulsão hidrostática tem, neste caso, uma função estabilizadora, e toda a base de contacto da barragem com a fundação contribui para resistir ao deslizamento.

Em algumas barragens, em vez da cortina de betão, tem-se adoptado uma membrana mais deformável (o betão no paramento de montante pode fendilhar como resultado de assentamentos diferenciados do aterro), de betão betuminoso.

A Figura 2.16 apresenta a Barragem da Apartadura, uma barragem de enrocamento com cortina de betão sobre o paramento de montante, com uma altura de 46,5 m e uma capacidade útil de $7 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Na foto, são visíveis duas banquetas no paramento de jusante; em cada uma das quais haverá uma caleira na parte de montante para interceptar as águas que escorrem ao longo do talude e que serão desviadas através da caleira para as valetas ao longo dos encontros da barragem, sendo visível a banquetta do encontro esquerdo.

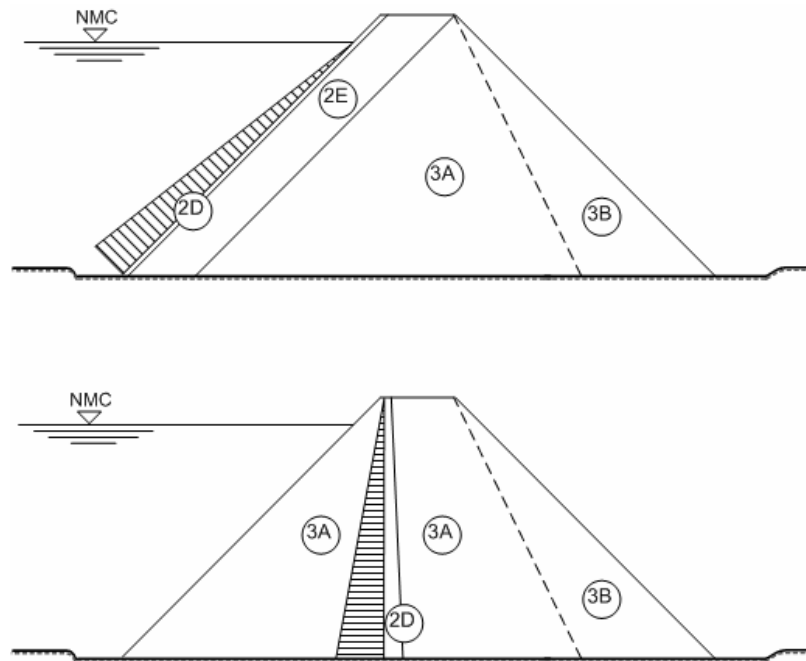


Figura 2.15. Localização de cortinas de betão em barragens de enrocamento (Ferreira *et al.*, 2001)

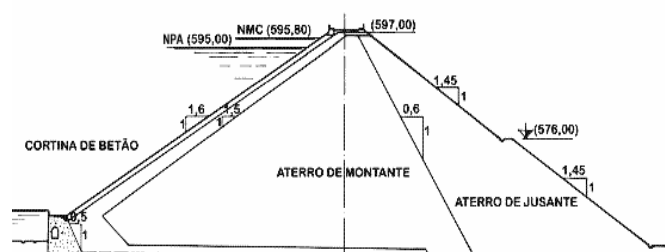


Figura 2.16. Barragem de enrocamento com cortina de betão a montante da Apartadura (CNPGB).

2.3. Protecção do coroamento e dos paramentos

A manutenção da barragem em boas condições exige a adopção de medidas de protecção da sua superfície exterior.

O coroamento deve possuir inclinações para a albufeira, de modo a escoar a água das chuvas e ser, eventualmente, coberto com um pavimento para permitir a circulação do tráfego, caso este se preveja.

Os paramentos das barragens de aterro têm de ser protegidos da acção erosiva das águas, o de montante do efeito das ondas que se formam na albufeira sob a acção do vento e, o de jusante, da acção da água da chuva. A protecção dos taludes pode ser feita de várias maneiras, sendo a escolha condicionada por razões económicas, uma vez que o seu custo é uma fracção não desprezável do custo total da barragem (10-30%, em grandes barragens).

No passado, os paramentos de montante eram, muitas vezes, revestidos com enrocamento colocado à mão. Nas barragens mais recentes, por razões económicas, usa-se enrocamento lançado. Os blocos de rocha devem ser, idealmente (Ferreira *et al.*, 2001):

- suficientemente grandes para dissipar a energia das ondas sem se deslocarem;
- suficientemente resistentes para não se desgastarem ou fracturarem;
- suficientemente duráveis para suportar os efeitos da exposição aos agentes atmosféricos e às flutuações do nível da albufeira, sem enfraquecimento, alteração ou fracturação.

Em barragens de terra, o enrocamento é constituído por uma camada separada, devendo ser colocado sobre um filtro, de modo a evitar a erosão do solo subjacente (Figura 2.17). Alternativamente, pode adoptar-se uma zona mais espessa de enrocamento de blocos de maiores dimensões, empurrados contra o paramento de montante.

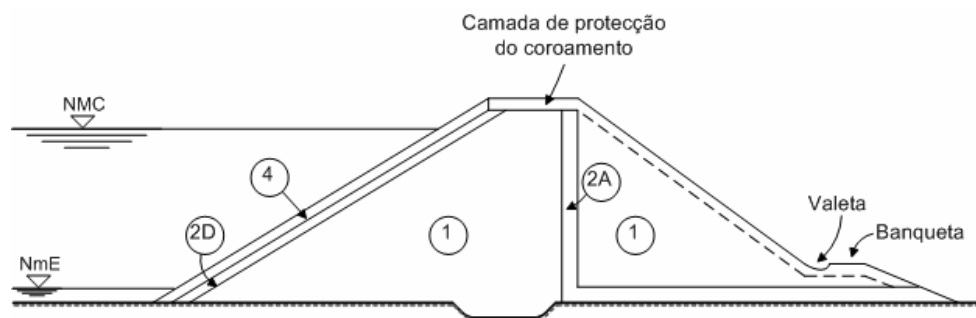


Figura 2.17. Protecção do coroamento e dos paramentos de montante e de jusante em barragens de terra (Ferreira *et al.*, 2001)

Em barragens em que se pode garantir um nível mínimo de exploração bem acima da base, pode compensar diminuir ou dispensar a protecção de enrocamento na parte inferior do paramento (Figura 2.18). No nível em que começa o enrocamento, deve estabelecer-se uma banquetta para suportar a camada de enrocamento e impedir a erosão do talude durante o primeiro enchimento.

O tamanho dos blocos de rocha do enrocamento de protecção, a espessura da camada e os requisitos para a camada de filtro são determinados pelo tamanho das ondas expectáveis na albufeira e pela natureza dos solos do aterro ou do enrocamento sob a protecção. Os tipos de rocha normalmente usados incluem quartzitos, dioritos, gabros, basaltos, andesitos e gnaisses. A maioria das rochas sedimentares, xistos e rochas argilosas são inadequadas para o enrocamento porque fracturam sob o efeito de ciclos repetidos de molhagem e de secagem e de gradientes térmicos elevados.

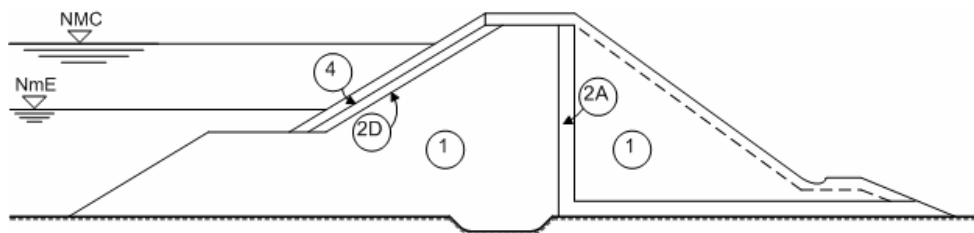


Figura 2.18. Protecção do coroamento e dos paramentos de montante e de jusante em barragens de terra com um nível mínimo de exploração significativamente acima da base (Ferreira *et al.*, 2001).

Há ainda outros tipos de revestimento de protecção do paramento de montante, tais como lajetas de betão, asfalto e solo-cimento.

Em barragens de terra, o paramento de jusante é potencialmente erodível pelas chuvas, sendo necessário recorrer a revestimentos de enrocamento, de espessura inferior à adoptada no paramento de montante (em pequenas barragens é, quase sempre, suficiente um revestimento com plantas com o impedimento de acesso aos animais). Adoptam-se, simultaneamente, banquetas para reduzir a velocidade e o efeito erosivo do escoamento das águas ao longo de taludes de jusante de grande altura, com caleiras inseridas na intercepção de montante, prolongadas nos encontros por valetas, para conduzir as águas recolhidas (Figura 2.19). Na foto da Figura 2.19, é visível a caleira na parte de montante da banquetta.

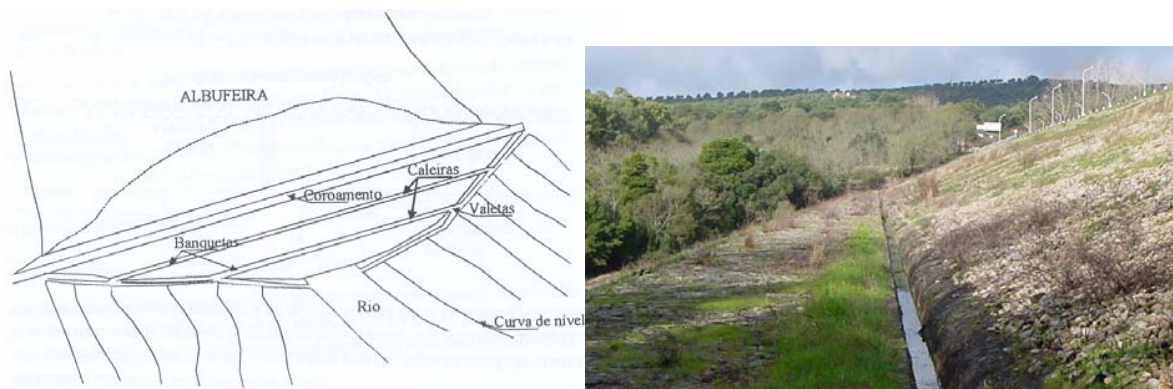


Figura 2.19. Protecção do paramento de jusante de barragens de terra.

2.4. Tratamento das fundações

A avaliação das características do terreno da fundação deve incidir sobre três aspectos distintos: a permeabilidade, a deformabilidade e a resistência mecânica.

Devido à sua maior capacidade de adaptação a qualquer tipo de fundação, as barragens de aterro podem ser construídas sobre formações de maior permeabilidade, sendo necessário usar dispositivos para controlo da percolação e, nomeadamente, dos respectivos gradientes hidráulicos e pressões intersticiais, podendo recorrer-se a vários sistemas, dependentes da função da barragem, da natureza da fundação, da profundidade das camadas permeáveis e dos métodos de execução disponíveis (Ferreira *et al.*, 2001).

O controlo da percolação em formações rochosas é tradicionalmente conseguido por tratamento por injecções de produtos com composições adequadas, não sendo importantes as repercussões nos perfis-tipo e na concepção do corpo da barragem, excepto no que se refere à decisão sobre a inclusão de uma galeria de injecções.

No caso de formações aluvionares, as técnicas de controlo de percolação são bastante diversificadas. Quando viável, o sistema mais eficiente consiste em adoptar uma *vala corta-águas*, a qual é executada por escavação até à camada impermeável e posteriormente preenchida com material compactado de características impermeáveis (geralmente material do núcleo). Na Figura 2.20, indica-se esquematicamente esta solução, que não é mais do que um prolongamento, em vala, do núcleo impermeável, interceptando totalmente a camada permeável, solução que só é económica se esta camada tiver uma espessura pequena e se não houver necessidade de rebaixar o nível freático para permitir a execução a seco do aterro do corta-águas. Garante uma redução significativa, senão a eliminação, da percolação e dos gradientes hidráulicos.

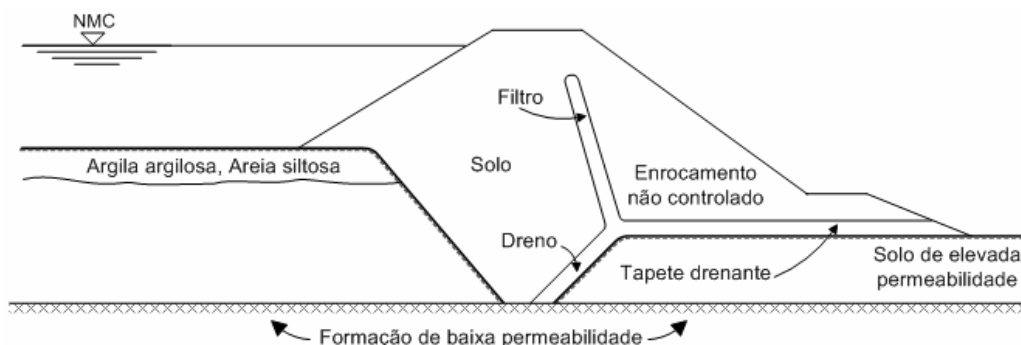


Figura 2.20. Barragem de aterro com vala corta-águas (Ferreira *et al.*, 2001).

Quando a vala corta-águas não for possível, opta-se por outras soluções, alternativas ou concomitantes (esquematisadas na Figura 2.21), tais como:

- *cortinas corta-águas* – de lamas densas injectadas, ou de betão, moldadas no solo, com atravessamento total ou parcial da camada permeável, as quais reduzem a percolação e os gradientes hidráulicos de saída, controlando a erosão interna;
- *tapetes impermeáveis a montante* – que produzem o aumento do percurso da percolação no terreno de fundação e, deste modo, diminuem os caudais percolados e os gradientes de saída;
- *tapete drenante invertido a jusante* – destinado ao controlo dos gradientes e das pressões intersticiais, mas produzindo um aumento dos caudais percolados;
- *drenos verticais ou poços de alívio e galerias de drenagem* - capazes de controlar os gradientes à saída da fundação, quando a presença de aquíferos confinados reduzem a eficiência dos tapetes drenantes;
- *banquetas estabilizadoras* – as quais melhoram a estabilidade do talude de jusante e aumentam a segurança ao levantamento hidráulico e à anulação da tensão efectiva provocada pela existência de gradientes hidráulicos elevados.

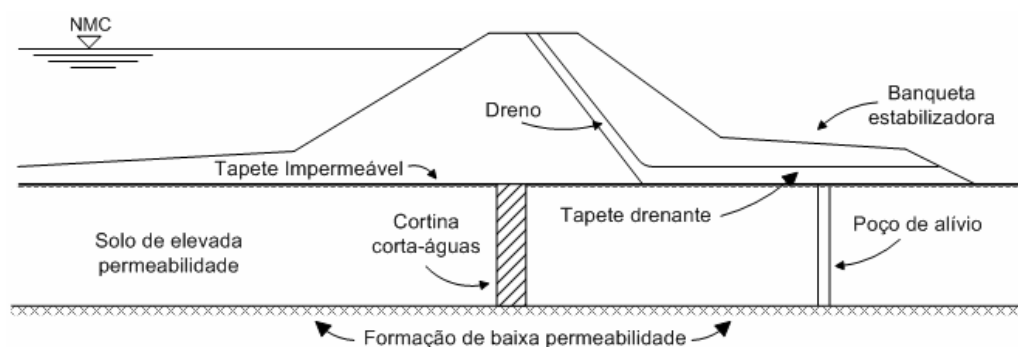


Figura 2.21. Outros dispositivos de controlo da percolação e da erosão interna em fundações de barragens de aterro (Ferreira *et al.*, 2001)

2.5. Escolha do perfil

O perfil adoptado é principalmente condicionado:

i) pelos materiais disponíveis, tipo, quantidade e localização – a quantidade, qualidade e a distância a que os materiais se encontram são factores importantes no projecto de uma barragem; a existência de um único material impermeável, aconselha uma barragem homogénea com drenos; quando o material disponível é permeável (areia, seixo, cascalho) é aconselhável uma barragem zonada, contendo um núcleo impermeável caso exista algum solo impermeável; se só existir solo permeável, em vez do núcleo poder-se-á colocar uma cortina impermeável; caso existam vários solos, será aconselhável a criação de um perfil zonado onde os solos mais permeáveis são colocados no exterior com função estabilizadora e os solos menos permeáveis podem ser colocados no interior com função de estanquicidade;

ii) pela natureza da fundação – em fundações menos resistentes, as barragens deverão possuir taludes com menores inclinações; se a fundação for constituída por um solo permeável é necessário construir uma vala corta-águas; caso a fundação seja de material rochoso será necessário ter especial cuidado na ligação entre a fundação e o corpo da barragem;

iii) pela dimensão e forma do vale – se o vale for largo, não tem muita influência no dimensionamento do perfil, mas se o vale for estreito e com vertentes inclinadas tem influências benéficas na estabilidade da barragem; porém, poderá ser necessário ter especial cuidado com a zona de ligação entre o corpo da barragem e o talude natural do vale (encontros), pois esta zona é propícia à ocorrência de fendilhação e consequentes infiltrações produzidas por assentamentos diferenciais;

iv) pela água no subsolo – se o nível freático nos encontros for mais elevado do que o do leito do rio, é indício de possíveis fugas da futura albufeira; a ocorrência de água suspensa na fundação ou nos encontros influencia a rede de percolação e é factor a considerar no projecto da barragem;

v) pela actividade sísmica – se o local for de natureza sísmica, a barragem deverá ser preparada para suportar as acelerações horizontais dos sismos mais prováveis;

vi) pelas condições climáticas – são um factor da maior importância, especialmente durante a fase de construção, podendo ser calendarizada a obra de forma a que as partes permeáveis do aterro possam ser construídas no Inverno e as impermeáveis no Verão; as condições climáticas também influenciam o regime de cheias que, conseqüentemente, tem repercussões no dimensionamento do corpo e dos órgãos hidráulicos;

vii) pelo desvio do rio – por vezes, torna-se necessário desviar o rio, sendo o modo como este é feito condicionado pela forma do vale, o regime de cheias e o caudal do rio; em vales estreitos, habitualmente opta-se por um túnel, em vales abertos por vezes é possível aterrar numa parte enquanto o rio corre pela outra; quando se constrói uma ensecadeira, uma parte da albufeira fica inundada, sendo necessário verificar se as manchas de empréstimo ficam disponíveis; se a ensecadeira for de grandes dimensões, será compensador incorporá-la na barragem, tendo que ser prevista a situação de galgamento durante a fase de construção;

viii) pela acção das ondas – a protecção do paramento de montante e o valor da folga são directamente influenciados pela acção das ondas na albufeira; sendo necessário estimar a intensidade e a altura das ondas recorrendo ao conhecimento dos ventos dominantes; a situação mais frequente é a colocação de um enrocamento ou “riprap” ou a diminuição da inclinação do talude;

ix) pela frequência e velocidade do esvaziamento da albufeira – o esvaziamento da albufeira é um dos cenários críticos na vida de uma barragem, sendo o dimensionamento do talude de montante directamente influenciado por este factor;

x) pelo tempo disponível para a construção – pode ser um factor que condiciona a solução a adoptar; o tratamento das fundações, caso seja requerida consolidação, pode não ser compatível com o tempo disponível; o factor tempo pode, por vezes, inviabilizar a construção do núcleo central impermeável, sendo preferível colocar cortinas impermeáveis.

2.6. Estabilidade do aterro e da fundação

As causas de rotura de barragens de aterro podem ser (Quintela, 1990):

- galgamento durante ou após a construção, devido a insuficiência do evacuador de cheias ou das obras de desvio provisório, ou da folga da barragem;
- instabilidade devida a erosão interna no aterro ou na fundação;
- instabilidade conducente ao deslizamento dos taludes ou do conjunto do aterro e fundação, nas seguintes condições - durante a construção; uma vez atingido o regime permanente de percolação com a albufeira cheia; após o esvaziamento rápido da albufeira, devido à pressão instalada no aterro;
- instabilidade dos paramentos por erosão (que se evita por recurso a protecção adequada).

A instabilidade quanto ao deslizamento de taludes de aterros pode ser analisada de várias modos, sendo o mais tradicional o do deslizamento potencial ao longo de trajectórias, em geral circulares, no interior do aterro ou deste e da fundação. Deve notar-se que a análise de estabilidade entra em consideração com características (resistência ao corte, erosão e atrito) que se não apresentam constantes no material do aterro e da fundação, pelo que essa análise não se resume apenas a um problema de cálculo numérico.

2.7. Ligação de barragens de terra a estruturas de betão

A ligação de barragens de terra a estruturas de betão exige disposições especiais que contrariem o estabelecimento de caminhos preferenciais de percolação ao longo do contacto solo-betão. Estes caminhos poderiam originar ou acelerar a erosão interna capaz de dar lugar a problemas graves, incluindo a rotura.

Considere-se uma barragem de gravidade, com um troço em terra e outro de betão. A ligação que obste aos inconvenientes mencionados pode conseguir-se de dois modos. Num deles, constrói-se um muro de betão normal à direcção da barragem de gravidade para suporte do aterro e um outro muro

(muro corta-águas) no prolongamento da barragem de gravidade, para aumentar o caminho de percolação (Figura 2.22a). No outro modo, o aterro prolonga-se para o lado do troço de betão, formando uma superfície tronco-cónica (Figura 2.22b).

Se a barragem for zonada, a solução a adoptar é a de muro corta-águas que penetra no núcleo.

A solução de pequenas barragens com troços laterais de terra e a parte central de betão de gravidade é recomendável quando a camada superficial de rocha meteorizada for espessa ao longo de considerável desenvolvimento, nas margens do rio. Com efeito, a criação de condições de fundação para a barragem de gravidade exigiria a remoção da rocha meteorizada e o dispêndio de volume importante de betão abaixo da superfície do terreno, que seriam evitáveis na solução de troços de aterro. Por outro lado, o troço central de betão tem a vantagem de encontrar normalmente fundação próximo da superfície e de permitir a evacuação das cheias.

Na ligação de uma barragem de aterro a um evacuador de cheias, constrói-se um muro corta-águas análogo ao da Figura 2.22a).

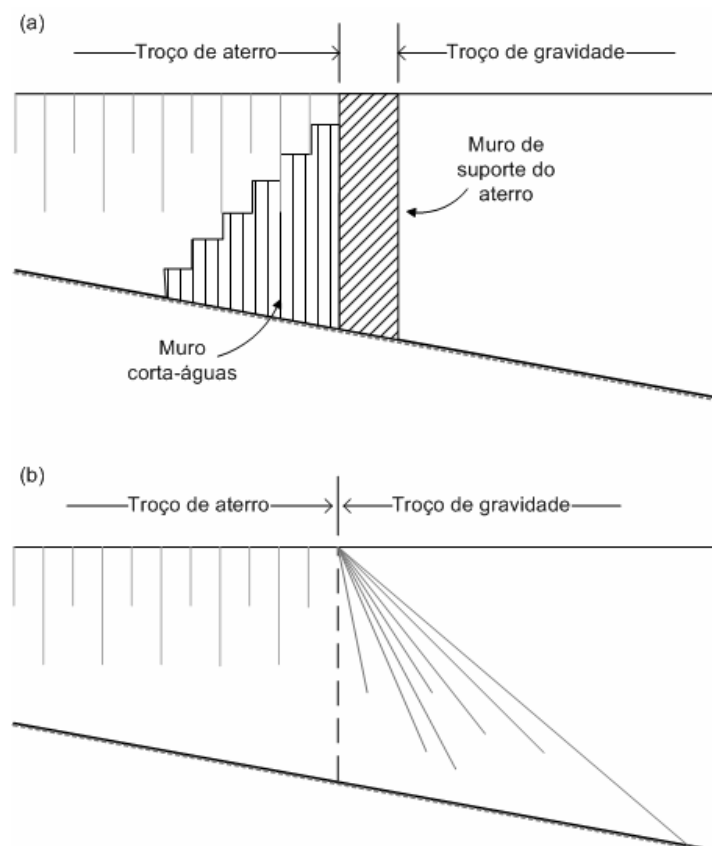


Figura 2.22. Barragens de troços de terra e de betão de gravidade: a) ligação com muro corta-águas; b) prolongamento do aterro (Quintela, 1990)

O mesmo tipo de problemas na ligação solo-betão se põe quando o aterro cobre uma conduta de derivação, de descarga de fundo ou de evacuador de cheias. Para se diminuir os riscos de erosão interna, prevêem-se colares corta-águas ao longo da conduta, que, por vezes, também servem como maciços de amarração (Figura 2.23).

As condutas em pressão cobertas por aterro apresentam também o risco de erosão interna do aterro em consequência de fugas a partir do interior, através das juntas ou fissuras das condutas. Assim, a construção das condutas deve ser extremamente cuidada para evitar essas fugas. A fundação das condutas deverá ser muito pouco deformável e deverão utilizar-se perfis de estanquicidade nas juntas de contracção.

O problema tem especial acuidade no troço a jusante do coroamento de barragens de perfil homogéneo ou a jusante do núcleo de barragens zonadas, onde as diferenças de pressão entre o exterior (devido a percolação no aterro) e o interior da conduta passam a ser importantes. Por esta razão, em muitos casos, são evitadas as condutas em pressão ao longo de todo o aterro, prevendo-se nas descargas de fundo um troço a montante em pressão, e um troço a jusante com superfície livre.



Figura 2.23. Colares corta-águas ao longo de uma conduta em pressão (coincidentes ou não com os maciços de amarração da conduta (USB, 1987).

3. BARRAGENS DE GRAVIDADE

3.1. Considerações gerais

Conforme já assinalado, nas barragens de gravidade, o equilíbrio estático da construção sob a acção das forças actuantes realiza-se através do peso da própria estrutura. Estas barragens podem ser construídas com os seguintes materiais: alvenaria de pedra, betão ciclópico e betão armado.

As barragens de aterro também se incluem no grupo mais genérico das barragens de gravidade. Neste capítulo, tratar-se-ão apenas as barragens de betão.

Uma barragem de gravidade de betão, com fundação adequada e convenientemente projectada e construída, é uma estrutura com baixos custos de manutenção e elevada fiabilidade. São particularmente adequadas para dar passagem às cheias directamente por cima da sua superfície. Os evacuadores são, por isso, frequentemente integrados na própria barragem, quase sempre no troço correspondente ao leito menor do rio (Figura 3.1). Também a descarga de fundo, obras de desvio provisório e tomadas de água podem ser facilmente integradas na barragem.

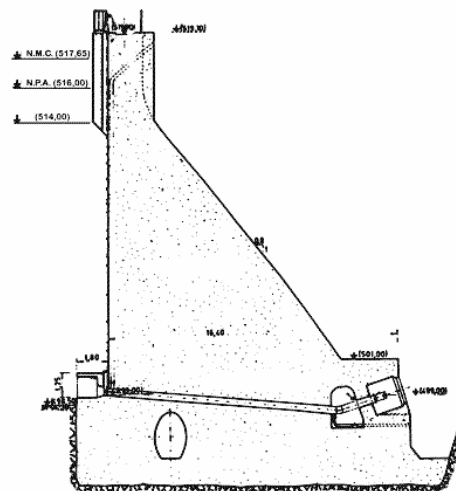


Figura 3.1. Barragem de gravidade de Penha Garcia (CNPGB).

Quando o circuito hidráulico de derivação para a central hidroeléctrica assim o permite, é possível construir centrais de pé de barragem, ou mesmo centrais no interior da barragem (Figura 3.2).

A secção transversal de uma barragem de betão de gravidade típica é aproximadamente triangular (Figura 3.2) e a planta recta ou com ligeira curvatura (convexidade para montante). As barragens por gravidade tradicionais (Figura 3.1) evoluíram para as barragens descarregadoras e as barragens móveis. Nas barragens descarregadoras, a passagem das cheias dá-se sobre a barragem em trechos galgáveis, munidos ou não de comportas. As barragens descarregadoras dizem-se móveis quando a área total controlada por comportas é uma fracção significativa da secção transversal do vale (Figura 3.3).

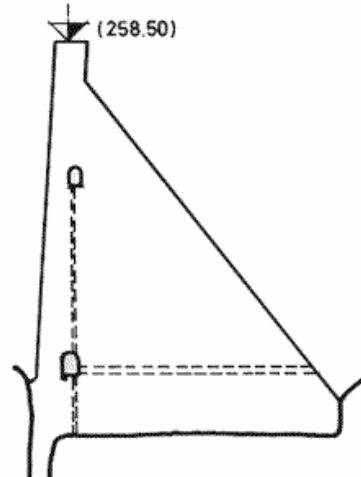


Figura 3.2. Barragem de gravidade de Idanha-a-Nova. Central de pé de barragem (CNPGB).



Figura 3.3. Barragem descarregadora (ou açude) móvel de Coimbra (CNPGB).

O dimensionamento das barragens de gravidade deve atender, basicamente, aos seguintes critérios: segurança ao derrubamento segundo qualquer plano horizontal definido no corpo da barragem ou no contacto com a fundação; segurança ao escorregamento em qualquer plano horizontal, definido no corpo da barragem ou no contacto com a fundação e, ainda, segundo qualquer descontinuidade geológica na fundação; definição de formas de modo a que as tensões no corpo da barragem e na fundação não excedam as tensões admissíveis. A relação entre a largura da base e a altura é definida de forma a verificar estes critérios.

Para além das barragens de Castelo de Bode (arco-gravidade), Carrapatelo, Furadouro, Idanha-a-Nova e Penha Garcia, do tipo gravidade de betão, já apresentadas, podem citar-se, como exemplos

portugueses deste tipo de barragens, as barragens do Alto Cávado, Belver, Crestuma-Lever, Fratel, Pedrógão, Pocinho, Raiva e Régua.

3.2. Forças actuantes

As principais solicitações a que se pode encontrar submetida uma barragem de gravidade são as seguintes (USBR,1977a) (Figura 3.4):

- forças resultantes da impulsão das águas sobre os paramentos de montante e de jusante (respectivamente F_{H1} , F_{V1} e F_{H2} , F_{V2} , em que o índice H designa a componente horizontal e V a componente vertical);
- resultante do peso próprio da barragem e dos equipamentos nela instalados (F_{V3});
- resultante da subpressão na base da barragem (F_{V4}); podem considerar-se ainda as forças de subpressão no interior da barragem, menos importantes;
- forças de inércia no corpo da barragem devido à acção sísmica (F_{H5} e F_{V5});
- impulsão hidrodinâmica no paramento de montante devida à acção sísmica (F_{H6} e F_{V6});
- resultante da impulsão sobre o paramento de montante devida aos sedimentos finos (F_{H7} e F_{V7});
- outras, como por exemplo a ondulação, o vento e o gelo.

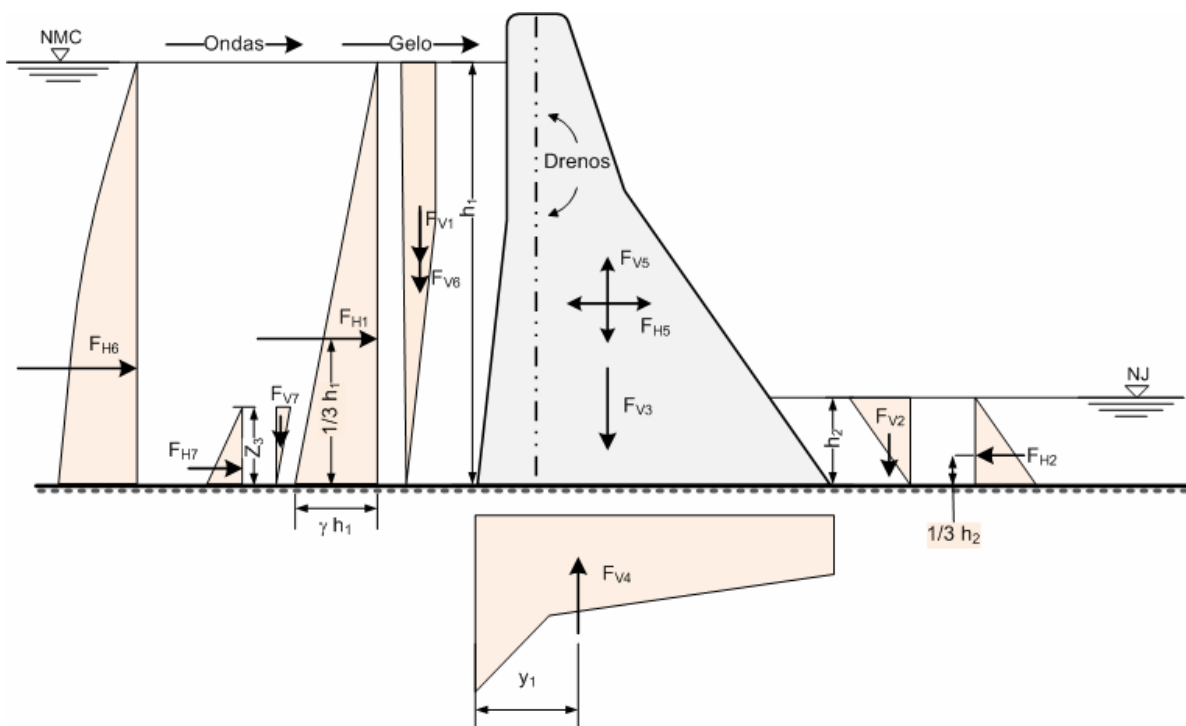


Figura 3.4. Solicitações em barragens de gravidade.

As forças actuantes podem ser agrupadas da seguinte forma:

- forças estáticas – as componentes horizontais e verticais da impulsão hidrostática da água sobre os paramentos de montante e jusante; peso próprio da barragem e dos equipamentos, componentes horizontal e vertical da impulsão devida aos sedimentos e ao gelo;
- forças dinâmicas – componentes horizontal e vertical da força sísmica na massa de água (impulsão hidrodinâmica) e no corpo da barragem; acção das ondas, acção do vento, forças de subpressão na fundação e no interior da barragem.

As combinações mais usuais destas forças para efeito de projecto são, nomeadamente, apresentadas em USBR (1977a).

Impulsão das águas sobre os paramentos da barragem - A pressão hidrostática no seio da água à profundidade h é definida, conforme estipulado nos manuais de hidráulica, por

$$p = \gamma h \quad , \quad (kNm^{-2}) \quad (3.1)$$

sendo γ o peso específico da água ($9,81 \text{ kNm}^{-3}$). Se se considerar que a altura de água a montante até à fundação da barragem é h_1 * (na Figura 3.4, NMC é o nível de máxima cheia e NJ é o nível a jusante da barragem), então a componente horizontal da impulsão das águas sobre o paramento de montante será,

$$F_{H1} = \frac{\gamma h_1^2}{2} \quad , \quad (kNm^{-1})^{**} \quad (3.2)$$

que corresponde à área do triângulo de base γh_1 e altura h_1 (Figura 3.4), com F_{H1} actuando a um terço de h_1 (a partir da fundação).

A componente vertical da impulsão das águas sobre o paramento de montante vem dada por

$$F_{V1} = \gamma(\text{área de } \Delta V1) \quad , \quad (kNm^{-1}) \quad (3.3)$$

actuando no centro de gravidade do trapézio ΔV_1 , trapézio invertido correspondente à força F_{V1} ; $F_{V1} = 0$ quando o paramento de montante for vertical.

De modo semelhante, se podem determinar, respectivamente, as componentes horizontal (F_{H2}) e vertical (F_{V2}) da impulsão das águas sobre o paramento de jusante, considerando h_2 como a altura de água a jusante referida à base da barragem, ou da fundação.

* Por norma, os índices 1 e 2 indicam, no presente trabalho, as secções de montante e de jusante, respectivamente.

** Cálculos efectuados por metro linear de barragem.

Peso próprio da barragem e dos equipamentos nela instalados - considerando apenas o peso próprio da barragem, este é dado por

$$F_{V3} = \gamma_b(\text{área de } A_b) \quad , \quad (kNm^{-1}) \quad (3.4)$$

em que γ_b é o peso específico do betão e A_b é a área transversal da barragem. F_{V3} terá, como ponto de aplicação, o centro de gravidade de A_b .

Subpressão na base da barragem – A infiltração da água no interior da barragem e na respectiva fundação ao longo das descontinuidades que possam aparecer, isto é, de juntas, de fissuras e de porosidades do betão e das pedras, originam pressões intersticiais que podem ser consideráveis. A quantificação destas subpressões é matéria de alguma controvérsia. Medições efectuadas em barragens existentes confirmam a existência de subpressões, não só na base das barragens, como também em planos superiores (interior da barragem), ao longo dos quais a água penetrou ao longo do tempo.

É habitual admitir, para efeitos de projecto, que a variação da subpressão entre as cargas hidrostáticas a montante e a jusante é linear, ao longo de um perfil horizontal da fundação. Esta hipótese corresponde a admitir uma fundação rochosa uniformemente fissurada ou um solo permeável homogéneo, o que é difícil de conceber em zonas de extensão considerável, como são as fundações das barragens de gravidade, ainda que de pequena altura. No entanto, esta hipótese é correntemente aceite, pois qualquer outra formulação pode suscitar objecções da mesma índole (Novak, *et al.*, 1996).

Para diminuir o valor das subpressões que, habitualmente, conduzem a perfis transversais das barragens mais espessos e, portanto, mais dispendiosos, é normal criar dispositivos para a drenagem na fundação da barragem. Em barragens de gravidade de betão, tais dispositivos são, habitualmente, constituídos por uma galeria de drenagem de onde partem drenos que penetram na fundação (Figura 3.2 e 3.5).

O diagrama da subpressão que passa a existir na fundação quando forem instalados drenos é estabelecido caso a caso, em função da barragem e das condições da drenagem. As subpressões variam linearmente entre γh_1 a montante e γh_2 a jusante. Essa variação linear é visível na Figura 3.5, onde se apresenta esquematicamente o diagrama das subpressões. Havendo drenos, a variação é mais intensa (subpressão diminui mais rapidamente) a montante da linha de drenos. A água afluente à galeria pode ser, posteriormente, bombada para jusante ou, se ao cotas da galeria e do nível de água a jusante o permitirem, ser escoada por gravidade. Na linha dos drenos, o valor da subpressão vem dado por $\gamma[h_2 + k(h_1 - h_2)]$, em que o valor de k depende da eficiência da drenagem. O *U.S. Corps of Engineers* considera valores de k compreendidos entre 0,25 e 0,50 e USBR (1976) um valor médio de 0,33 (considerando um sistema de drenagem eficiente e suficiente).

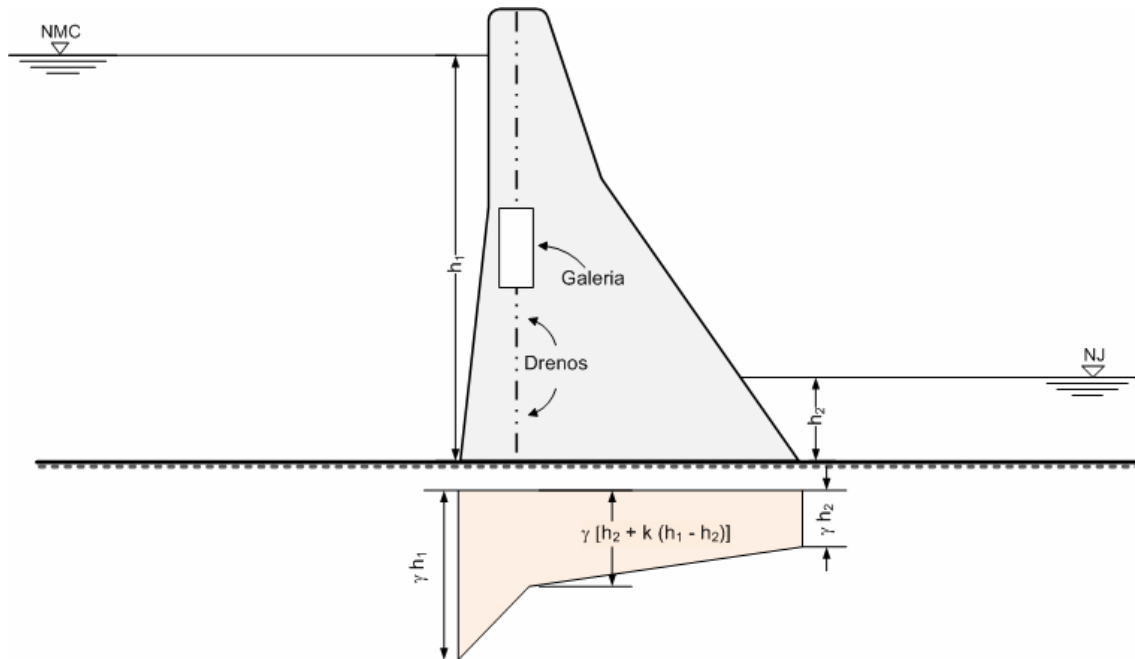


Figura 3.5. Diagrama da subpressão na fundação de uma barragem de gravidade com sistema de drenagem.

A resultante das subpressões F_{V4} é o produto da pressão média p originada na área efectiva do plano transversal reduzido à horizontal, A_h . A área efectiva é determinada como ηA_h , sendo η um factor de redução da área. A força F_{V4} vem dada por

$$F_{V4} = \eta A_h p \quad . \quad (kNm^{-1}) \quad (3.5)$$

Não havendo galeria de drenagem com os respectivos drenos, F_{V4} vem

$$F_{V4} = \eta A_h \gamma \frac{h_1 + h_2}{2} \quad . \quad (3.6)$$

A força F_{V4} é, obviamente, aplicada ao centro de gravidade do polígono representativo das subpressões (Figura 3. 4 e 3.5). Para a situação de não existência de drenos e considerando o plano horizontal da fundação ($\eta=1$), a distância da sua linha de acção à extremidade de montante vem dada por

$$y_1 = \frac{A_h}{3} \frac{2h_2 + h_1}{h_2 + h_1} \quad . \quad (m) \quad (3.7)$$

Forças sísmicas – Os sismos transmitem acelerações às barragens que diminuem a estabilidade das mesmas. Quer as acelerações horizontais, quer as acelerações verticais, devem ser aplicadas segundo o sentido que se mostrar mais desfavorável.

Quando a albufeira está cheia, as situações mais desfavoráveis correspondem a deslocamentos da fundação para montante e para baixo. O movimento para montante aumenta os impulsos exercidos pela água e pelos sedimentos em contacto com a barragem e origina uma força de inércia associada à massa da barragem, enquanto o movimento descendente diminui o peso da barragem e da água situada sobre os paramentos inclinados. Qualquer destes efeitos é naturalmente desfavorável do ponto de vista da estabilidade (Quintela, 1990).

Os regulamentos de projecto de estruturas definem zonas com diferentes riscos sísmicos a que estão associados valores das acelerações sísmicas horizontais e verticais no substrato rochoso. Os coeficientes sísmicos dependem desses valores e das características dinâmicas das estruturas.

i) Forças sísmicas horizontais – Na análise de estabilidade da secção transversal duma barragem, a força de inércia associada à massa da barragem é aplicada no respectivo centro de gravidade independentemente da forma desta (F_{V5} e F_{H5}).

F_{H5} é calculada através da expressão

$$F_{H5} = \pm \lambda_H F_{V3} \quad , \quad (3.8)$$

em que λ_H é o coeficiente de aceleração sísmica horizontal. É usual considerar que $\lambda_H = (1,5 - 2,0)\lambda_V$, representando λ_V o coeficiente da aceleração sísmica vertical.

O aumento da pressão da água no paramento de montante num ponto à profundidade h da superfície livre pode ser obtido pela expressão de Westergaard's (USBR, 1987)

$$p_{sis} = C \lambda_H \gamma h \quad , \quad (3.9)$$

em que

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{h}{h_1} \left(2 - \frac{h}{h_1} \right) + \sqrt{\frac{h}{h_1} \left(2 - \frac{h}{h_1} \right)} \right] \quad (3.10)$$

é o coeficiente adimensional que traduz a distribuição e valor das pressões e C_m é o máximo valor de C , função do ângulo de inclinação do paramento de montante (Figura 3.6).

A força horizontal total F_{H6} (acrécimo a somar às impulsões das águas e dos sedimentos) acima de um ponto situado à profundidade h e o respectivo momento derrubador M_{FH6} vêm dados, respectivamente, por (USBR, 1987):

$$F_{H6} = 0,726 p_{sis} h \quad (3.11)$$

$$M_{FH6} = 0,299 p_{sis} h^2 \quad (3.12)$$

actuando a força F_{H6} à profundidade $h_{sis}=0,59 h$.

Se o paramento de montante possui uma parte vertical e uma outra inclinada, USBR (1976) sugere o seguinte procedimento:

- Considerar o paramento como vertical - quando a altura da parte vertical é maior ou igual a um terço da altura total da barragem;
- considerar o declive da parte do paramento que intercepta a superfície livre - quando a altura da parte vertical é menor que um terço da altura total da barragem.

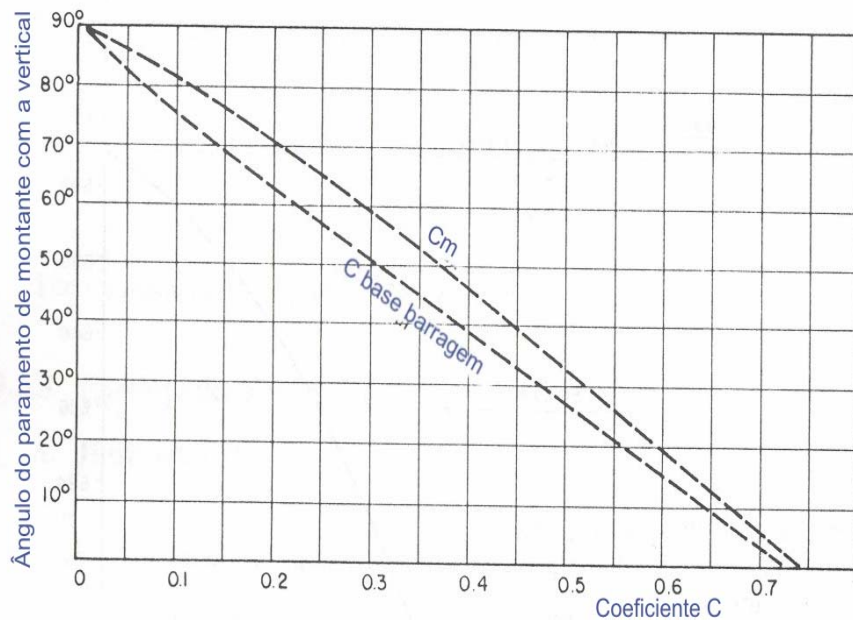


Figura 3.6. Coeficiente de pressão hidrodinâmica máxima na base de uma barragem, para paramentos de declive constante (adaptado de USBR, 1987).

ii) *Forças sísmicas verticais* – Neste caso, quer o peso da barragem, quer o peso da água situada sobre os paramentos, devem ser modificados de acordo com a aceleração vertical adoptada.

A componente vertical da força de inércia associada à massa da barragem F_{V5} é determinada usando a equação

$$F_{V5} = \pm \lambda_v F_{V3} \quad (3.13)$$

e o acréscimo a acrescentar à componente vertical da impulsão das águas sobre o paramento de montante da barragem vem

$$F_{V6} = \lambda_V F_{V1} \quad , \quad (3.14)$$

força que tem o mesmo ponto de aplicação de F_{V1} e que, de igual modo, terá valor nulo quando o paramento de montante da barragem for vertical.

Impulsão dos sedimentos finos sobre o paramento de montante – Nas albufeiras, os sedimentos transportados pelos cursos de água vão-se depositando, ao longo do tempo, por ordem decrescente das suas dimensões. Os sedimentos mais finos podem acumular-se junto ao paramento de montante da barragem, exercendo impulsões sobre este.

As descargas de fundo só, localmente, reduzem a acumulação de sedimentos.

Muitas barragens têm sido dimensionadas sem ter em conta a carga de sedimentos finos. Em certos casos, existe fundamento para desprezar essa carga; inicialmente, o depósito de sedimentos praticamente não existe e, com o tempo, quando poderia passar a ter significado, os sedimentos finos consolidam-se e deixam de se comportar como fluidos.

A acção dos sedimentos finos pode ser considerada como um aumento da impulsão sobre o paramento de montante. Assim, a contribuição dos sedimentos finos consolidados sobre a barragem pode ser estimada usando a fórmula de Rankine (Sentürk, 1994), vindo para a sua componente horizontal

$$F_{H7} = \frac{K_s \gamma'_s z_3^2}{2} \quad , \quad (kNm^{-1}) \quad (3.15)$$

que actua à altura de $z_3/3$ acima da fundação, sendo z_3 a altura de sedimentos, $\gamma'_s = \gamma_s - \gamma$ é o peso volúmico dos sedimento submersos e γ_s esse peso para os sedimentos não submersos; Sentürk (1994) usa a expressão $\gamma'_s = \gamma_s - \gamma(1-K)$, em que K é a porosidade do maciço de sedimentos expressa em percentagem do volume. O valor de K_s vem dado por

$$K_s = \frac{1 - \sin \Phi}{1 + \sin \Phi} \quad , \quad (3.16)$$

sendo Φ o ângulo de atrito interno dos sedimentos.

À semelhança da impulsão da água, a componente vertical da impulsão sobre o paramento de montante da barragem devida aos sedimentos vem

$$F_{V7} = K_s \gamma'_s (\text{área de } \Delta V_2) \quad , \quad (kNm^{-1}) \quad (3.17)$$

que actua no centro de gravidade do triângulo ΔV_2 , triângulo invertido correspondente à força F_{V7} ; $F_{V7} = 0$ quando o paramento de montante for vertical.

3.3. Estabilidade

Definidas as forças actuantes numa barragem de gravidade para diferentes situações, torna-se necessário determinar as tensões e os deslocamentos em qualquer ponto da estrutura e analisar a estabilidade da barragem em relação ao derrubamento e ao escorregamento.

A análise de tensões e de deslocamentos para barragens de grande altura pode ser realizada pelo método do elementos finitos, que permite ter em conta a deformabilidade da fundação. Em pequenas barragens sobre fundação que se possa considerar rígida, é suficiente calcular as tensões verticais na secção da fundação e verificar a estabilidade ao escorregamento, de acordo com os critérios que se seguem.

Reacção da fundação – Em condições de estabilidade (solicitações não dinâmicas), a resultante das cargas verticais ($\sum F_V$) e cargas horizontais ($\sum F_H$) transmitidas pela barragem à fundação (R) é equilibrada pela reacção desta. A Figura 3.7 apresenta o caso particular de uma barragem com paramento de montante vertical.

O diagrama das tensões verticais de reacção da fundação (Figura 3.7b) é calculado excluindo-se a subpressão das forças actuantes, pelas fórmulas da compressão excêntrica (Quintela, 1990)

$$A1 = \frac{\sum F_V}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad (3.18)$$

$$B2 = \frac{\sum F_V}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad (3.19)$$

Se ao diagrama assim obtido se subtrair o da subpressão, definido, no caso da Figura 3.7c, pela variação linear entre as cargas hidrostáticas nas extremidades da fundação (montante e jusante, valores já assinalados), obtém-se o diagrama de tensões efectivas verticais de reacção (Figura 3.7c).

Se, porém, a subpressão a montante exceder a tensão de reacção vertical, a tensão efectiva correspondente é de tracção, a que a fundação é suposto não resistir. Considera-se, então, que se abre uma fenda na fundação na zona em que as tensões efectivas seriam de tracção, ao longo da qual se instala uma subpressão constante e igual à carga hidrostática a montante (Figura 3.7e).

O diagrama de tensões verticais de reacção apresenta neste caso um patamar, correspondente à carga hidrostática a montante, e o valor $B5$ na extremidade de jusante. O valor $B5$ e o comprimento do patamar são determinados pelas seguintes condições:

- a resultante do diagrama de tensões verticais de reacção iguala a resultante das solicitações verticais, excluída a subpressão (USB, 1976)

$$\sum F_V = A3.L + (B5 - A3) \cdot \frac{L_1}{2} \quad ; \quad (3.20)$$

- o momento das tensões de reacção em relação ao centro de massa da fundação iguala o momento das solicitações (excluída a subpressão) (USB, 1976)

$$M = (\sum F_V - A3.L) \cdot e_1 \quad . \quad (3.21)$$

Obtido e_1 , definido na Figura 3.7, pode calcular-se L_1 , por considerações geométricas

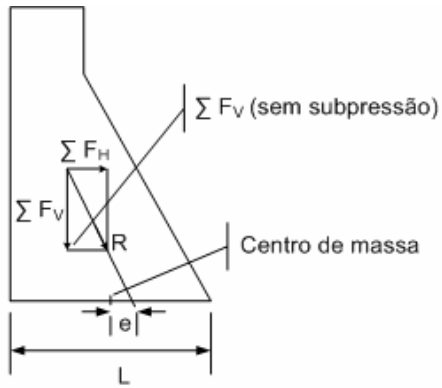
$$L_1 = 3 \left(\frac{L}{2} - e_1 \right) \quad (3.22)$$

e, finalmente, $B5$, re-arranjando a equação (3.15)

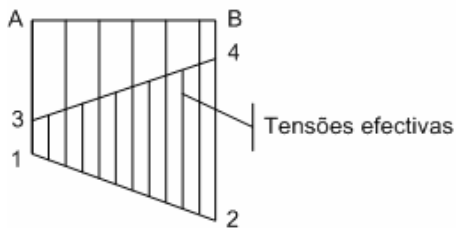
$$B5 = \frac{2(\sum F_V - A3.L)}{L_1} + A3 \quad . \quad (3.23)$$

É prática corrente não admitir tracções (em termos de tensões efectivas) em qualquer ponto do paramento de montante, o que equivale a impor que a resultante das forças actuantes (incluída a subpressão) acima de qualquer secção horizontal tenha o ponto de aplicação dentro do núcleo central dessa secção. Isto deve-se a que, não sendo o betão um material com resistência apreciável à tracção, se poderiam produzir fendas, onde se instalariam subpressões que contribuiriam para a instabilidade e para aumentar a progressão dessas mesmas fendas (USB, 1976).

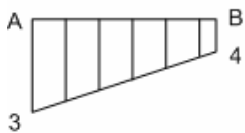
Igualmente se deve verificar que não sejam ultrapassadas, na extremidade de jusante, as tensões de compressão admissíveis para o betão utilizado ou para a fundação.



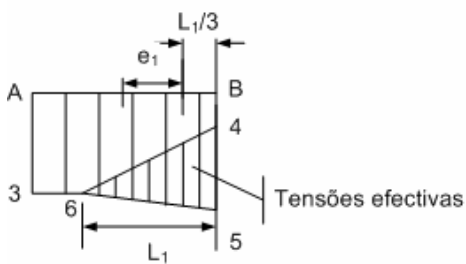
a) Perfil transversal



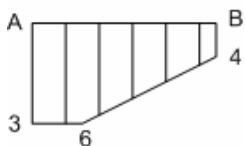
b) Tensões na fundação (totais), diagrama A1B2 e tensões efectivas, diagrama 3-1-4-2 para $A1 > A3$



c) Subpressões na fundação para $A1 > A3$



d) Tensões na fundação (totais), diagrama A3B5 e tensões efectivas, diagrama 6-4-5 para $A1 < A3$



e) Subpressões na fundação para $A1 < A3$

Figura 3.7. Barragem de gravidade. Diagrama da subpressão e tensões na fundação (Quintela, 1990).

Derrubamento – Devido às solicitações da pressão hidrostática e da subpressão (principais forças a considerar), a barragem pode ter a tendência para rodar em torno da extremidade de jusante da fundação (pé de barragem). Para que a barragem não seja derrubada, o ponto de aplicação da resultante das forças actuantes deverá situar-se a montante daquela extremidade.

A não admissibilidade de tracções a montante implica que a resultante das forças actuantes (incluída a subpressão) passe pelo terço central da fundação, o que representa uma reserva de segurança em relação à condição anteriormente mencionada. Assim, não é necessário verificar a estabilidade de barragens de gravidade em relação ao derrubamento.

De qualquer modo, pode definir-se um coeficiente global de segurança relativamente ao derrubamento, considerando os momentos estáticos das forças actuantes relativamente à extremidade de jusante de qualquer plano horizontal considerado no corpo da barragem. Esse coeficiente vem expresso por (USBR 1977a)

$$F_0 = \frac{\sum M(+)}{\sum M(-)} \quad , \quad (3.24)$$

em que os momentos positivos contrariam o derrubamento (momentos estabilizadores) e os negativos tendem a provocar o derrubamento (momentos derrubadores). Habitualmente nesta análise, despreza-se a acção dos sismos devido ao seu carácter oscilatório e transitório. Valores de $F_0 \geq 1,25$ são já aceitáveis, sendo, contudo, desejáveis valores de $F_0 \geq 1,50$ (Fernandes, 1995).

Escorregamento – A resultante das solicitações horizontais tende a deslocar a barragem para jusante, o que é contrariado pelas forças tangenciais de atrito e de coesão no contacto betão-fundação. Este deslizamento ou escorregamento dá-se segundo planos transversais e tende a provocar o escorregamento da parte superior da barragem sobre a parte inferior. Os planos preferenciais serão os definidos pelas juntas. Contudo, o plano da fundação ou junta da base é o que está em piores condições dado, nomeadamente, o menor valor do coeficiente de atrito que lhe corresponde (interface betão-rocha). Por isso, é de todo o interesse que a fundação seja de superfície irregular e não plana.

Se a barragem for fundada em rocha, as forças de coesão não costumam ser consideradas. Sendo a superfície de fundação sempre irregular, existem forças de corte que podem ser significativas, mas de difícil quantificação. Assim, em barragens de gravidade de betão fundadas sobre rocha considera-se que está assegurada a estabilidade em relação ao escorregamento desde que se verifique a condição

$$(\sum F_V - F_{V4}) \tan \Psi \geq \sum F_H \quad , \quad (3.25)$$

em que Ψ é o ângulo de atrito betão-fundação, F_{V4} , conforme já assinalado, é a força de subpressão na fundação, sendo, portanto, as forças de coesão e de corte consideradas como reserva de segurança. O coeficiente de atrito betão-rocha toma normalmente valores compreendidos entre 0,65 e 0,75 ($\tan \Psi$).

A estabilidade em relação ao escorregamento pode ser avaliada tendo também em conta um coeficiente de segurança, estimado usando uma das três definições (Novak *et al.*, 1996):

- coeficiente de escorregamento, F_{SS} ;
- coeficiente de resistência ao corte, F_{SF} ;
- coeficiente de equilíbrio limite, F_{LE} .

A resistência ao escorregamento ao longo de um plano no interior da barragem será função da força resistente mobilizada no corpo da barragem. As juntas de construção horizontais serão os planos críticos. Na base da barragem, a interface betão-fundação será um outro plano crítico.

A resistência ao escorregamento ou ao corte na superfície de contacto (betão-rocha, no caso da fundação) pode ser expressa através dos factores σ_c e $\tan \Psi$, em que σ_c traduz as forças de adesão ou coesão, sendo a tensão de rotura do betão ou da rocha ao corte e a $\tan \Psi$ traduz a resistência das forças de atrito ao deslizamento (Ψ é o ângulo de atrito entre a base do maciço superior e o maciço inferior ao longo do plano de escorregamento, ou, na descontinuidade betão-rocha, no caso da fundação).

i) *Coeficiente de escorregamento, F_{SS}* – É expresso como uma função da resistência ao escorregamento simples segundo o plano considerado. Considera-se que essa resistência é devida apenas às forças de atrito, não se considerando nenhuma força de coesão ou de corte. Assim, F_{SS} pode ser definido como a razão entre a resultante das forças horizontais ΣF_H e a resultante das forças verticais ΣF_V

$$F_{SS} = \frac{\Sigma F_H}{\Sigma F_V} \quad (3.26)$$

Se o plano considerado tiver um ângulo de inclinação β com a horizontal, a equação (3.26) é modificada para

$$F_{SS} = \frac{\Sigma F_H / \Sigma F_V - \tan \beta}{1 + (\Sigma F_H / \Sigma F_V) \tan \beta} \quad (3.27)$$

O ângulo β é positivo quando está acima da linha horizontal e negativo no caso contrário (Figura 3.8). Por vezes, escava-se a fundação de modo a fazer com que β seja positivo, contrariando, assim, o deslizamento, elevando o valor de F_{SS} .

Para uma barragem de betão e considerando um plano horizontal, F_{SS} não deve exceder o valor de 0,75 para a combinação usual das forças actuantes, aceitando-se que atinja valores até 0,90 para combinações extremas dessas forças. O último valor pode também ser considerado para fundações rochosas e de superfície irregular. Planos com baixa resistência ao corte requerem uma diminuição desse valor, devendo ser limitado a 0,50 (Novak *et al*, 1996).

ii) *Coefficiente de resistência ao corte*, F_{SF} – É definido como a razão entre as forças de resistência ao corte e a resultante das forças horizontais

$$F_{SF} = \frac{F_C}{\Sigma F_H} \quad , \quad (3.28)$$

em que F_C é a resistência máxima ao corte que pode ser mobilizada e que pode ser definida por (Figura 3.8)

$$F_C = \frac{\sigma_c A_h}{\cos \beta (1 - \tan \psi \tan \beta)} + \Sigma F_V \tan(\psi + \beta) \quad . \quad (kNm^{-1}) \quad (3.29)$$

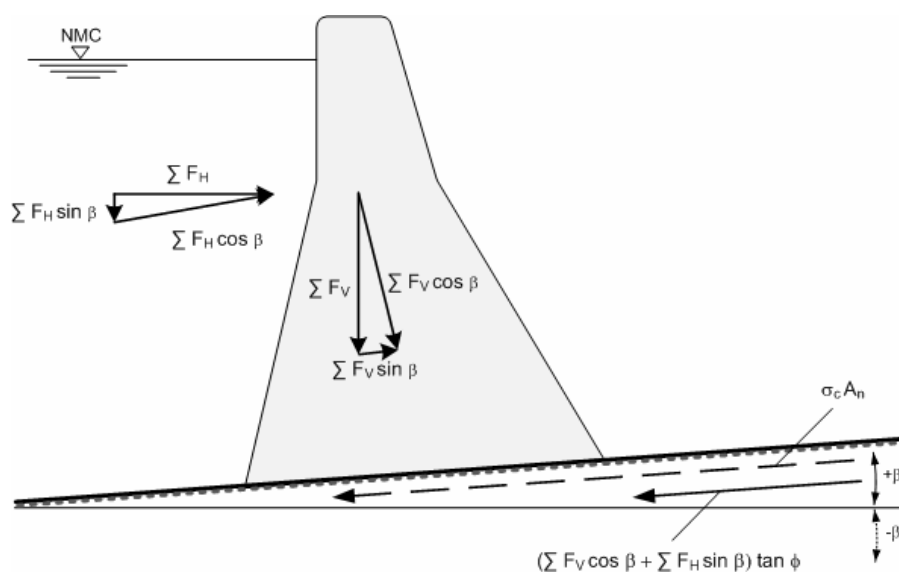


Figura 3.8. Resistência ao escorregamento e ao corte (adaptado de Novak *et al*, 1996).

No caso do plano horizontal ($\beta = 0$), a equação (3.29) simplifica-se, vindo

$$F_C = \sigma_c A_h + \Sigma F_V \tan \psi \quad . \quad (kNm^{-1}) \quad (3.30)$$

Substituindo na equação (3.28), obtém-se a equação usual para o coeficiente F_{SF}

$$F_{SF} = \frac{\sigma_c A_h + \sum F_V \tan \Psi}{\sum F_H} \quad (3.31)$$

Para uma barragem de betão e para as combinações usuais das forças actuantes, o coeficiente de resistência ao corte na zona da fundação deverá ser $F_{SF} \geq 4,0$. Para planos no interior da barragem, deverá ser $F_{SF} \geq 3,0$ (Novak *et al*, 1996).

iii) *Coefficiente de equilibrio limite*, F_{LE} – Este coeficiente é definido como a razão entre a tensão de corte σ_d disponível e a tensão de corte σ gerada pela combinação das forças actuantes

$$F_{LE} = \frac{\sigma_d}{\sigma} \quad (3.32)$$

A tensão σ_d pode ser estimada como $\sigma_d = \sigma_c + \sigma_n \tan \Psi$ (Novak *et al*, 1996). Assim,

$$F_{LE} = \frac{\sigma_c + \sigma_n \tan \Psi}{\sigma} \quad (3.33)$$

em que σ_n é a tensão de corte segundo a normal ao plano de deslizamento.

No caso do exemplo da Figura 3.8, em que apenas se considera o plano inclinado ao nível da fundação como plano de deslizamento (ou escorregamento), vem

$$F_{LE} = \frac{\sigma_c A_h + (\sum F_V \cos \beta + \sum F_H \sin \beta) \tan \Psi}{\sum F_H \cos \beta - \sum F_V \sin \beta} \quad (3.34)$$

Quando o plano considerado é horizontal, a equação (3.34) vem igual à equação (3.31) ($F_{LE} = F_{SF}$). O valor mínimo para o coeficiente de equilibrio limite é $F_{LE} = 2,0$ na situação normal, isto é, considerando apenas as forças estáticas máximas, sendo de 1,3 considerando as forças dinâmicas, incluindo a actividade sísmica (Novak *et al*, 1996).

3.4. Barragens de gravidade de betão compactado

A utilização do betão compactado com cilindros em barragens iniciou-se nos anos sessenta.

Esta técnica consiste em construir a barragem em betão utilizando os equipamentos e técnicas usados na construção de barragens de aterro. O betão coloca-se em camadas de espessura variável (da ordem dos 0,30 m) que são espalhadas com um bulldozer e posteriormente compactadas com cilindros vibradores ou não, em vez dos vibradores clássicos imersos em betão. O betão compactado é o material

resultante de um processo de construção que combina as técnicas, económicas e rápidas, de colocação de aterros com as excelentes propriedades do betão, nomeadamente a resistência e a durabilidade.

Os teores de água e de cimento são mais baixos do que na construção clássica, o que reduz o calor libertado pela hidratação do betão e permite, além de eliminar ou diminuir o número de juntas transversais e dispensar instalações de refrigeração do betão, facilitar a colocação do betão e progredir mais rapidamente em altura (Quintela, 1990).

O betão compactado reduz o custo das barragens em virtude de permitir diminuir a mão-de-obra, o período necessário para construção, a quantidade de cimento utilizado e, nalguns casos, eliminar os próprios moldes dos paramentos. A construção deste tipo de barragens é bastante vantajosa em relação às tradicionais de betão, sendo o encargo económico bastante menor (25 a 50% menor que nas barragens de betão convencionais).

As barragens de betão compactado comportam-se, no geral, como as barragens de gravidade podendo apresentar um efeito de arco através da adopção de uma geometria curva. A Barragem de Ribeiradio no rio Vouga constitui um exemplo deste tipo de barragens.

3.5. Exemplos de aplicação

Exercício 3.1: Calcular as forças actuantes numa barragem de gravidade de betão, com as seguintes características:

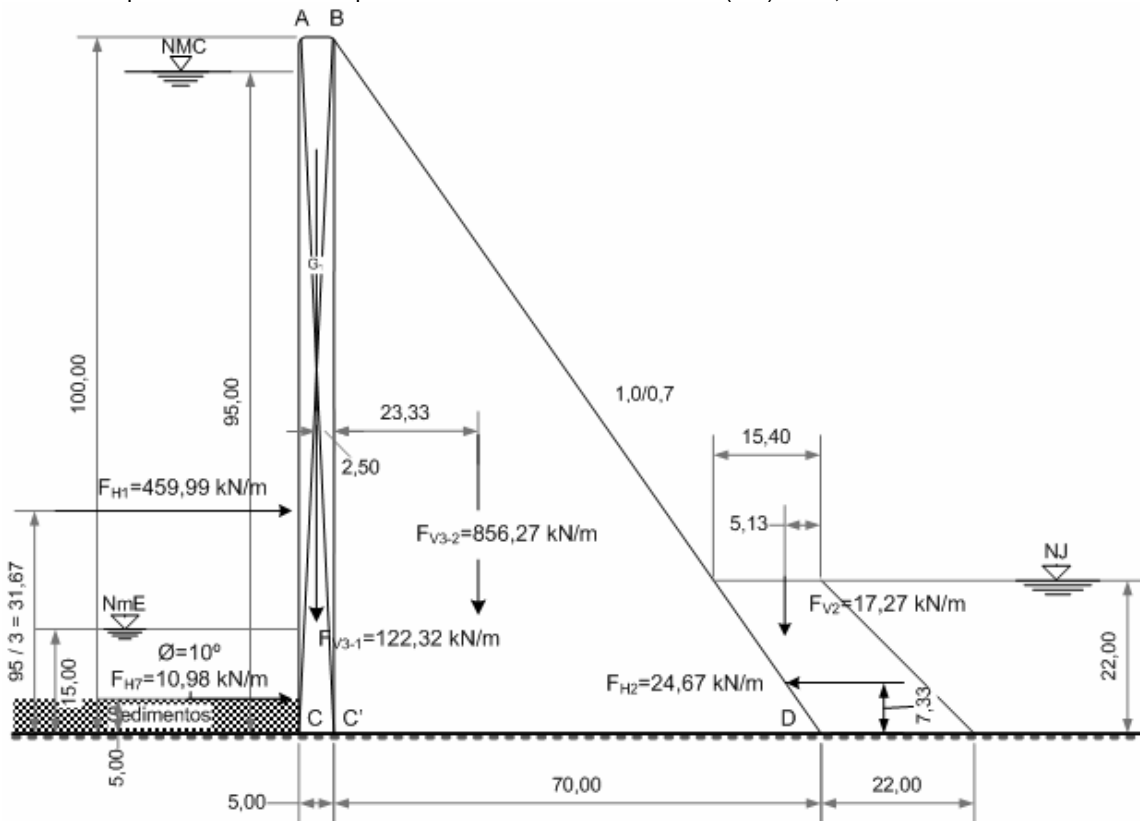
- altura da barragem	- 100,00 m
- declive do paramento de montante	- vertical
- declive do paramento de jusante	- 1:0,70 (H:V)
- altura de água a montante	- 95,00 m
- largura do coroamento	- 5,00 m
- altura de água a jusante	- 22,00 m
- altura de sedimentos a montante	- 15,00 m
- ângulo de atrito interno dos sedimentos	-10°
- peso específico dos sedimentos a seco	-220,184 N/m ³
- porosidade do depósito de sedimentos	-20%
- peso específico do betão	-244,648 N/m ³

Resolução:

Forças actuantes na barragem

- Peso próprio da barragem (F_{V3-1})	122,324 kN/m
- Peso próprio da barragem (F_{V3-2})	856,269 kN/m
-Componente horizontal da impulsão das águas a montante (F_{H1})	459,990 kN/m
-Componente horizontal da impulsão das águas a jusante (F_{H2})	24,669 kN/m

- Componente vertical da impulsão das águas a jusante (F_{V2}) 17,268 kN/m
- Componente vertical da impulsão dos sedimentos a montante (F_{H7}) 10,982 kN/m



Exercício 3.2: Calcular a componente horizontal da força sísmica que pode actuar numa comporta de um evacuador de cheias de uma barragem, tendo em conta os seguintes dados:

- Altura da barragem 200 m
- Altura da comporta 17 m
- Coeficiente de aceleração sísmica horizontal, λ_H 0,17

Resolução:

$$p_{sis} = 0,716 \text{ kN/m}^2$$

$$FH_6 = 8,837 \text{ kN/m}$$

$$h_{sis} = 0,59 h$$

Exercício 3.3: Calcular a componente vertical da força sísmica que pode actuar numa comporta de um evacuador de cheias de uma barragem, tendo em conta os seguintes dados:

- Altura da barragem 50 m
- Altura de água correspondente ao pleno armazenamento na albufeira 45 m
- Factor de aceleração sísmica, λ 0,15

- Peso específico do betão 244,648 N/m³
- Paramento de montante vertical e o de jusante inclinado a 1:1
- Largura do coroamento 5 m

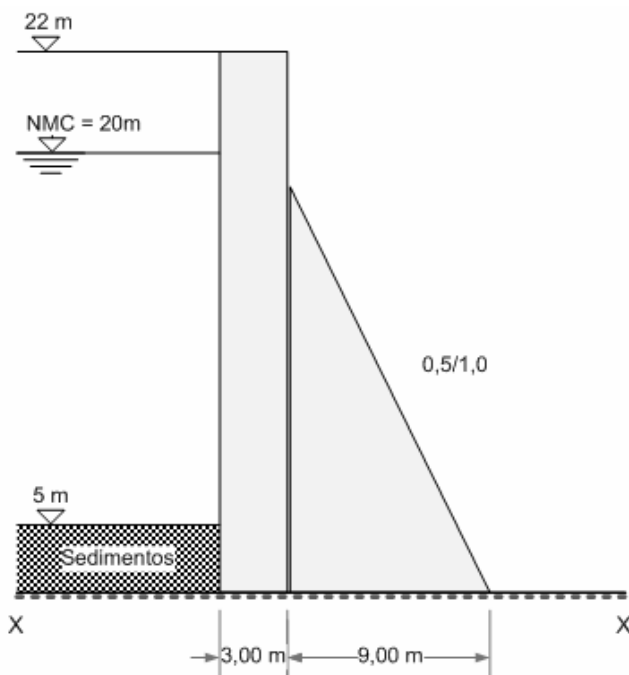
Resolução:

O paramento de montante é vertical, pelo que a componente vertical da acção sísmica sobre a água não se faz sentir ($F_{V6}=0$). Assim sendo, apenas se deverá considerar a componente vertical da força de inércia resultante da acção sísmica directamente sobre o corpo da barragem (F_{V5}).

Peso da barragem, $F_{V3} = 366,972 \text{ kN/m}$

$$F_{V5} = \lambda_H F_{V3} = 55 \text{ kN/m}$$

Exercício 3.4: Considere-se o perfil da barragem de gravidade da figura e os dados que se seguem



- peso específico da água, $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$
- combinação de forças: impulsão da água (NMC), peso próprio da barragem, subpressões e impulsão dos sedimentos
- barragem antiga, sem drenos
- ângulo de atrito interno dos sedimentos, $\Phi = 30^\circ$
- peso específico do betão, $\gamma_b = 24 \text{ kN/m}^3$
- peso específico dos sedimentos submersos, $\gamma'_s = 24 \text{ kN/m}^3$
- tensão de rotura do betão ao corte, $\sigma_c = 600 \text{ kN/m}^2$
- ângulo de atrito betão-fundação, $\psi = 35^\circ$

Analise a estabilidade da barragem relativamente ao plano X-X para o NMC, considerando o coeficiente de resistência ao corte F_{SF} na análise ao deslizamento.

Resolução:

Análise da estabilidade relativamente ao derrubamento:

$$F_0 = \frac{\sum M(+)}{\sum M(-)} = \frac{28296}{23110} = 1,22 \quad (\text{valor baixo, deve ser } F_0 \geq 1,25, \text{ aumentar peso da barragem, por exemplo}$$

acrescentando maciço de enrocamento a jusante);

Análise da estabilidade relativamente ao escorregamento:

$$F_{SF} = \frac{\sigma_c A_h + \sum F_V \tan \Psi}{\sum F_H} = 4,22 \quad (\text{valor aceitável, } F_{SF} \geq 4,0)$$

4. BARRAGENS DE CONTRAFORTES E DE ABÓBADA

4.1. Barragens de contrafortes

4.1.1. Considerações gerais

As barragens de contrafortes correspondem, genericamente, a barragens de betão gravidade aligeiradas. Estas barragens são constituídas por elementos estruturais transversais à secção ou contrafortes, colocados a intervalos regulares (Figuras 1.17 e 1.18), com o objectivo de, simultaneamente, contribuir para a redução do volume de betão e para a diminuição das subpressões. A montante, a barragem é dotada dos elementos impermeáveis.

Em termos de fundação, requerem terrenos muito resistentes, uma vez que as forças concentram-se nos apoios (contrafortes). Geralmente, são adequadas para regiões de topografia suave com vales amplos e elevações relativamente baixas (Figura 1.17).

Relativamente às barragens de gravidade, possuem as seguintes vantagens comparativas: economia de materiais; redução das subpressões; maior capacidade de acomodação às deformações na fundação.

As barragens de contrafortes permitem uma substancial redução do volume de betão em relação às barragens de gravidade. No entanto, o custo da unidade do betão posto em obra é superior por exigir mais cofragem. A título de exemplo, é referido em Quintela (1990) que, para uma altura de 20 m, o volume de betão exigido por uma barragem de contrafortes e lajes será da ordem de 40% do exigido por uma barragem de gravidade.

De acordo com Quintela (1990), as barragens de contrafortes apresentam ainda as seguintes vantagens relativamente às barragens de gravidade:

- a colocação de menores volumes de betão e a maior área superficial, que favorece a dissipação do calor de hidratação do cimento, possibilita a execução mais rápida da obra;
- a constituição da barragem por elementos independentes favorece a adaptação da estrutura a assentamentos da fundação.

Actualmente, há uma tendência para o emprego de barragens de betão compactado em detrimento das de contrafortes.

Para além da Barragem da Pracana, já apresentada, podem citar-se, como exemplos de barragens portuguesas de contrafortes, a Barragem do Caia, barragem com trecho central de contrafortes e trechos laterais de terra (barragem mista) e a Barragem de Miranda (Figura 4.1). Como barragens de abóbadas múltiplas, vai apresentar-se o exemplo da Barragem da Agueira, podendo assinalar-se também a Barragem de Odivelas.

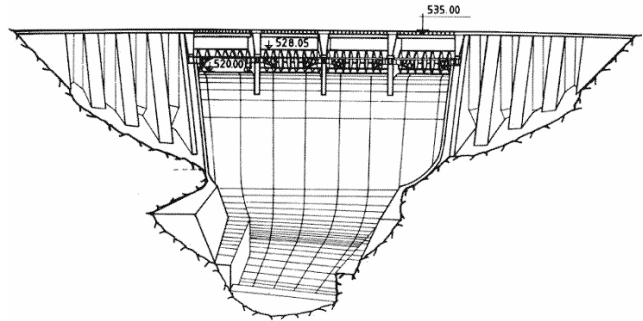


Figura 4.1. Barragem de contrafortes de Miranda (CNPGB).

4.1.2. Perfis-tipo

Os principais tipos de barragens de contrafortes são os seguintes:

- *barragens de contrafortes e lajes* (Figura 4.2a) – as lajes são de betão armado e podem estar apoiadas ou encastradas nas cabeças dos contrafortes;
- *barragens de contrafortes de cabeça espessa* (Figura 4.2b,c,d) – que podem ser em forma de tê, arredondada e em diamante; as formas arredondada e em diamante procuram transferir a pressão hidrostática para forças axiais sobre os contrafortes, com eliminação ou redução da tracção nas respectivas cabeças;
- *barragens de contrafortes ocos ou barragens de gravidade celulares* (Figura 4.2e) – que são essencialmente constituídas por contrafortes de cabeça espessa e de alma oca ou são barragens de gravidade com um vazio interior;
- *barragens de abóbadas múltiplas* (Figura 4.2f) – que, no caso de abóbadas cilíndricas, têm as geratrizes formando ângulos de 45° com a horizontal; as abóbadas exercem forças axiais nos contrafortes por se anularem as componentes transversais. A Figura 4.3 apresenta a barragem da Agueira, uma barragem com três abóbadas, sendo visível que os dois evacuadores de cheias, controlados por comportas e terminando em trampolim de saída, estão situados sobre os dois contrafortes.

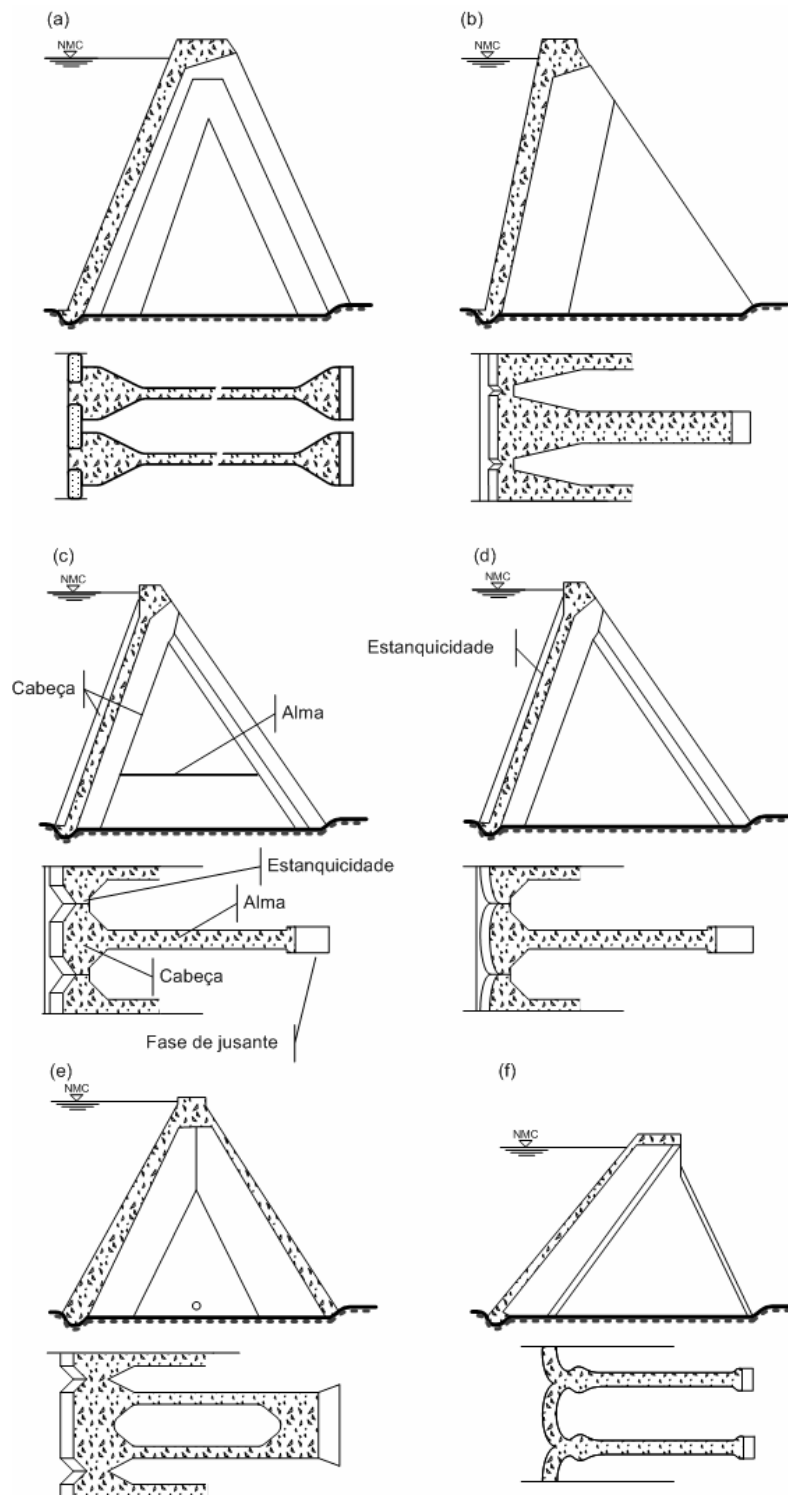


Figura 4.2- Barragens de contrafortes – a) contrafortes e lajes; b) contrafortes de cabeça em tê; c) contrafortes de cabeça em diamantes; d) contrafortes de cabeça arredondada; e) contrafortes ocios; f) contrafortes e arcos múltiplos (Quintela, 1990).



Figura 4.3. Barragem de abóbadas múltiplas (três) da Aguieira (CNPGB).

4.1.3. Estabilidade

A forma estrutural da barragem de contrafortes provoca duas importantes consequências relativamente às forças actuantes.

Primeiro, as subpressões são confinadas à cabeça do contraforte, dando origem a um diagrama de subpressões conforme o apresentado na Figura 4.4. Por isso, não são necessários drenos nem galeria de inspecção.

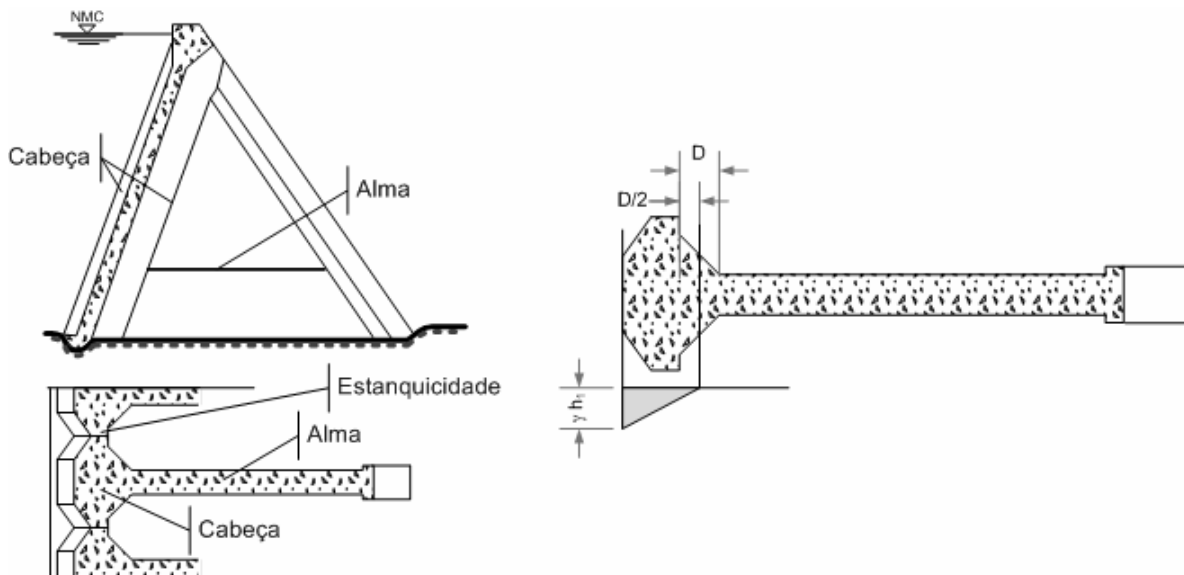


Figura 4.4. Barragem de contrafortes com cabeça de diamante. Diagrama das subpressões num contraforte

Segundo, como habitualmente o paramento de montante faz um maior ângulo com a vertical, a componente vertical da impulsão hidrostática sobre o paramento é maior que no caso das barragens de gravidade, minimizando-se os riscos de derrubamento ao aumentar-se o momento estabilizador.

Em termos estruturais, a barragem é construída com uma série de “unidades” independentes, cada uma constituída por um contraforte completo (cabeça e alma, Figura 4.4). A análise da estabilidade pode, então, ser reduzida apenas a um contraforte. A análise da estabilidade relativamente ao escorregamento é realizada tendo em conta o coeficiente de escorregamento F_{SS} , ou, mais usualmente, tendo em conta o coeficiente de resistência ao corte F_{SF} . Os valores mínimos dos coeficientes são os mesmos dos adoptados para as barragens de gravidade.

A Figura 4.4 apresenta o diagrama das subpressões num contraforte de cabeça em diamante. Conforme assinalado, há uma redução das subpressões relativamente às barragens de gravidade, reduzindo-se apenas à cabeça do contraforte e não a toda a largura da barragem, como acontece com as barragens de gravidade.

A análise das tensões no elemento contraforte é complexa e difícil. Modernamente, usam-se os elementos finitos nessa análise e na definição da melhor geometria para a cabeça do contraforte.

4.2. Barragens abóbada

4.2.1. Considerações Gerais

As barragens abóbada transmitem os esforços aos encontros e às fundações (mais àqueles), por meio de forças de compressão desenvolvidas nos arcos. Por isso, a integridade e estabilidade dos encontros é da maior importância na análise da estabilidade deste tipo de barragens (USBR 1977b).

As barragens abóbada são indicadas normalmente para vales onde o valor do quociente comprimento-altura (L/Z), ao nível do coroamento, é inferior a quatro, ou mesmo a seis. Esta barragem é estruturalmente mais eficiente que a barragem de gravidade e a de contrafortes, reduzindo o volume de betão necessário, sendo, em simultâneo, mais segura. Com efeito, o factor de segurança das barragens de gravidade e de contrafortes baseia-se na tensão de corte do betão ou da fundação, enquanto o das barragens abóbada baseia-se nas tensões de compressão no betão e nas fundações das barragens.

A barragem mais simples é a de arco único, somente com curvatura segundo o plano horizontal e com raio de curvatura constante (arco circular). Com o advento do cálculo e do desenho por meios automáticos, generalizou-se a substituição de arcos circulares por outras curvaturas, com o que se podem constituir formas estruturais mais adaptadas ao vale e sujeitas a tensões mais favoráveis. Um caso particular é a barragem com abóbada de dupla curvatura ou barragem cúpula, com curvatura segundo o plano horizontal e segundo o plano vertical (USBR 1977b).

O perfil central da barragem cúpula apresenta, em geral, balanço no coroamento para jusante e balanço para montante na parte inferior, com a finalidade de diminuir as tensões de tracção nas consolas (ver perfil da Barragem da Bouçã, apresentado mais à frente na Figura 7.1). Esta forma origina frequentemente tensões de tracção durante a construção, pois que esta, em virtude dos problemas resultantes da dissipação do calor de hidratação do cimento e da retracção do betão, é realizada por

blocos, separados por juntas aproximadamente verticais e normais aos paramentos. É a barragem abóbada mais sofisticada, sendo extraordinariamente económica em betão.

As barragens cúpula são as mais complexas do ponto de vista de projecto, análise e construção uma vez que se tratam de estruturas muito esbeltas. Neste tipo de barragem, tira-se partido da elevada resistência da fundação e dos encontros para diminuir notavelmente o volume de betão usado na barragem.

As barragens cúpula caracterizam-se por transmitirem predominantemente os esforços aos encontros pelo efeito de arco. Deste modo, não só necessitam de um terreno de fundação altamente resistente, como também a garantia de que a orientação e resistência das descontinuidades nos encontros, seja a adequada para assegurar a estabilidade destes. Podem ser construídas com alturas elevadas e são adequadas para regiões de topografia vigorosa com vales apertados.

Para além das barragens abóbada de dupla curvatura de Fronhas, da Caniçada e da Bouçã, a apresentar, e da Barragem de arco-gravidade de Castelo de Bode (Figura 1.13), podem assinalar-se ainda as seguintes barragens abóbada portuguesas: a Barragem de dupla curvatura do Alqueva, do Alto Lindoso, do Cabril, de Santa Luzia e de arco-gravidade da Venda Nova. A Figura 4.5 apresenta a Barragem do Cabril, sendo visível a dupla curvatura no seu perfil transversal.

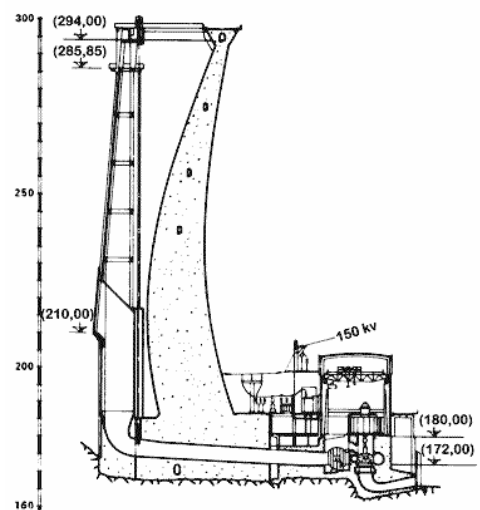


Figura 4.5. Barragem abóbada de dupla curvatura do Cabril (CNPGB).

4.2.2. Classificação

Quintela (1990) assinala que, de acordo com Thomas (1979), as barragens abóbada, quanto à relação entre a espessura máxima na base (e) e a altura (Z), podem ter a seguinte classificação:

- barragem abóbada delgada, $e / Z \leq 0,2$;

- barragem abóbada de espessura média, $0,2 \leq e / Z \leq 0,3$;
- barragem abóbada espessa, $0,3 \leq e / Z$;
- barragem de arco-gravidade, $0,5 \leq e / Z$.

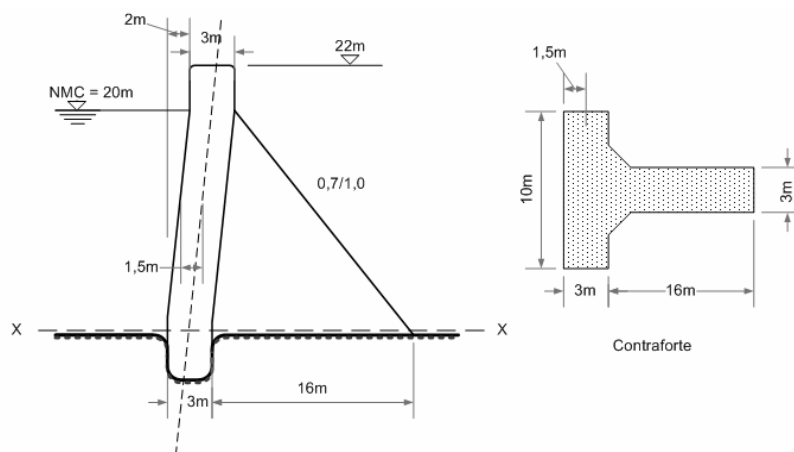
As barragens de betão arco-gravidade correspondem, genericamente, a barragens de betão gravidade aligeiradas e dispostas em planta em abóbada. Estas barragens transmitem os esforços, simultaneamente, por gravidade à fundação e através do efeito de arco aos encontros. Neste tipo de barragem, a participação dos arcos não é preponderante sobre a das consolas e, como tal, as barragens apresentam uma espessura que é uma fracção elevada da altura (Figura 1.15).

4.2.3. Estabilidade

Os conceitos de derrubamento e de escorregamento aplicados à análise da estabilidade nas barragens de gravidade e de contrafortes não são aplicáveis nas barragens abóbada. O arco representa uma forma estrutural estável e, garantida a resistência dos encontros, a rotura só pode acontecer através de sobretensões. O projecto da barragem é, por isso, muito centrado na análise das tensões e na definição da(s) curvatura(s).

4.3. Exemplo de aplicação

Exercício 4.1: Considere-se uma barragem de contrafortes com o perfil transversal que se apresenta.



Considere-se as seguintes solicitações: impulsão hidrostática, peso próprio da barragem e subpressões. O valor do coeficiente de segurança ao derrubamento é $F_0 > 1,5$ e o coeficiente de resistência ao corte é $F_{SF} > 2,4$. O peso específico do betão é $\gamma_b = 23 \text{ kNm}^{-3}$, o valor da tensão de rotura ao corte é $\sigma_c = 500 \text{ kNm}^{-2}$ e o ângulo de atrito betão-fundação é $\psi = 35^\circ$.

Analise-se a estabilidade estática da barragem (um contraforte) para a combinação de forças apresentada em relação ao plano X-X e considerando os valores apresentados para os coeficientes F_0 e F_{SF} .

Resolução:

Análise da estabilidade relativamente ao derrubamento:

$$F_0 = \frac{\sum M(+)}{\sum M(-)} = \frac{396150}{187330} = 2,11 \quad (\text{valor satisfatório});$$

Análise da estabilidade relativamente ao escorregamento:

$$F_{SF} = \frac{\sigma_c A_h + \sum F_V \tan \psi}{\sum F_H} = \frac{500 * 78 + 25220 * \text{tg}(35)}{20000} = 2,83 \quad (\text{valor satisfatório})$$

5.DIMENSIONAMENTO DOS ÓRGÃOS DE SEGURANÇA E EXPLORAÇÃO DE BARRAGENS. CAUDAL DE PROJECTO

5.1.Enquadramento legal

A Portaria nº846/93 de 10 de Setembro aprova as Normas de Projecto de Barragens. No seu Artº 6º, relativo aos Estudos Hidrológicos, estipula:

- que os estudos hidrológicos visam obter, nomeadamente – os hidrogramas das cheias naturais e modificadas, para dimensionamento dos órgãos de segurança, definitivos e provisórios; a curva de vazão no local da obra;
- que os estudos hidrológicos devem ser realizados utilizando as metodologias mais adequadas face à informação disponível e às finalidades do aproveitamento, adoptando-se os seguintes procedimentos:
 - os caudais fornecidos na secção em estudo devem ser determinados, sempre que possível, recorrendo à análise estatística de séries homogéneas, da ordem de pelo menos 30 anos, de registos de caudais integrais mensais e anuais;
 - na falta de séries de registos suficientemente longas ou na ausência de quaisquer registos de caudais, deverá a informação disponível ser completada com dados deduzidos das precipitações;
 - a cheia de projecto deve ser fixada recorrendo a métodos estatísticos incorporando a informação histórica disponível, de simulação hidrológica (modelos precipitação-escoamento) e fórmulas empíricas, com a análise crítica dos valores obtidos pelas diferentes vias de cálculo;
 - os caudais de dimensionamento dos descarregadores devem ter em conta o amortecimento das cheias na respectiva albufeira e nas albufeiras a montante;
 - os períodos de retorno a adoptar no dimensionamento dos órgãos de descarga e protecção contra cheias devem ser fixados de acordo com uma análise dos riscos potenciais, designadamente em função da ocupação do leito a jusante da barragem e de acordo também com o tipo de descarregador e folga disponível;
 - os períodos de retorno da cheia de projecto devem ser estabelecidos de acordo com os valores apresentados (Quadro 5.1);
 - é recomendável que a cheia de projecto seja comparada com a cheia máxima provável, nos casos em que, de acordo com os valores apresentados (Quadro 5.1), o período de retorno seja superior a 1000 anos, isto é, no caso de risco potencial elevado, para barragens de betão com $Z \geq 50 m$ e de aterro com $Z \geq 15 m$ e no caso de risco potencial significativo, para barragens de betão com $Z \geq 100 m$ e de aterro com $Z \geq 50 m$.

O Decreto-Lei nº11/90 de 6 de Janeiro aprova o Regulamento de Segurança de Barragens. No seu Artº 14º, relativo ao Dimensionamento dos Órgãos de Segurança e Exploração, estipula, nomeadamente:

- que no dimensionamento dos órgãos de segurança e exploração serão considerados os seguintes aspectos gerais:
 - deve ser justificada a cheia de projecto nas fases de construção e de exploração e considerando o risco potencial induzido pelo aproveitamento, tomando em conta a eventual existência de barragens a montante e a jusante;
 - o cálculo do tempo necessário para o esvaziamento da albufeira;
- que os descarregadores de cheias devem ser aptos a escoar em qualquer circunstância a cheia de projecto sem necessidade de auxílio das descargas de fundo, tomadas de água ou outros dispositivos.

Quadro 5.1. Período de retorno da cheia de projecto, em anos

Barragem		Risco potencial	
Betão	Aterro	Elevado	Significativo
$Z \geq 100$	$Z \geq 50$	10000 a 5000	5000 a 1000
$50 \leq Z < 100$	$15 \leq Z < 50$	5000 a 1000	1000
$15 \leq Z < 50$	$Z < 15$	1000	1000
$Z < 15$	---	1000	50

Por seu lado, o Decreto-Lei nº409/93 de 14 de Dezembro aprova o Regulamento de Pequenas Barragens. Este, no seu Artº 10º, relativo ao descarregador de cheias, estipula, nomeadamente:

- que o valor do caudal de projecto deve ser fixado, sempre que se justifique, recorrendo à análise dos resultados obtidos por utilização das seguintes vias de cálculo:
 - métodos estatísticos incorporando os dados de precipitação e caudais medidos na bacia hidrográfica no local da barragem ou, na falta deles, métodos que considerem os obtidos em bacias hidrográficas, morfológica e hidrologicamente análogas;
 - fórmulas empíricas ou semi-empíricas, do tipo cinemático;
- pode adoptar-se no projecto o caudal máximo de cheia com probabilidade de ocorrência de uma vez em 100 anos, devendo, no entanto, nos casos de risco potencial elevado ou significativo, aplicar-se o disposto no Regulamento de Segurança de Barragens (Decreto-Lei nº11/90).

5.2. Cheias efluentes de albufeiras

5.2.1. Amortecimento da cheia

A subida contínua da cota da superfície livre numa albufeira, ao longo de um determinado intervalo de tempo, significa que, entretanto, o caudal efluente (caudal evacuado) da albufeira se manteve inferior ao caudal afluente (caudal efluente nulo para níveis inferiores ao *NPA*). A diferença entre

os volumes de água afluyente e efluente, nesse intervalo de tempo, é igual ao acréscimo do volume armazenado na albufeira, correspondente à subida de nível observada.

Como consequência, o hidrograma da cheia efluente (cheia evacuada) pode apresentar uma ponta muito inferior à da cheia afluyente (cheia natural). A transformação do hidrograma de cheia por uma albufeira é designada por amortecimento da cheia.

5.2.2. Órgãos de segurança de albufeiras

Para permitir a passagem das cheias, as albufeiras são dotadas de órgãos de segurança: evacuadores de superfície, descargas de fundo e descargas de meio fundo. Estas descargas têm outras funções, para além da evacuação das cheias, e podem existir simultaneamente com os evacuadores de superfície. A vazão das descargas é controlada por comportas ou por válvulas e a dos evacuadores de superfície pode ser livre ou controlada por comportas.

Quando a vazão é livre, a passagem das cheias determina necessariamente a subida do nível na albufeira. O amortecimento pode ser muito variável, pois cresce com a relação entre o volume armazenado (entre o nível inicial e o nível máximo atingido na albufeira) e o volume da cheia natural até ao instante em que o nível máximo é atingido.

Se a vazão dos órgãos que dão passagem à cheia é controlada por comportas, é possível manter o nível na albufeira praticamente invariável durante a cheia. Nalguns casos, porém, adopta-se a solução de admitir uma certa subida de nível para conseguir o amortecimento da cheia.

Para evidenciar a vantagem da instalação de comportas, considerem-se duas hipóteses para a solução a prever para o descarregador de um evacuador de uma albufeira: sem e com comportas. Em ambos os casos não há amortecimento apreciável, pelo que é igual o caudal de dimensionamento. Suponha-se ainda que o descarregador, em qualquer das hipóteses, tem a crista à mesma cota e igual largura, sendo, portanto, também igual o nível máximo atingido para o caudal de dimensionamento – nível de máxima cheia (*NMC*).

A instalação de comportas permite ter um maior armazenamento disponível na albufeira para a regularização do caudal, pois o nível de pleno armazenamento (*NPA*), coincide, neste caso, praticamente com o *NMC*, enquanto, no caso da vazão livre ou não controlada, se situa ao nível da crista do descarregador (Figura 5.1).

Por outro lado, nas duas hipóteses consideradas, se se procurasse obter igual armazenamento útil na albufeira, o *NMC* e, portanto, o coroamento da barragem situar-se-iam a cotas inferiores na hipótese de haver comportas.

Como norma na operação de comportas dos órgãos de segurança de albufeiras, o seu comando (manual ou automático) deve ser conduzido com respeito por uma condição muito importante: o caudal

efluente em qualquer instante da fase ascendente de uma cheia não deve exceder o caudal afluente. Este cuidado tem por base o seguinte (Quintela, 1990):

- na fixação de um determinado nível na albufeira um pouco acima do *NPA*, para o qual se deve atingir a plena abertura das comportas;
- no estabelecimento de um certo número de escalões de abertura das comportas correspondendo a outros tantos níveis na albufeira, situados entre o *NPA* e o nível de plena abertura das comportas.

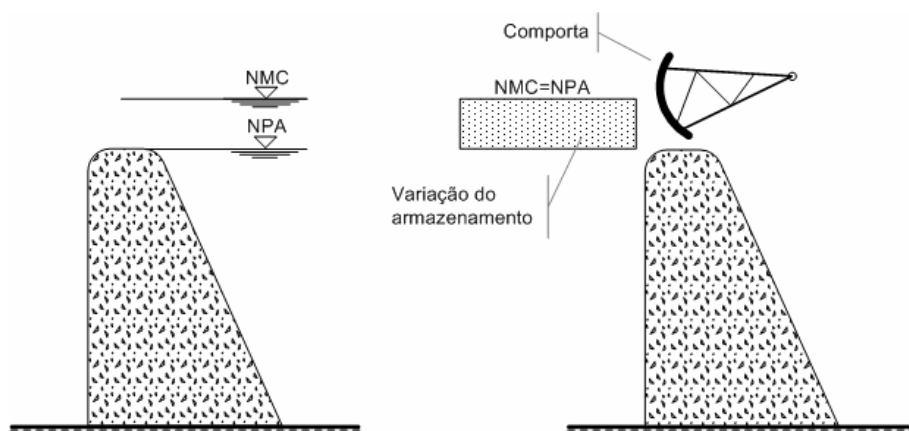


Figura 5.1. Descarregador livre e controlado por comportas.

Nestas condições, se, na posição de abertura das comportas correspondente a um dado escalão, o caudal afluente excede o caudal efluente, o nível na albufeira sobe; quando o nível atinge o valor correspondente ao escalão seguinte, procede-se ao correspondente comando de abertura das comportas. Se o caudal afluente se torna inferior ao caudal efluente, o nível passa a descer e o comando de fechamento das comportas para o escalão imediatamente inferior é ordenado, quando o nível atingir o valor correspondente a esse escalão.

5.3. Cálculo do amortecimento da cheia

O amortecimento de uma cheia pode ter o interesse de diminuir o caudal de dimensionamento dos órgãos de descarga e de reduzir os riscos de inundação do vale a jusante ou de facilitar as respectivas obras de defesa. Exige, em contrapartida, maior altura da barragem.

Para conseguir amortecimento quando se instalam comportas, o *NMC* tem de situar-se acima do *NPA*.

Desde que não sejam definidas restrições na exploração da albufeira, o caudal de dimensionamento do evacuador de cheias, tendo em conta o amortecimento, é calculado considerando como nível de água no início da cheia o *NPA*.

Na Figura 5.2, apresentam-se os hidrogramas das cheias afluentes e efluentes para um descarregador não controlado por comportas. A ponta do hidrograma efluente situa-se sobre o hidrograma da cheia afluente (o que acontece sempre) no seu troço descendente e as áreas sob os dois hidrogramas (volumes das cheias) são iguais entre si, correspondendo ao volume armazenado entre o *NPA* e o *NMC*. O caudal de ponta do hidrograma efluente (Figura, 5.2) deverá ser, em princípio, o caudal de projecto ou de dimensionamento do evacuador de cheias.

Considerem-se as equações de Saint-Venant na seguinte forma, que traduz o regime variável para os escoamentos com superfície livre:

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \alpha \frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} = -J \quad (5.1)$$

$$\frac{\partial(UA)}{\partial x} + B \frac{\partial H}{\partial t} = 0 \quad (5.2)$$

respectivamente, a equação da dinâmica e da continuidade e em que: B é a largura superficial da secção líquida transversal, g a aceleração da gravidade, H a carga total, J a perda de carga unitária, U a velocidade média do escoamento, t o tempo, x o espaço e α o coeficiente de Coriolis.

Considerando $U \approx 0$ na equação (5.1), o que corresponde a desprezar a velocidade do escoamento no interior da albufeira, vem

$$\frac{\partial H}{\partial x} = 0 \quad (5.3)$$

que traduz a situação de nível constante na albufeira (J nulo).

Da equação (5.2), tira-se que

$$\frac{\partial(UA)}{\partial x} = -B \frac{\partial H}{\partial t} = -\frac{\partial A}{\partial t} \quad (B \text{ constante}) \quad (5.4)$$

Multiplicando (5.4) por $dxdt$, vem, após integração ao longo do reservatório (x):

$$-dQ = \frac{dV}{dt} \quad (5.5)$$

que é o modelo do tipo reservatório, em que Q representa o caudal. A equação diferencial (5.5) é habitualmente resolvida por diferenças finitas, com passos de cálculo em intervalos de tempo Δt , para o que a equação se transforma em:

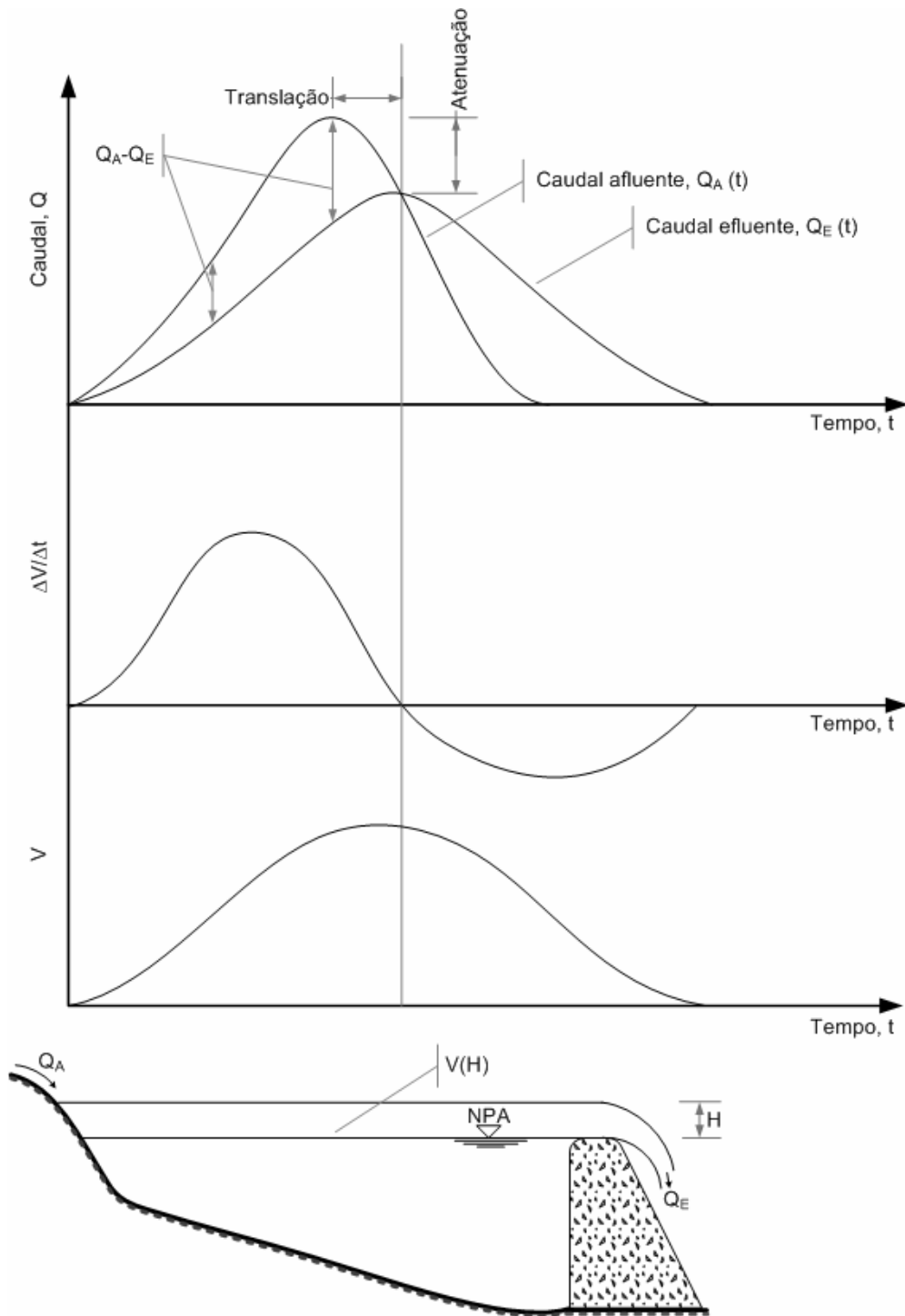


Figura 5.2. Hidrogramas de cheias afluente e efluente de albufeiras, com descarregadores não controlados por comportas.

$$\frac{Q_{Ai} + Q_{A(i+1)}}{2} \Delta t - \frac{Q_{Ei} + Q_{E(i+1)}}{2} \Delta t = V_{i+1} - V_i \quad , \quad (5.6)$$

em que Q_A e Q_E são, respectivamente, os caudais afluente e efluente, V é o volume armazenado na albufeira, referindo-se os índices i e $i+1$ aos instantes nos extremos do intervalo de cálculo, com $i+1 = i + \Delta t$.

A equação (5.6) pode ser resolvida conhecido o hidrograma afluente para todos os instantes de cálculo e conhecida a relação entre o volume armazenado e o caudal efluente.

Considere-se a representação esquemática de uma albufeira na parte inferior da Figura 5.2. Considerando apenas o volume armazenado acima do *NPA*, o que interessa considerar para análise do amortecimento da cheia e que, por isso, se pode considerar como volume “activo”, retira-se que $V=V(H)$ e $Q_E=Q_E(H)$, uma vez que H representa também a carga referida à crista do descarregador.

Rearranjando os membros da equação (5.6) tendo em conta as variáveis desconhecidas e conhecidas, tem-se:

$$\frac{V_{i+1}}{\Delta t} + \frac{Q_{E(i+1)}}{2} - \left(\frac{Q_{Ai} + Q_{A(i+1)}}{2} + \frac{V_i}{\Delta t} - \frac{Q_{Ei}}{2} \right) = 0 \quad . \quad (5.7)$$

Na equação (5.7), figuram no parêntesis as variáveis conhecidas no instante de cálculo $i+1$. Neste instante de cálculo, apenas se desconhecem as variáveis V e Q_E , sabendo-se que ambas são função da mesma variável H , conforme assinalado.

A vazão através do evacuador de cheias é traduzida por uma equação do tipo potência de H (referida à crista do descarregador, Figura 5.2)

$$Q_E = aH^b \quad , \quad (5.8)$$

com a e b constantes e com valores que variam com o tipo de estrutura.

Substituindo Q_E na equação (5.7), obtém-se uma equação não linear com uma incógnita, H .

$$F(H) = \frac{V(H)}{\Delta t} + \frac{aH^b}{2} - \left(\frac{Q_{Ai} + Q_{A(i+1)}}{2} + \frac{V_i}{\Delta t} - \frac{Q_{Ei}}{2} \right) = 0 \quad . \quad (5.9)$$

Esta equação pode ser resolvida através de vários métodos numéricos, entre os quais o método de Newton-Raphson, em que a estimativa da raiz ou solução se faz recorrendo à equação de recorrência

$$H_{j+1} = H_j - \frac{F(H_j)}{F'(H_j)} \quad , \quad (j=0,1,2\dots) \quad (5.10)$$

em que H_j é a estimativa anterior da raiz. A derivada $F'(H_j)$ é obtida diferenciando a equação (5.9) em relação a H e não esquecendo que o diferencial do volume é a área

$$F'(H) = \frac{S(H)}{\Delta t} + \frac{baH^{b-1}}{2} \quad (5.11)$$

$S(H)$ representa a área da superfície líquida da albufeira em função do nível H no instante $i+1$.

O procedimento numérico (5.10) é repetido até o resultado convergir para a solução, considerando-se que convergiu quando a diferença entre o novo resultado e o anterior for inferior a um limite previamente fixado. Neste procedimento, é importante a escolha do valor de Δt . Este deve assegurar uma boa reprodução da forma do hidrograma e da ponta de cheia e garantir a convergência para a solução.

Em resumo, no estudo do amortecimento numa albufeira, deverão ter-se em conta os seguintes aspectos:

- dados do problema
 - curva dos volumes acumulados da albufeira, em função do nível (ou carga), $V=V(H)$;
 - fixação da cheia de projecto, $Q_A=Q_A(t)$;
 - características dos órgãos de vazão e respectiva(s) curva(s) de vazão;
 - situação inicial de cálculo (*NPA*, habitualmente);
 - passo e tempo de cálculo.
- resultados
 - tabela dos valores de V , Q_A e Q_E , em função do tempo;
 - tabela e gráfico das ondas afluentes e efluentes.

5.4. Caudal de dimensionamento de obras hidráulicas

A ocorrência de cheias é de natureza aleatória e os métodos estatísticos permitem avaliar o valor do caudal de ponta máximo anual em função da probabilidade de ocorrência ou, o que é o mesmo, do período de retorno.

Esta avaliação é importante para caracterizar o risco de inundação de certas zonas, em consequência de ser ultrapassada a capacidade de vazão dos leitos dos cursos de água em condições naturais ou de ser excedido o caudal de dimensionamento de obras hidráulicas. Neste último caso, a integridade das obras pode ser posta em perigo, dependendo os prejuízos daí decorrentes da importância e das características das obras e das condições a jusante.

O caudal de dimensionamento pode ser determinado a partir da condição de minimizar a soma do custo das obras (crescente com o caudal de dimensionamento) e do valor provável, actualizado, dos

danos resultantes de ser excedido aquele caudal (ou do custo actualizado do respectivo seguro). O valor, assim determinado, pode ser alterado por considerações de ordem psicológica, social, política e outra, de difícil contabilização.

Muitas vezes, em vez de um estudo de tal tipo, fixa-se unicamente o período de retorno do caudal de dimensionamento, devendo atender-se:

- ao tipo de estrutura (por exemplo, uma barragem de aterro é mais vulnerável ao galgamento do que uma barragem de betão);
- às características e importância da obra (por exemplo, número e tipo de evacuadores de cheias, volume da albufeira);
- das condições de ocupação a jusante;
- do número de anos de vida da obra.

Considere-se a função de distribuição $F(x) = P(X \leq x)$, que traduz a probabilidade de um evento (ou da variável aleatória) X não ultrapassar o valor de x num determinado ano; obviamente, a probabilidade de x ser excedido em cada ano é dada por $1-F(x)$. O período de retorno ou intervalo de recorrência $T(x)$, expresso em anos, é dado pela equação

$$T(x) = \frac{1}{1-F(x)} \quad (5.12)$$

$T(x)$ traduz o número de anos que, em média, separa a ocorrência de dois valores anuais superiores a x . Pode, então, definir-se a probabilidade de x não ser ultrapassado em n anos sucessivos por

$$F(x).F(x)...F(x) = F^n(x) = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (5.13)$$

O risco r , do acontecimento x ser excedido, é definido como a probabilidade de x ser excedido pelo menos uma vez em n anos sucessivos. Então:

$$r(x) = 1 - F^n(x) = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (5.14)$$

Assim, de acordo com a equação (5.14), o risco de 5% implica que, para uma obra com uma vida de $n = 100$ anos, se adopte um período de retorno de $T = 1950$ anos. Se se construírem 100 obras dimensionadas para o caudal com o período de retorno de 1950 anos e implantadas em regiões meteorologicamente independentes, em cada período de 100 anos ter-se-ão, em média, cinco casos em que o caudal de dimensionamento é excedido.

Os critérios para a fixação do período de retorno não são uniformes nos diferentes países. A Portaria nº846/93 de 10 de Setembro, já mencionada, no seu Artº 6º define o período de retorno a ter em conta na cheia de projecto para o caso das barragens de betão e de aterro, para diferentes alturas de barragem e tendo em conta se o risco potencial é elevado ou significativo. Por seu lado, o Decreto-Lei nº409/93 de 14 de Dezembro, no seu Artº 10º, relativo ao descarregador de cheias, estipula, que pode adoptar-se no projecto o caudal máximo de cheia com probabilidade de ocorrência de uma vez em 100 anos, devendo, no entanto, nos casos de risco potencial elevado ou significativo, aplicar-se o disposto no Regulamento de Segurança de Barragens (Decreto-Lei nº11/90). A título de exemplo, transcrevem-se de Quintela (1990) os valores de período de retorno usuais que se apresentam no Quadro 5.2.

Quadro 5.2. Período de retorno do caudal de dimensionamento de obras hidráulicas

Tipos de obras	Período de retorno (anos)
Drenagem de zonas urbanas	10 a 20
Obras de enxugo	20 a 50
Obras de defesa de cheias dos cursos de água, consoante a importância da zona e dos centros urbanos existentes	20 ou 50 a 100
Obras de defesa do mar e segundo a importância da zona e dos centros populacionais	50 a 120
Evacuadores de cheias de barragens de betão, de modesta dimensão, em zonas pouco habitadas	100 a 250
Evacuadores de cheias de barragens de betão, com certa dimensão, em zonas medianamente habitadas	250 a 500
Evacuadores de cheias de barragens de betão, de grandes dimensões, em zonas muito habitadas	500 a 1000
Evacuadores de cheias de barragens de aterro, com uma certa dimensão, em zonas medianamente habitadas	1000 a 5000
Evacuadores de cheias de barragens de aterro, com dimensões importantes, em zonas muito habitadas	5000 a 10000
Obras de protecção a estaleiros, trabalhos em curso	5 a 10 a 20

Caudais com períodos de retorno de 1000 a 10000 anos são obtidos com uma larga margem de incerteza, em resultado de os métodos estatísticos imporem a necessidade de:

- postular a lei da distribuição estatística, a ser extrapolada muito para além das frequências observadas;
- estimar os parâmetros da referida lei a partir da amostra disponível de caudais de cheia.

Verifica-se, por isso, a tendência para substituir a adopção de caudais com períodos de retorno tão elevados por caudais máximos prováveis.

Definida a cheia de projecto ou o período de retorno a usar, o caudal de dimensionamento ou caudal de projecto a adoptar será, no caso do exemplo da Figura 5.2, o caudal de ponta do hidrograma efluente (Figura 5.2), pois esse será o caudal máximo que deverá passar pelos órgãos de segurança da albufeira.

5.5. Exemplos de aplicação

Exercício 5.1: Definir o hidrograma efluente de uma albufeira resultante do hidrograma afluente:

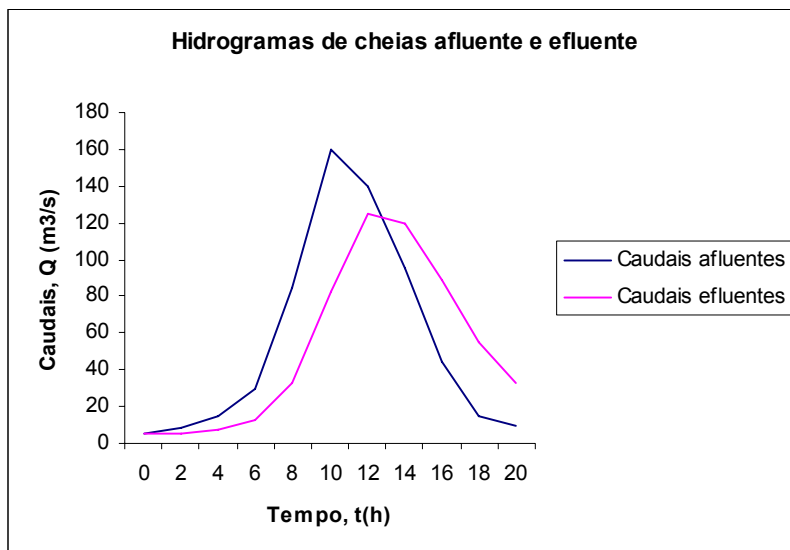
Tempo (h)	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
$Q_A(m^3/s)$	5	8	15	30	85	160	140	95	45	15	10

Considere-se que:

- a área da superfície livre correspondente ao $NPA = 0,80km^2$;
- a área da superfície livre correspondente ao $NPA+3m = 1,00km^2$;
- o descarregador é do tipo poço;
- a vazão do descarregador pode ser aproximada através da equação $Q=64H^{3/2}$;
- o caudal efluente no instante inicial é $5m^3/s$.

resolução (método de Newton-Raphson)

Tempo, t (h)	Caudal aflu., $Q_A (m^3/s)$	Nível, H (m)	Volume, V (m^3)	Área, S (m^2)	Caudal eflu., $Q_E (m^3/s)$
0	5	0,183	147314,2	812183,4	5,00
2	8	0,194	156431,3	812931,4	5,47
4	15	0,239	192709,7	815901,1	7,46
6	30	0,346	280941,9	823078,9	13,04
8	85	0,644	528961,1	842928,3	33,07
10	160	1,185	994733,5	878994,4	82,55
12	140	1,560	1328793,2	903975,9	124,66
14	95	1,521	1293862,1	901396,1	120,05
16	45	1,243	1046250,4	882893,0	88,73
18	15	0,899	746338,5	859948,7	54,57
20	10	0,637	522831,6	842443,4	32,51



Exercício 5.2: Definir o hidrograma efluente e o caudal de projecto de um evacuador de cheias de uma albufeira, sabendo que a cheia afluente é a seguinte:

Tempo (h)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
$Q_A(m^3/s)$	200	960	1720	2480	3240	2860	2480	2100	1720	1340	960

A relação entre o nível na albufeira H e o volume acumulado, considerando apenas os valores acima da crista da soleira descarregadora (NPA), é apresentada no quadro seguinte:

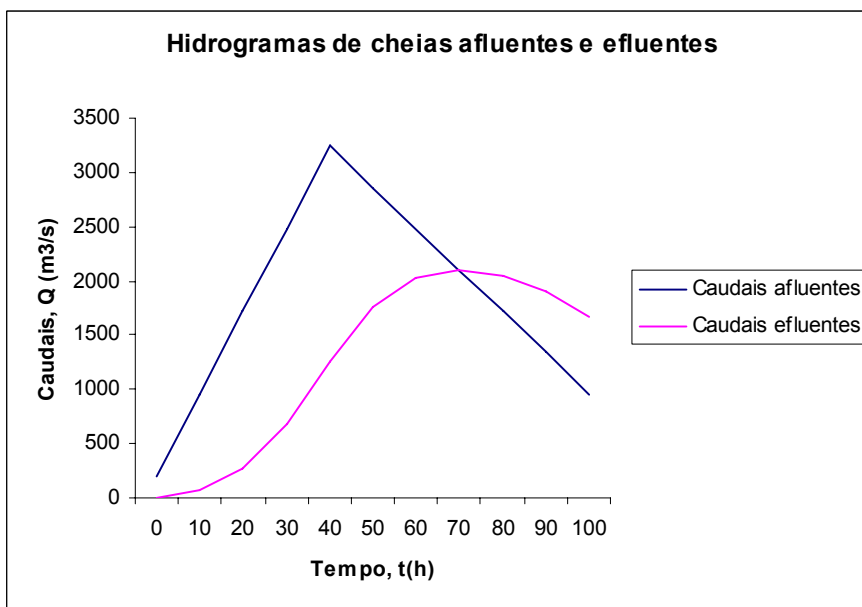
$H(m)$	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
$V(10^6 m^3)$	45	90	138	188	243	300

O descarregador de cheias é do tipo poço com vazão livre, com a equação de vazão $Q = C_w L \sqrt{2g} H^{3/2}$, em que o coeficiente de vazão é 0,50 e o comprimento do descarregador $L=200m$. O NMC está 3m acima do NPA.

Resolução:

$H(m)$	$V(10^6 m^3)$	$Q_E(m^3/s)$	$\frac{2V}{\Delta t} + Q_E(m^3/s)$
0,5	45	136	2656
1,0	90	443	5443
1,5	138	814	8480
2,0	188	1253	11697
2,5	243	1751	15251
3,0	300	2302	18969

t (h)	Q_A (m^3/s)	$Q_{A_i} + Q_{A_{i+1}}$ (m^3/s)	Q_E (m^3/s)	$\frac{2V}{\Delta t} - Q_E$ (m^3/s)	$\frac{2V}{\Delta t} + Q_E$ (m^3/s)
0	200		0	0	0
10	960	1160	68	1024	1160
20	1720	2680	263	3176	3704
30	2480	4200	679	6018	7376
40	3240	5720	1259	9220	11738
50	2860	6100	1761	11798	15320
60	2480	5340	2031	13076	17138
70	2100	4580	2107	13441	17656
80	1720	3820	2049	13163	17261
90	1340	3060	1895	12433	16223
100	960	2300	1678		14733



Exercício 5.3: Averiguar o efeito regularizador de uma albufeira, tendo em conta os seguintes dados:

- Área da superfície livre ao NPA 4 km^2
- Caudal de dimensionamento do evacuador ($Q_{max.}$) $110 \text{ m}^3/s$
- NMC = $NPA + 1 \text{ m}$
- Equação de vazão ($\mu=0,50$; $L=50 \text{ m}$) $Q = \mu\sqrt{2g}LH^{3/2}$

Suponha que ocorre uma cheia quando a albufeira está no NPA.

Resolução:

Tempo estimado para o enchimento da albufeira até ao NMC = 15 h 39 min.

6. FENÓMENOS HIDRÁULICOS ESPECIAIS ASSOCIADOS AO REGIME SUPERCRÍTICO

6.1. Introdução geral

No presente capítulo são abordados os fenómenos hidráulicos mais importantes associados aos escoamentos supercríticos e, conseqüentemente, às estruturas hidráulicas: a cavitação, os riscos de erosão relacionados com diferentes irregularidades da fronteira sólida e as respectivas medidas de protecção; a formação de ondas estacionárias oblíquas, a dedução das correspondentes equações gerais e o seu confinamento em transições; a verificação do risco de ocorrência de escoamentos pulsatórios em quedas inclinadas de canal ou em canais evacuadores; as características dos escoamentos em curvas de canal; a emulsão de ar no seio do escoamento e as suas conseqüências.

6.2. Cavitação

6.2.1. Definição

Com o aquecimento, a tensão de vapor de um líquido cresce. Quando a tensão de vapor iguala a pressão local, tem início a formação de bolhas gasosas no seio do líquido que, habitualmente, se designa por ebulição. A temperatura a que ocorre a ebulição é uma função da pressão. Quando, por qualquer razão, a pressão local diminui, também diminui a temperatura a que se inicia a ebulição. Como a pressão é uma função da altitude, a ebulição inicia-se a temperaturas mais baixas nas zonas de maior altitude.

A ebulição pode ser definida como o processo de passagem de um líquido ao estado de vapor, por aumento da temperatura, numa situação de pressão constante. Por seu lado, a cavitação consiste também na passagem de um líquido ao estado de vapor, mas por abaixamento da pressão, sem alteração da temperatura. Isto é, os dois processos são idênticos, diferindo apenas nas respectivas origens. Na definição de cavitação, inclui-se também o posterior colapso das bolhas gasosas formadas no seio do líquido.

Um exemplo de formação de bolhas gasosas no seio de um líquido similar ao da cavitação (por abaixamento da pressão) ocorre quando se abre uma garrafa de um líquido carbonatado. Ao abrir-se a garrafa, a pressão interior diminui e inicia-se o processo de formação das bolhas gasosas do anidrido carbónico que estava dissolvido no líquido.

A cavitação é um fenómeno dinâmico que consiste na formação e colapso de cavidades (daí a designação) ou bolhas gasosas, no seio de um líquido em escoamento. Estas bolhas formam-se em sítios em que, por qualquer circunstância, a pressão desce até à tensão de vapor. Quando as bolhas formadas são arrastadas no seio do escoamento para zonas em que a pressão é superior à tensão de vapor, começam a colapsar pela transformação inversa de vapor a líquido. O colapso destas bolhas dá origem à criação de pressões localizadas muito elevadas de que resultam flutuações de pressão, vibrações e ruído. Se o colapso tiver lugar junto da fronteira sólida, esta fica sujeita a acções de choque de grande intensidade e quando as forças resultantes ultrapassarem as forças de coesão interna do

material das superfícies, verifica-se a sua rotura, à qual se dá o nome de erosão de cavitação. A erosão de cavitação pode também ser devida a uma acção prolongada de um escoamento com cavitação provocando solicitações de fadiga resultantes da acção repetida do fenómeno. O aspecto típico das superfícies erodidas por acção da cavitação é o de uma superfície esponjosa (Quintela e Ramos, 1980).

Nas estruturas hidráulicas, a água contém ar e várias impurezas. As bolhas de ar e as impurezas microscópicas no seio dos escoamentos são necessárias ao início da cavitação. Os escoamentos torrenciais, muito associados às estruturas hidráulicas, com velocidades de escoamento elevadas, fazem baixar a pressão e, conseqüentemente, aumentam os riscos de cavitação.

6.2.2. Parâmetro característico

O início, intensidade e desaparecimento da cavitação está associada a combinações críticas da velocidade dos escoamentos, da pressão e da tensão do vapor de água. O parâmetro característico da cavitação tem a forma

$$\sigma = \frac{P - P_v}{\rho \frac{U^2}{2}}, \quad (6.1)$$

em que P é a pressão absoluta no seio do escoamento num ponto próximo da singularidade mas fora da zona de cavitação, P_v é a pressão no interior das bolhas de cavitação (habitualmente considerada igual à tensão do vapor de água à temperatura a que esta se encontra), U velocidade média do escoamento numa secção de referência (que pode não coincidir com a de P) e ρ a massa específica da água.

O parâmetro de cavitação caracteriza um determinado estado de desenvolvimento da cavitação e pode ser considerado como o quociente entre as forças que se opõem à rotura da continuidade do escoamento e as forças que favorecem essa rotura.

O parâmetro que caracteriza o aparecimento (início) da cavitação (cavitação incipiente) é designado por parâmetro crítico de cavitação, σ_{cr} . As condições de aparecimento da cavitação em diferentes formas de estruturas hidráulicas e para diferentes situações de funcionamento ficam determinadas através do valor de σ_{cr} estimado experimentalmente nas próprias instalações ou em modelos físicos (Robertson *et al.*, 1998).

A experiência tem demonstrado que há três razões fundamentais responsáveis pelos danos de cavitação (Quintela e Ramos, 1980):

- forma irregular das superfícies que definem as fronteiras do escoamento, resultante de deficiente desempenamento das cofragens, ou da presença de pedaços de argamassa não retirados, de armaduras saídas do betão, de fissuras, etc.;

- elementos estruturais tais como – ranhuras, juntas de dilatação, blocos de queda e de amortecimento nos dissipadores de energia, mudanças de secção transversal, etc.;
- materiais inadequados na execução das superfícies que definem as fronteiras.

6.2.3. Cavitação provocada por irregularidades nas superfícies

Nas superfícies que definem as fronteiras sólidas do escoamento nos órgãos de segurança das barragens e de exploração das albufeiras, em particular nos descarregadores de cheias e nas descargas de fundo, podem encontrar-se diversos tipos de irregularidades. Falvey (1990) apresenta os tipos mais comuns, acompanhados de esquemas de localização dos danos de cavitação resultantes (zona sombreada, Figura 6.1).

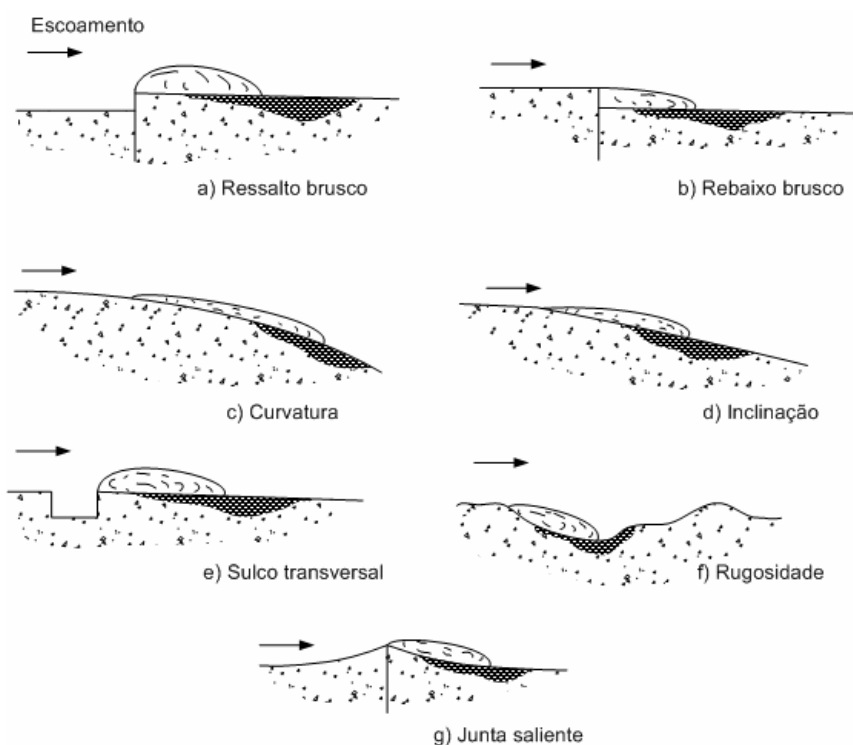


Figura 6.1. Tipos de irregularidades e zonas de provável erosão de cavitação a sombreado (adaptado de Falvey, 1990).

Ball (1976) (citado em Quintela e Ramos, 1980) apresenta também os resultados de investigação para a determinação do limite de velocidade correspondente à formação da cavitação incipiente em alguns tipos de ressalto. Esses resultados são apresentados nas Figuras 6.2, 6.3 e 6.4 (na Figura 6.2, p_{at} representa a pressão atmosférica). Para irregularidades do tipo rebaixo, podem usar-se os resultados experimentais obtidos por Johnson (1963) (citado em Quintela e Ramos, 1980), que se apresentam na Figura 6.5.

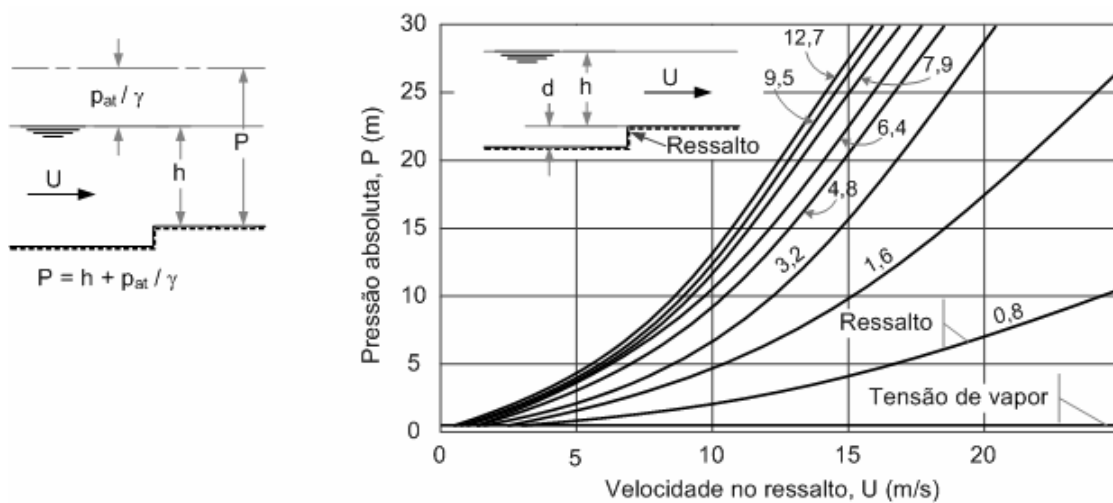


Figura 6.2. Pressões e velocidades críticas para diferentes alturas de ressaltos bruscos (em mm) (adaptado de Quintela e Ramos, 1980).

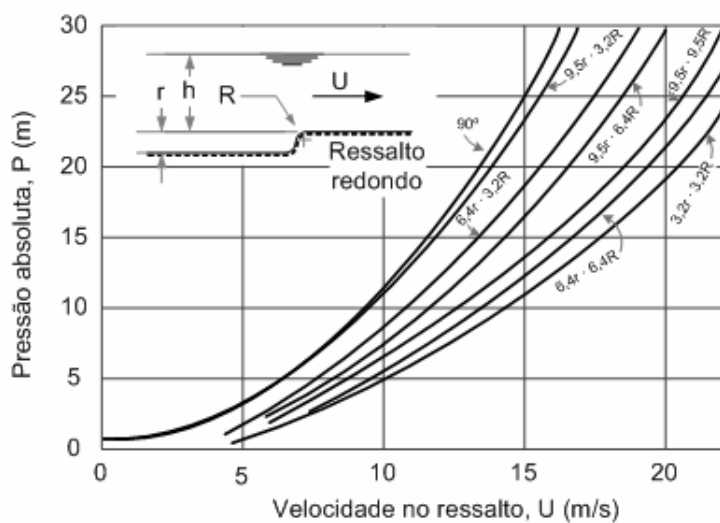


Figura 6.3. Pressões e velocidades críticas para ressaltos com arredondamento (dimensões do ressalto em mm) (adaptado de Quintela e Ramos, 1980).

Para irregularidades isoladas, é apresentada em Falvey (1990), a expressão seguinte:

$$\sigma_{cr} = C \left(\frac{d}{\delta} \right)^m \left(\frac{U\delta}{\nu} \right)^n \quad (6.2)$$

em que os valores de \$C\$ e os expoentes \$m\$ e \$n\$ dependem da forma da irregularidade e \$d\$, \$\delta\$, \$U\$ e \$\nu\$ representam, respectivamente, a altura da irregularidade, a espessura nominal da camada limite, a velocidade média do escoamento não perturbado e a viscosidade cinemática.

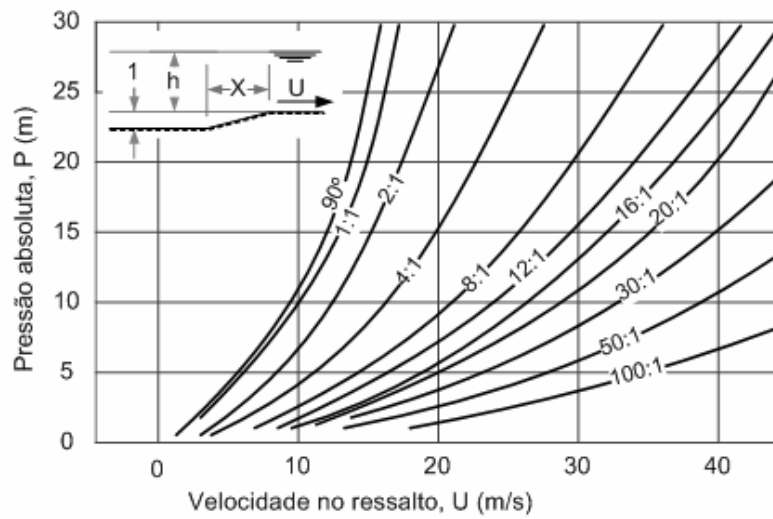


Figura 6.4. Pressões e velocidades críticas para ressalto com chanfro (dimensões do ressalto em mm) (adaptado de Quintela e Ramos, 1980).

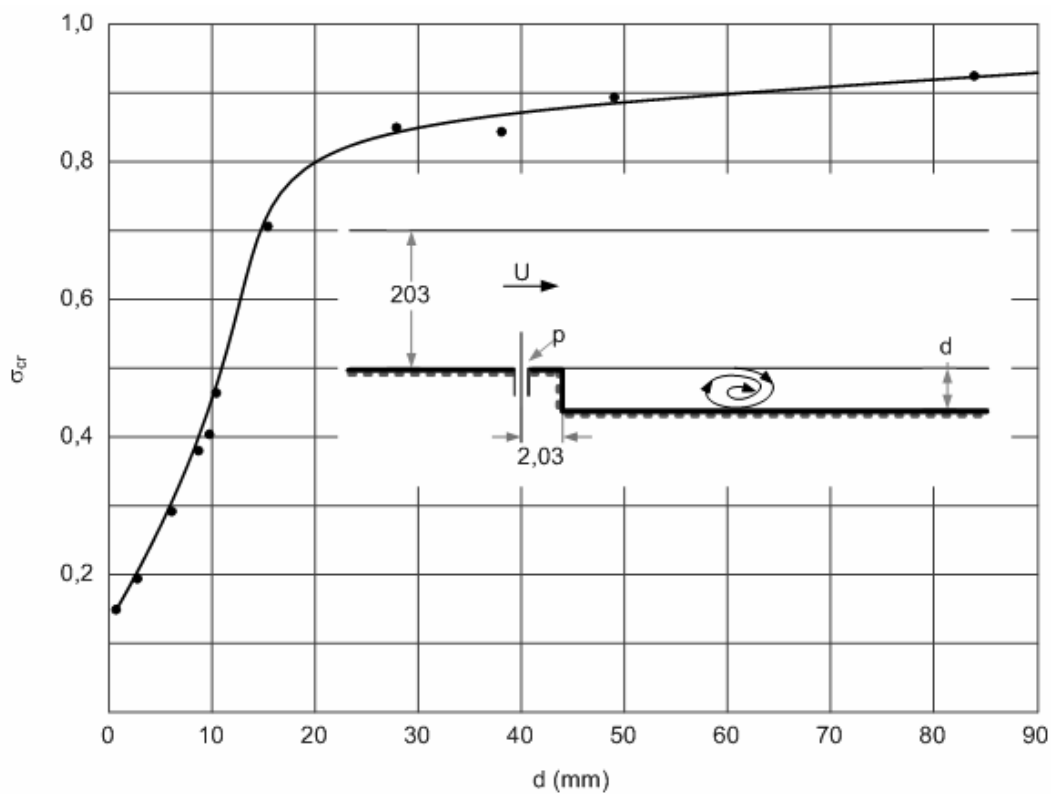
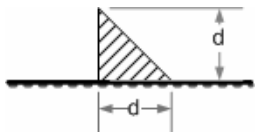
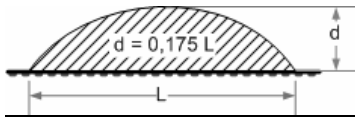
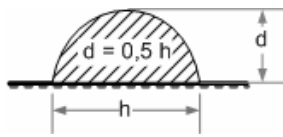
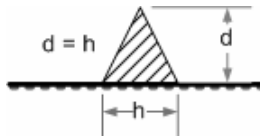
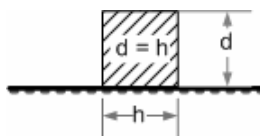
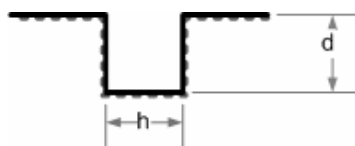


Figura 6.5. Variação de σ_{cr} com a altura de um rebaixo brusco (adaptado de Quintela e Ramos, 1980).

A expressão (6.2) é válida no domínio $0 < d / \delta \leq 5$, estando os valores de σ_{cr} obtidos do lado da segurança para $d / \delta > 5$. No Quadro 6.1, são apresentados os valores de C , m e n correspondentes a diferentes formas de irregularidades isoladas.

Quadro 6.1. Valores de C , m e n para irregularidades isoladas (adaptado de Falvey, 1990)

m	n	C	
0,361	0,196	0,152	
0,344	0,267	0,041	
0,439	0,298	0,0108	
0,632	0,451	0,00328	
0,737	0,550	0,00117	
0,041	0,510	0,000314	

Uma estimativa da espessura da camada limite em superfícies rugosas pode ser obtida através da expressão apresentada por USACE (1959a)

$$\frac{\delta}{\chi} = 0,08 \left(\frac{\chi}{\varepsilon} \right)^{-0,233}, \quad (6.3)$$

em que χ é a distância ao início do desenvolvimento da camada limite e ε é a rugosidade absoluta.

Galperin *et al.* (1977) (citado em Quintela e Ramos, 1980) apresentam valores de σ_{cr} correspondentes a três tipos de irregularidades isoladas (Figura 6.6).

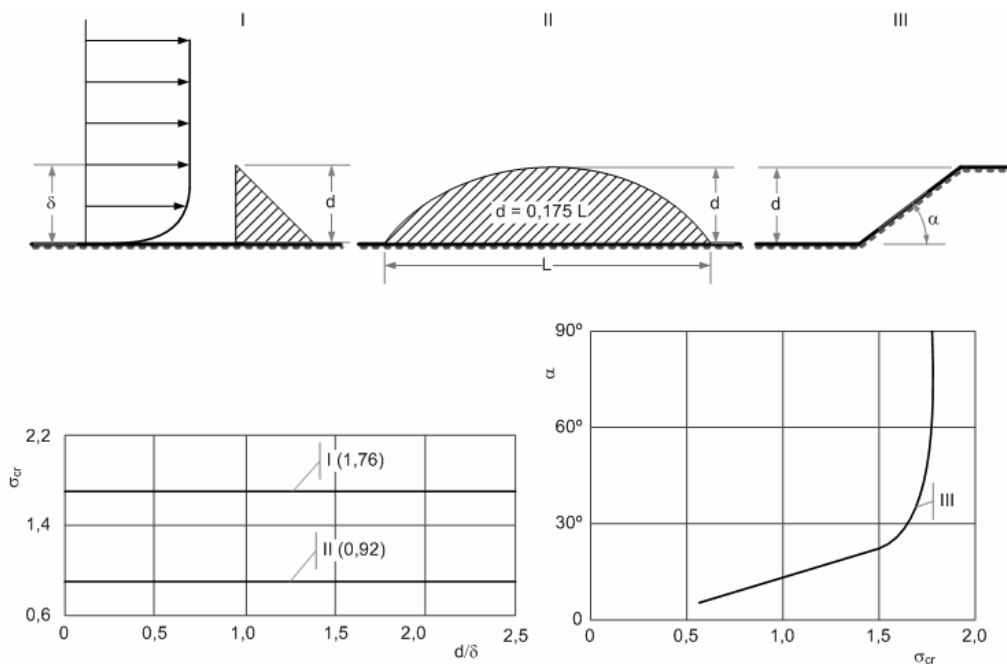


Figura 6.6. Valores de σ_{cr} para três tipos de irregularidades isoladas (adaptado de Quintela e Ramos, 1980).

6.2.4. Blocos dispersores e blocos de bacias de dissipação de energia

Os blocos de queda e os blocos de amortecimento de bacias de dissipação de energia e ainda os dispersores de estruturas de saída, como os trampolins, podem sofrer danos importantes por erosão de cavitação, mesmo para velocidades relativamente baixas. Os mais vulneráveis são os blocos de amortecimento, daí a recomendação do United State Bureau of Reclamation (USBR) para que a sua bacia normalizada do tipo III (bacia com blocos de queda, blocos de amortecimento e soleira terminal contínua) (USBR, 1974) seja usada para situações em que a velocidade do escoamento de montante seja menor que 18 ms^{-1} , conforme se irá apresentar no capítulo 8.

A jusante dos blocos de queda, formam-se vórtices em forma de ferradura, com as extremidades fechadas sobre a soleira (Figura 6. 7). Tais vórtices desprendem-se dos blocos e, à passagem das suas extremidades sobre a soleira, ocorrem depressões que originam cavitação. Por outro lado, o escoamento, ao aproximar-se dos blocos de amortecimento, sofre acentuada contracção, formando-se junto dos paramentos verticais desses blocos zonas de separação do escoamento com vórtices muito instáveis.

Em consequência das pulsações, quer da pressão quer da velocidade do escoamento que atinge os blocos, a veia líquida volta a aderir ao paramento vertical dos mesmos, para descolar de novo e assim sucessivamente. É, assim, de admitir que os descolamentos bruscos do escoamento do paramento vertical dos blocos originem as depressões responsáveis pela cavitação.

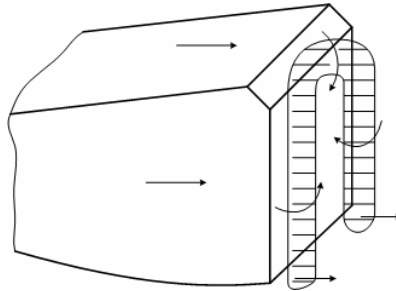


Figura 6.7. Escoamento a jusante de um bloco de queda de uma bacia de dissipação de energia (adaptado de Quintela e Ramos, 1980).

6.2.5. Cavitação provocada por ranhuras

Nas barragens, acontece muitas vezes que as descargas de fundo, sujeitas quase sempre a grandes cargas hidráulicas, são munidas com comportas que exigem ranhuras na sua montagem que perturbam a continuidade das fronteiras. Nestas situações, as ranhuras provocam a separação do escoamento da fronteira, dando origem a zonas de pressões negativas capazes, em muitos casos, de dar lugar a erosão de cavitação. O valor destas pressões depende, para além das condições de escoamento, da configuração geométrica das ranhuras.

Na Figura 6.8, é apresentada, de forma esquemática, a configuração das linhas de corrente junto de uma ranhura em que os bordos de montante e de jusante são em aresta viva e se localizam no plano da parede.

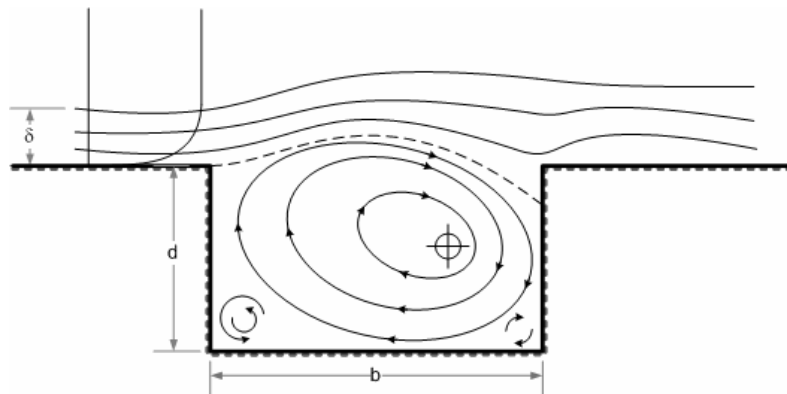


Figura 6.8. Configuração das linhas de corrente numa ranhura de secção rectangular (adaptado de Sinniger e Hager, 1989).

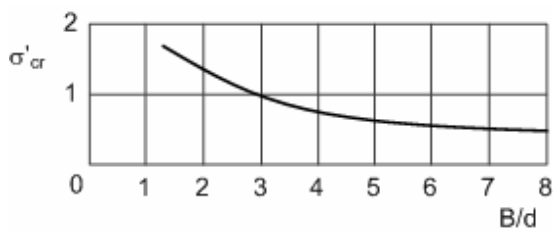
A influência que exercem os diferentes parâmetros geométricos e o desenvolvimento da camada limite imediatamente a montante das ranhuras, sobre os parâmetros críticos de cavitação em ranhuras de secção rectangular, foi estudada por Galperin *et al.* (1977) (citado em Quintela e Ramos, 1980). Aqueles autores propõem o cálculo do parâmetro crítico de cavitação através da expressão

$$\sigma_{cr} = k_1 k_2 k_3 \sigma'_{cr} \quad , \quad (6.4)$$

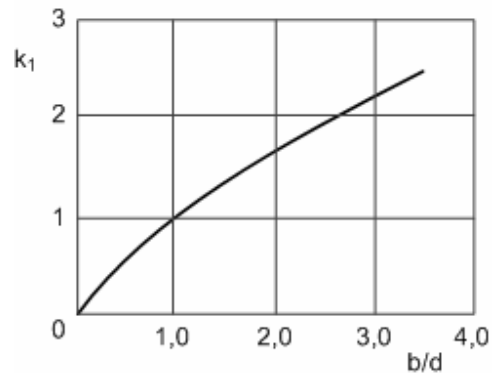
em que σ'_{cr} representa o parâmetro crítico de cavitação em ranhuras com largura, b , igual à profundidade, d , e em que k_1 , k_2 e k_3 são coeficientes que dependem das características geométricas das ranhuras e da distribuição de velocidades a montante.

O valor de σ'_{cr} depende das características geométricas da conduta, definidas pela dimensão B (largura), e da profundidade da ranhura, d (Figura 6.9a). A influência das dimensões da ranhura, do rebaixamento do bordo de jusante e da espessura nominal da camada limite são definidas pelos coeficientes k_1 , k_2 e k_3 , obtidos, respectivamente, nas Figuras 6.9b, 6.9c e 6.9d.

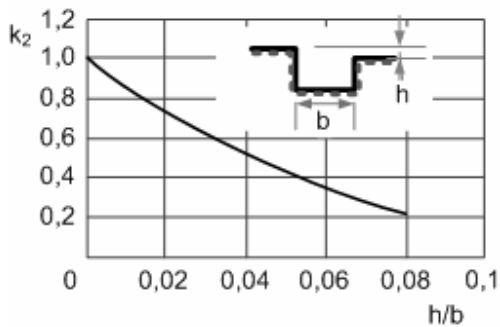
a) Variação de σ'_{cr} com B/d



b) Variação de k_1 com b/d



c) Variação de k_2 com h/b



d) Variação de k_3 com b/δ

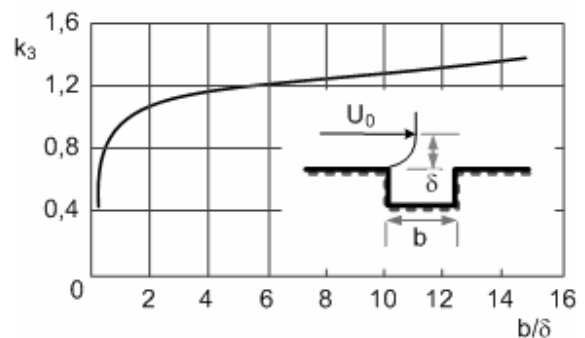


Figura 6.9. Variação dos parâmetros σ'_{cr} , k_1 , k_2 e k_3 em ranhuras retangulares com arestas vivas (adaptado de Quintela e Ramos, 1980).

Para o cálculo aproximado da espessura nominal da camada limite turbulenta em superfícies lisas em escoamentos bidimensionais pode usar-se a expressão (Quintela e Ramos, 1980)

$$\delta = 0,37 \frac{\chi}{\sqrt[5]{R_e}} \quad , \quad (6.5)$$

em que R_e é o número de Reynolds, definido como $R_e = U\chi / \nu$.

O rebaixamento do bordo de jusante da ranhura é muito importante, pois reduz o valor de σ_{cr} , conforme é visível na Figura 6.9c.

6.2.6. Medidas de protecção

Os escoamentos com superfície livre nos órgãos de descarga das barragens (evacuadores de cheias e descargas de fundo) de alta queda fazem-se com velocidades elevadas. A experiência tem demonstrado que os problemas de cavitação neste tipo de escoamentos, com superfícies com acabamentos adequados, têm lugar para velocidades superiores a $30\text{-}35 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ (Quintela e Ramos, 1980). Os problemas surgidos com velocidades mais baixas são resultantes ou de um deficiente acabamento das superfícies (ou de turbulência local provocada por ranhuras de comportas, pilares, dispersores, blocos de amortecimento e de queda, etc.) ou da redução da pressão motivada pelo traçado das obras (sifões, por exemplo).

Como medidas de protecção contra a erosão de cavitação provocada por irregularidades das superfícies em escoamentos com superfície livre de elevadas velocidades, são de destacar as seguintes (Falvey, 1990; Robertson *et al.*, 1998):

- acabamento adequado das superfícies;
- uso de betões especiais, de blindagens, ou de revestimentos do betão por películas ou camadas protectoras nos trechos mais vulneráveis;
- arejamento da veia líquida, nomeadamente através da criação de descontinuidades que permitam que a corrente líquida contacte, em toda a periferia, com o ar, arrastando-o; pode ocorrer cavitação, mas o ar emulsionado absorve os choques quando se dá o colapso das cavidades, não sendo danificadas as superfícies.

6.3. Regime rapidamente variado. Ondas estacionárias oblíquas

6.3.1. Introdução geral

A razão entre as forças de inércia e as forças de gravidade (por unidade de volume, numa dada secção transversal e num dado instante) é conhecida como número de Froude. No caso dos escoamentos com superfície livre, este toma a forma

$$F_r = \frac{U}{\sqrt{gh_m}} \quad , \quad (6.6)$$

em que h_m é a profundidade média do escoamento que, por definição, é $h_m = A/B$. No caso dos canais rectangulares, $A = Bh$, logo $h_m = h$.

O denominador da equação (6.6) é a velocidade crítica do escoamento U_c^* , que é igual à velocidade relativa de propagação ou celeridade das pequenas perturbações, c : $U_c = c = \sqrt{gh_m}$.

Considere-se, então, um canal e a perturbação provocada, por exemplo, pela queda de um pequeno corpo na água e defina-se $U_p = U \pm c$ como a velocidade absoluta de propagação dessa pequena perturbação.

Para o líquido em repouso, $U_p = c$, uma vez que não há escoamento ($U = 0$). As pequenas ondas produzidas propagam-se em todas as direcções com uma velocidade igual a c , aparecendo à superfície circunferências concêntricas (Figura 6.10a).

Em movimento, as ondas propagam-se do mesmo modo a partir da origem da perturbação. Contudo, esta propaga-se para jusante à velocidade do escoamento U . No exemplo da Figura 6.10, formam-se circunferências à superfície, centradas num ponto que se desloca com velocidade U para jusante, esquematizando-se as posições que ele ocupa nos instantes t_0 a t_4 .

No regime crítico (Figura 6.10b), $U = c$, correspondendo-lhe $F_r = 1$, não há propagação para montante ($U_p = U - c = 0$), constituindo-se uma frente de onda estacionária na posição inicial da origem da perturbação; para jusante, a velocidade absoluta de propagação da onda vem dada por $U_p = U + c = 2U = 2c$.

Quando $F_r < 1$, o escoamento designa-se por lento ou fluvial. Em regime lento, $U < c$ e, então, existe propagação da pequena perturbação, quer para montante, com velocidade absoluta $U_p = U - c$, quer para jusante, com velocidade absoluta $U_p = U + c$ (Figura 6.10c).

Quando $F_r > 1$, o escoamento designa-se por rápido, torrencial ou supercrítico. Como $U > c$, a onda para montante ($U_p = U - c$) nem se chega a formar, propagando-se a perturbação apenas para jusante com a velocidade absoluta $U_p = U + c$ (Figura 6.10d).

Considere-se a Figura 6.10d, que permite relacionar a celeridade, a velocidade média do escoamento e o ângulo β que a frente de onda faz com a direcção inicial do escoamento rápido. No intervalo de tempo Δt , a origem da perturbação formada deslocou-se para jusante o comprimento $U\Delta t$ e,

* Por norma, o índice c designa, no presente trabalho, o escoamento crítico.

no mesmo intervalo de tempo, a perturbação deslocou-se do ponto que ocupava no instante t_4 para D , isto é, deslocou-se o comprimento $c\Delta t$. Então, pode escrever-se

$$\text{sen}\beta = \frac{c\Delta t}{U\Delta t} \quad (6.7)$$

Atendendo à definição de número de Froude, pode também escrever-se

$$\text{sen}\beta = \frac{c}{U} = \frac{1}{F_r} \quad (6.8)$$

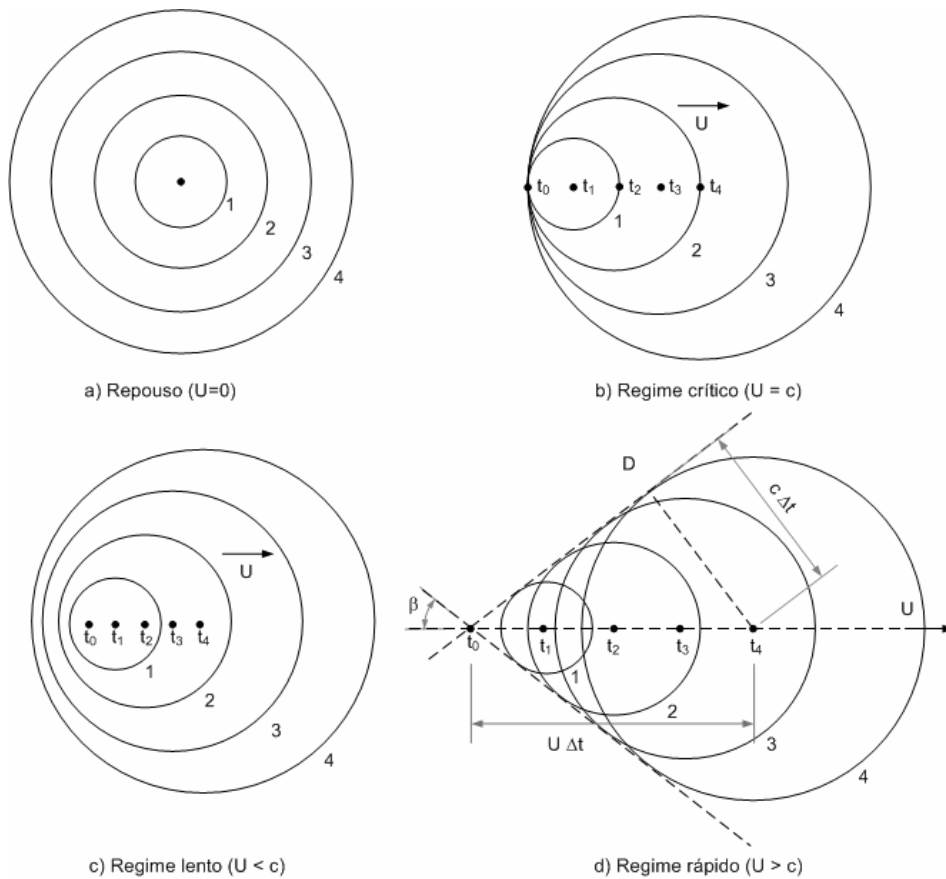


Figura 6.10. Propagação das pequenas perturbações.

As ondas circulares formadas na corrente rápida vão-se deslocando para jusante à medida que o seu diâmetro aumenta, sendo envolvidas por duas semi-rectas formando entre si um ângulo 2β , cuja bissectriz tem a direcção do escoamento.

Se a fonte de perturbação for permanente e, por exemplo, um desvio angular muito pequeno numa das paredes laterais de um canal, numa corrente rápida forma-se uma onda oblíqua estacionária

de frente abrupta que faz o ângulo β com a direcção inicial do escoamento. A perturbação consiste numa variação muito pequena da altura de água a jusante da frente de onda (positiva, se o desvio for para o interior do canal, e negativa, se for para o exterior).

Se o desvio da parede para o interior do canal provocar perturbações que não possam ser consideradas muito pequenas, o ângulo da frente de onda já não pode ser determinado pela expressão (6.8) e as ondas formadas, dando origem a sobrelevações por vezes significativas, obrigam ao aumento das alturas das espaldas dos canais e dão origem a uma distribuição não uniforme do caudal na largura da secção transversal, criando dificuldades à dissipação de energia do escoamento rápido nos dissipadores instalados a jusante para o efeito, ao provocarem o seu mau funcionamento.

6.3.2. Formação e equações gerais de frentes de onda positivas

Considere-se um trecho de canal rectangular com escoamento rápido que sofre o desvio angular ω numa das suas paredes para o seu interior (Figura 6.11).

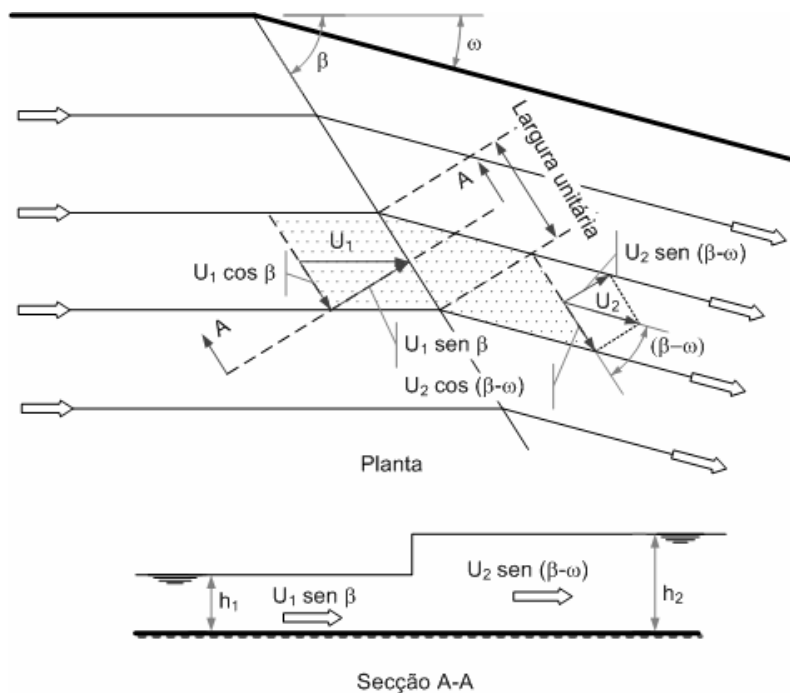


Figura 6.11. Formação de ondas estacionárias oblíquas devido a desvio angular da parede num escoamento rápido.

Admitindo que há uma distribuição uniforme das alturas de água e das velocidades a montante e a jusante da frente de onda (onda estacionária transversal ou oblíqua de frente abrupta, Figura 6.11), as componentes das velocidades segundo a frente de onda são iguais

$$U_1 \cos \beta = U_2 \cos(\beta - \omega) \quad . \quad (6.9)$$

Considerando as componentes da velocidade normais à frente de onda e um comprimento unitário ao longo da mesma, a equação da continuidade toma a forma

$$h_1 U_1 \text{sen} \beta = h_2 U_2 \text{sen}(\beta - \omega) \quad (6.10)$$

e a igualdade das impulsões totais a montante e a jusante da frente de onda (anulação das componentes respeitantes ao peso do líquido e à resistência da fronteira física), decorrente da aplicação do teorema de Euler ao canal de largura unitária, fornece

$$\frac{\gamma}{2} h_1^2 + \frac{\gamma}{g} h_1 U_1^2 \text{sen}^2 \beta = \frac{\gamma}{2} h_2^2 + \frac{\gamma}{g} h_2 U_2^2 \text{sen}^2(\beta - \omega) \quad . \quad (6.11)$$

Da equação (6.10), tira-se que

$$U_2 = U_1 \frac{h_1}{h_2} \frac{\text{sen} \beta}{\text{sen}(\beta - \omega)} \quad . \quad (6.12)$$

Substituindo o valor de U_2 na equação (6.11) pelo seu valor e dividindo por γ , vem

$$\frac{1}{g} h_1 U_1^2 \text{sen}^2 \beta - \frac{1}{g} h_2 U_1^2 \left(\frac{h_1}{h_2} \right)^2 \text{sen}^2 \beta = \frac{1}{2} (h_2^2 - h_1^2) \quad , \quad (6.13)$$

ou

$$\frac{U_1^2}{g} \text{sen}^2 \beta \frac{h_1 (h_2 - h_1)}{h_2} = \frac{1}{2} (h_2^2 - h_1^2) \quad , \quad (6.14)$$

$$\frac{U_1^2}{g} \text{sen}^2 \beta h_1 = \frac{h_2}{2} (h_2 + h_1) \quad , \quad (6.15)$$

$$\text{sen} \beta = \frac{\sqrt{gh_2}}{U_1} \sqrt{\frac{1}{2} \left(1 + \frac{h_2}{h_1} \right)} \quad , \quad (6.16)$$

Multiplicando e dividindo simultaneamente o segundo membro da equação (6.16) por h_1^2 , esta fica

$$\text{sen}\beta = \frac{\sqrt{gh_1}}{U_1} \sqrt{\frac{1}{2} \frac{h_2}{h_1} \left(1 + \frac{h_2}{h_1}\right)} \quad , \quad (6.17)$$

que, tendo em conta a definição de número de Froude (equação 6.6), vem

$$\text{sen}\beta = \frac{1}{F_{r1}} \sqrt{\frac{1}{2} \frac{h_2}{h_1} \left(1 + \frac{h_2}{h_1}\right)} \quad . \quad (6.18)$$

A componente normal da velocidade a montante da frente de onda, atendendo à equação (6.17), pode tomar a forma

$$U_1 \text{sen}\beta = \sqrt{gh_1} \sqrt{\frac{1}{2} \frac{h_2}{h_1} \left(1 + \frac{h_2}{h_1}\right)} \quad , \quad (6.19)$$

que é também a equação da celeridade, tenha-se em conta a equação (6.8).

Da equação (6.10), retira-se

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{U_1 \text{sen}\beta}{U_2 \text{sen}(\beta - \omega)} \quad , \quad (6.20)$$

que, substituindo U_2 pelo seu valor dado pela equação (6.12), fica

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{\text{tg}\beta}{\text{tg}(\beta - \omega)} \quad . \quad (6.21)$$

Pondo a equação (6.19) ao quadrado, resulta uma equação do segundo grau em ordem a h_2 / h_1 , cuja solução real vem

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + 8 \text{sen}^2 \beta F_{r1}^2} \right] \quad . \quad (6.22)$$

Através de processo iterativo, pode obter-se o valor de β que garanta a igualdade dos segundos membros das equações (6.21) e (6.22). Obtido este valor, h_2 / h_1 é obtido directamente da equação (6.22). Conhecendo-se h_1 e U_1 , obtém-se h_2 através da equação (6.10).

6.3.3. Formação e equações gerais de frentes de onda negativas

Considere-se um trecho de canal rectangular com escoamento rápido que sofre o desvio angular ω numa das suas paredes para o exterior (Figura 6.12).

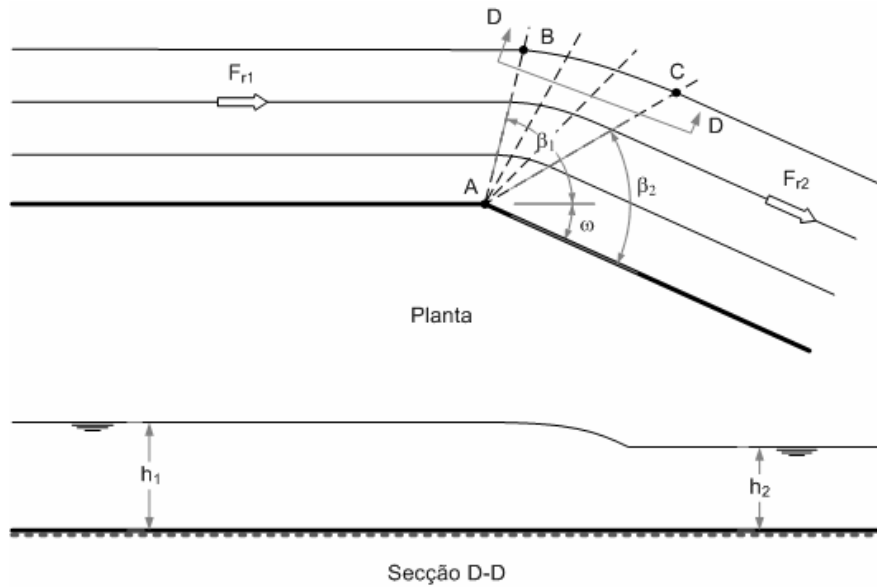


Figura 6.12. Formação de ondas estacionárias oblíquas devido a desvio angular da parede num escoamento rápido (adaptado de Jain, 2001).

No ponto A, vértice da divergência do canal, formam-se várias frentes de onda negativas, decrescendo sucessivamente as alturas de água entre as duas frentes de onda limites, com os ângulos β_1 e β_2 . Como se pode considerar que os ângulos entre frentes de onda consecutivas se aproximam de zero, a direcção do escoamento e o número de Froude imediatamente a montante da frente AC são iguais à direcção do escoamento e ao número de Froude do trecho rectilíneo de canal a jusante do ponto A. Os ângulos β_1 e β_2 são obtidos pelas equações equivalentes à equação (6.8)

$$\text{sen}\beta_1 = \frac{1}{F_{r1}} \quad (6.23)$$

$$\text{sen}\beta_2 = \frac{1}{F_{r2}} \quad (6.24)$$

6.3.4. Reflexão de uma frente de onda positiva

Considere-se o escoamento rápido num canal rectangular em que apenas uma das paredes sofre uma inflexão para o interior igual a ω (Figura 6.13).

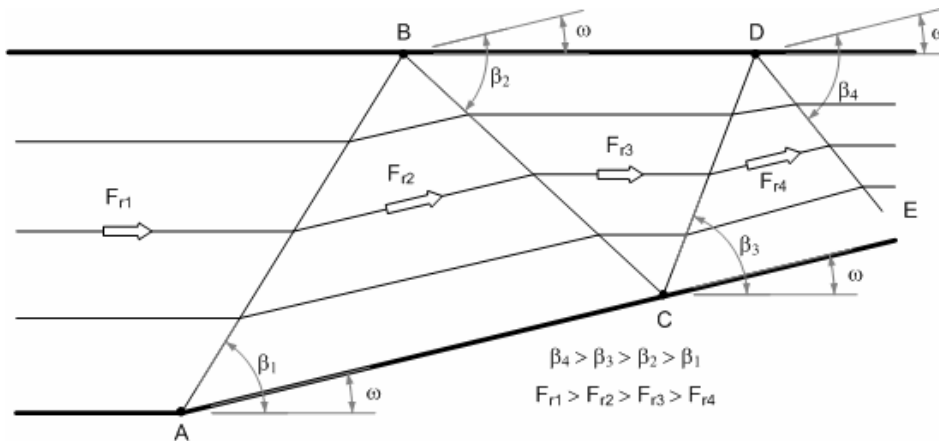


Figura 6.13. Reflexão de uma frente de onda estacionária oblíqua positiva (adaptado de Jain, 2001).

No ponto A, inicia-se a frente de onda positiva AB que forma o ângulo β_1 com a direcção inicial do escoamento, que pode ser determinado através da resolução iterativa das equações (6.21) e (6.22). A jusante da frente de onda AB, o escoamento passa a ser paralelo à parede AC e o número de Froude é F_{r2} , que é menor que F_{r1} e que passa a ser possível determinar após obtenção do valor de β_1 e o conhecimento de U_2 e h_2 . A parede BD deflute o escoamento de um ângulo igual a ω , originando a segunda frente de onda positiva, BC, que faz o ângulo $(\beta_2 - \omega)$ com BD. O escoamento a jusante de BC é paralelo à parede BD e o número de Froude passa a ser F_{r3} , menor que F_{r2} . A frente de onda positiva AB é reflectida pela parede como frente de onda positiva BC. De igual modo, esta passa a ser reflectida pela parede como onda positiva CD, que, por sua vez, será reflectida como frente de onda positiva DE, etc. Após cada reflexão, o valor do número de Froude do escoamento diminui e o valor de β aumenta. Os sucessivos valores de β e, conseqüentemente, os sucessivos valores do número de Froude, são calculados através do processo iterativo já apresentado.

6.3.5. Interação de duas frentes de onda positivas

Considere-se um trecho de canal rectangular que sofre, na mesma secção transversal, os desvios angulares ω_1 e ω_2 nas suas paredes laterais (ω_1 e ω_2) (Figura 6.14) e em que o escoamento é rápido antes e após as duas contracções.

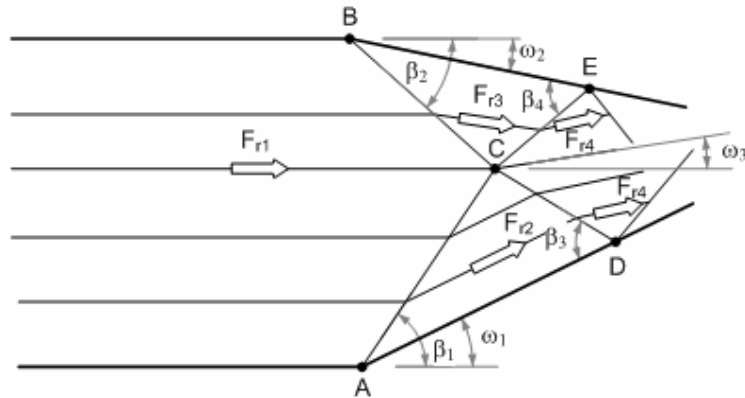


Figura 6.14. Interação entre duas frentes de onda estacionárias oblíquas positivas (adaptado de Jain, 2001).

Em cada um dos vértices A e B tem início uma frente de onda positiva, respectivamente as frentes AC e BC , que se encontram no ponto C . O escoamento imediatamente a jusante da frente AC é paralelo à parede AD , que faz o ângulo ω_1 com a horizontal, e o escoamento imediatamente a jusante da frente BC é paralelo à parede BE , que faz o ângulo ω_2 com a horizontal, e em que os números de Froude são, respectivamente, F_{r2} e F_{r3} , que podem ser determinados, conjuntamente com os ângulos β_1 e β_2 , através do processo iterativo anteriormente apresentado. As duas frentes de onda encontram-se no ponto C , sendo ambas reflectidas; a frente de onda AC dá origem à frente de onda positiva reflectida CD e a frente de onda BC dá origem à frente de onda positiva reflectida CE . A jusante das duas frentes de onda reflectidas o escoamento passa a ter o número de Froude F_{r4} e a fazer o ângulo com a horizontal ω_3 , ambos calculados através de resolução iterativa. Para um determinado valor assumido para ω_3 , os ângulos de deflexão dos escoamentos imediatamente a jusante das frentes de onda CD e CE são, respectivamente, $(\omega_1 + \omega_3)$ e $(\omega_2 - \omega_3)$. Poderão ser encontrados dois valores diferentes para F_{r4} , resolvendo iterativamente as equações usuais: um, tendo por base F_{r2} e o ângulo $(\omega_1 + \omega_3)$; outro, tendo por base F_{r3} e o ângulo $(\omega_2 - \omega_3)$. Se o valor obtido para F_{r4} for o mesmo nas duas vias de cálculo, significa que o valor arbitrado para ω_3 é o valor correcto, se não, deve continuar-se a arbitrar sucessivos valores a ω_3 até o valor obtido para F_{r4} ser o mesmo nas duas vias de cálculo.

Quando $\omega_1 = \omega_2$, vem $\omega_3 = 0$ e $\beta_3 = \beta_4$. O escoamento ao longo do trecho de canal simetricamente convergente, comporta-se como se houvesse a meio da secção uma parede na direcção do escoamento inicial, as sucessivas frentes de onda encontram-se exactamente a meio da secção, e, em ambas as metades, o escoamento apresenta características simétricas e semelhantes ao que se passa no caso do exemplo da Figura 6.13.

6.3.6. Interação de frentes de onda positivas e negativas

Considere-se um escoamento que sofre uma deflexão positiva numa parede do canal seguida de uma deflexão negativa (Figura 6.15). No ponto *A*, tem início uma frente de onda positiva e, no ponto *B*, inicia-se um número significativo de frentes de onda negativas. A frente de onda positiva é sucessivamente deflectida à medida que vai encontrando, para jusante, as sucessivas frentes de onda negativas e, nas intersecções, as alturas de água são obtidas por sobreposição.

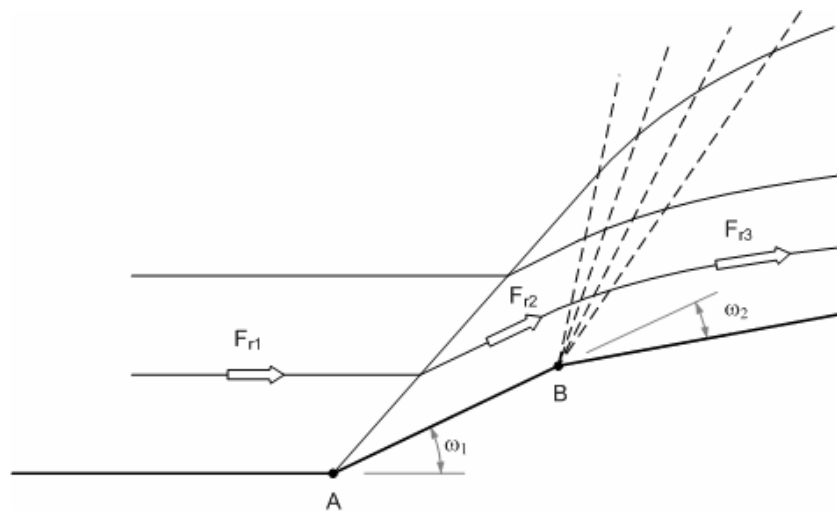


Figura 6.15. Interação entre ondas estacionárias oblíquas positivas e negativas (adaptado de Morris e Wiggert, 1983).

6.3.7. Transições e confinamento das ondas estacionárias oblíquas

Nos canais evacuadores de cheias de barragens, muitas vezes canais de encosta, as velocidades de escoamento podem atingir valores muito elevados. Por seu lado, é muitas vezes possível reduzir a largura do canal para valores muito inferiores ao comprimento da soleira descarregadora frontal, sem que se atinjam alturas de escoamento que determinem a necessidade de alteamento das paredes laterais. Esta solução proporciona menores escavações na encosta e permite obter menores custos de obra. Para tal, é necessário prever um trecho convergente de transição. Este trecho deve ser tão curto quanto possível, por razões económicas e construtivas, sendo apenas tão comprido quanto o necessário para satisfazer os seguintes critérios:

- a energia específica do escoamento deve ser sempre superior à energia específica crítica ao longo da transição, de modo a não ocorrer ressalto hidráulico no seu interior;
- deve garantir-se que as ondas estacionárias oblíquas originadas fiquem confinadas na transição.

Nos escoamentos supercríticos, as transições de canal são habitualmente graduais e de paredes rectilíneas. Como a magnitude das perturbações cresce com o valor do desvio angular das paredes laterais dos canais, este tipo de transições garante sobrelevações menores nos escoamentos.

Considere-se a transição gradual convergente num canal rectangular, em que o escoamento é supercrítico antes, dentro e depois da transição, esquematicamente representada na Figura 6.16. Na Figura 6.16 compara-se o desenvolvimento de ondas estacionárias oblíquas em transições graduais rectilíneas com ângulos de convergência das paredes diferentes. A frente de onda positiva iniciada no ponto A (A'), depois de reflectida em B , chega à parede exactamente no ponto C (C'), onde termina a transição (Figura 6.16a). As linhas de corrente a jusante das frentes de onda BC e BC' são paralelas às paredes do canal a jusante da transição, não havendo mais reflexões. Por seu lado, as frentes de onda na Figura 6.16b, depois de serem reflectidas no ponto B , chegam ao ponto D (D'), situado já a jusante da transição e, sob a influência das frentes de onda negativas formadas no ponto C (C'), vão sofrendo sucessivas deflexões e posterior reflexão na parede, continuando para jusante.

Conhecidos os valores de F_{r1} , B_1 e B_2 , o valor de ω pode ser determinado através de processo iterativo. Da Figura 6.16a, tira-se que

$$L = \frac{B_1 - B_2}{2 \operatorname{tg} \omega} \quad (6.25)$$

e

$$L = L_1 + L_2 = \frac{B_1}{2} \operatorname{tg} \beta_1 + \frac{B_2}{2} \operatorname{tg}(\beta_2 - \omega) \quad (6.26)$$

Se o valor obtido para L através das equações (6.25) e (6.26) for o mesmo, o valor arbitrado para ω_1 é o correcto; de outro modo, deve experimentar-se um novo valor de L e prosseguir o processo iterativo até as duas equações darem o mesmo valor. A solução final vai garantir a equação da continuidade

$$B_1 h_1 U_1 = B_2 h_2 U_2 \quad (6.27)$$

ou

$$F_{r3} = \left(\frac{B_1}{B_2} \right) \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^{3/2} \quad (6.28)$$

O algoritmo de cálculo do comprimento L da transição (ou do valor de ω) é o seguinte:

- arbitrar um valor para ω ;
- calcular β_1 através da igualdade dos segundos membros das equações (6.21) e (6.22);
- determinar h_2 / h_1 através da equação (6.22);
- tendo-se obtido h_2 , obter U_2 , através da equação (6.10), e F_{r2} ;
- com o valor de F_{r2} , entrar na igualdade dos segundos membros das equações (6.21) e (6.22), depois de se ter substituído β_1 por β_2 e F_{r1} por F_{r2} , e determinar β_2 ;
- determinar o valor de L através da equação (6.25);
- se o valor de L obtido verificar a igualdade (6.26), o valor arbitrado de ω é o correcto, se não, deve arbitrar-se um novo valor e fazer de novo todo o processo de cálculo até o valor arbitrado garantir a satisfação da igualdade (6.26).

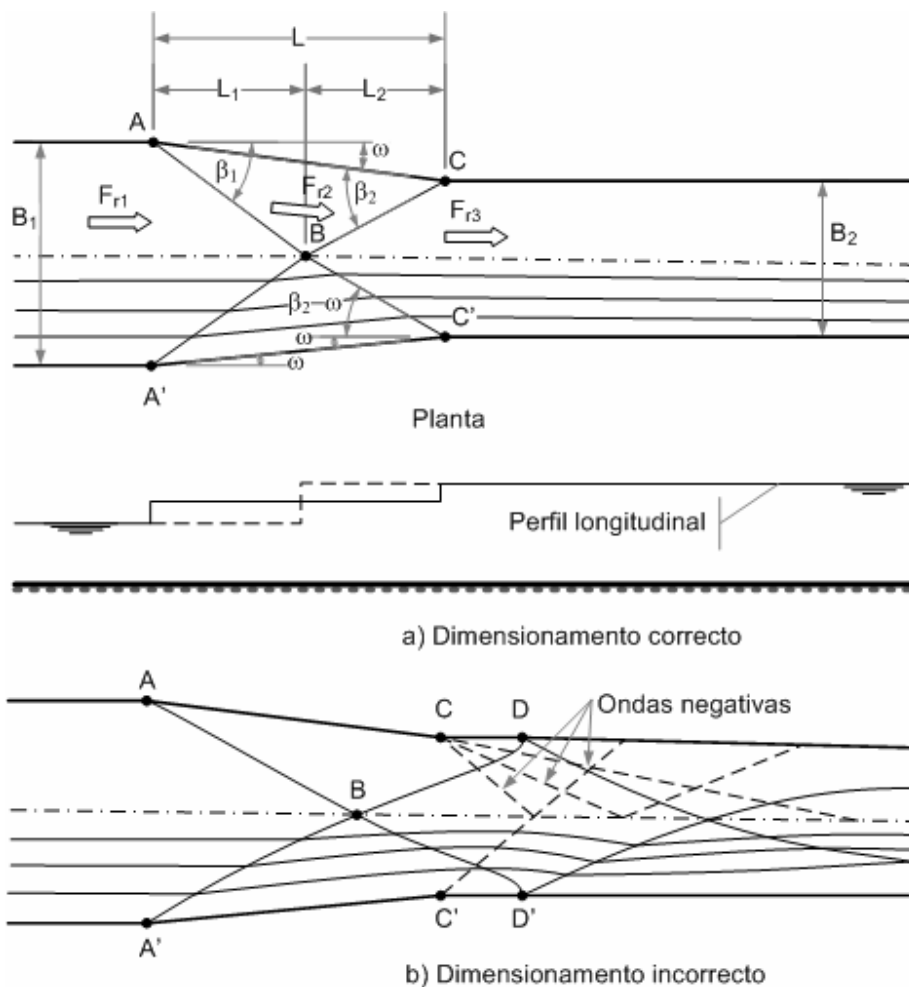


Figura 6.16. Ondas estacionárias oblíquas em transições graduais convergentes de paredes rectilíneas: a) comprimento da transição adequado; b) comprimento da transição inadequado (adaptado de Jain, 2001).

Quando as transições graduais, convergentes ou divergentes, tiverem paredes curvas, a sua geometria pode ficar definida com recurso à Figura 6.17.

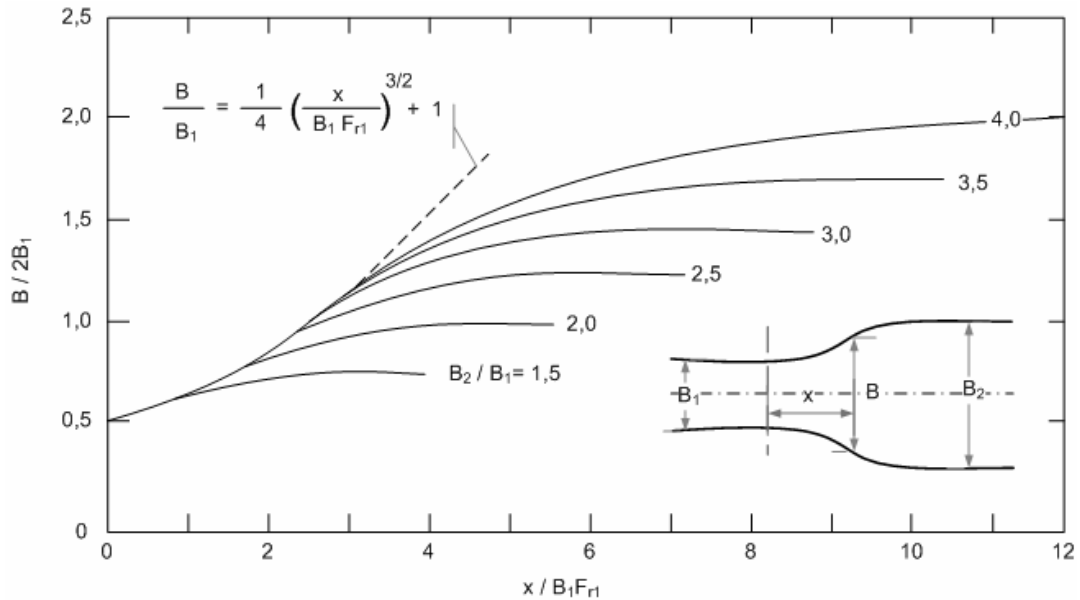


Figura 6.17. Transições graduais, convergentes ou divergentes, de paredes curvas para canais com escoamentos supercríticos (adaptado de Morris e Wiggert, 1983).

As frentes de onda negativas formadas pelas partes convexas das curvas são compensadas pelas frentes de onda positivas formadas pelas partes côncavas e o escoamento volta a ter as linhas de corrente paralelas às do escoamento não perturbado de montante da transição.

6.4. Escoamentos pulsatórios

Um corrente rápida permanente numa queda de canal suficientemente comprida e cujo declive não ultrapasse determinados valores pode tornar-se instável e originar a formação de ondas de translação para jusante de frente abrupta (“roll waves”) e período irregular, adquirindo o escoamento um carácter pulsatório. Na fase inicial de desenvolvimento, estas ondas têm pequena amplitude, aumentando à medida que se propagam para jusante (Figura 6.18*) e a sua crista “enrola” (daí a sua designação em língua inglesa) para montante (Figura 6.18), podendo rebentar.

As alturas de água atingem o máximo e o mínimo, respectivamente, a montante e a jusante da crista de cada onda (Figura 6.18), podendo atingir um valor duplo da altura do escoamento uniforme correspondente. As sobrelevações provocadas podem originar galgamentos no canal e um mau

* Por norma, o índice u designa, no presente trabalho, o escoamento uniforme.

funcionamento da bacia de dissipação colocada a jusante da queda, com ressaltos hidráulicos fora da bacia.

A Figura 6.19a apresenta o canal evacuador da barragem de Llyn Brianne no País de Gales (<http://en.wikipedia.org>), evidenciando a instabilidade associada ao escoamento de um pequeno caudal. O início, desenvolvimento e o período irregular das ondas de translação (corrente permanente) são bem visíveis. Na Figura 6.19b, mostra-se o mau funcionamento de uma bacia de dissipação a jusante de um canal evacuador com escoamentos pulsatórios (USB, 1978).

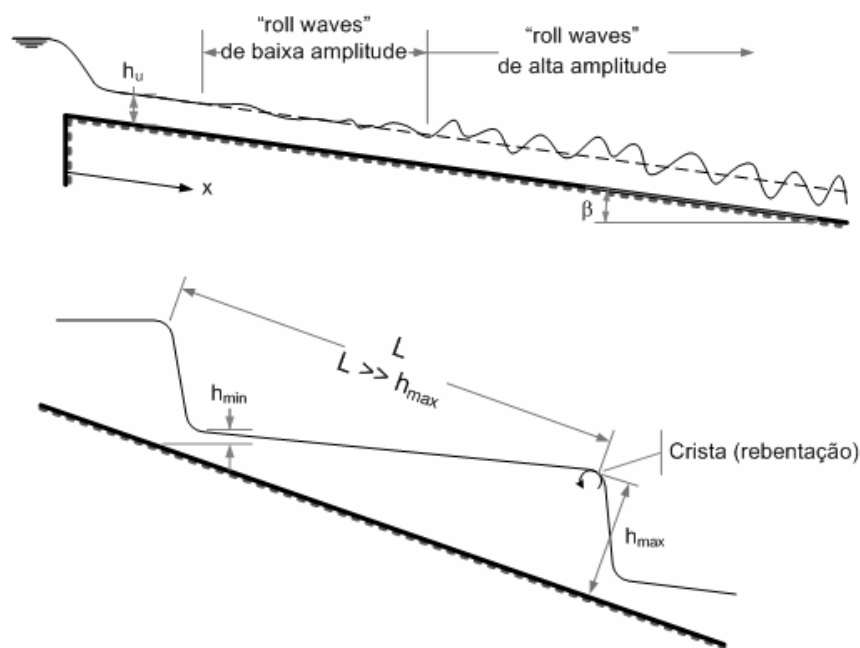


Figura 6.18. Desenvolvimento de ondas de translação do tipo "roll waves" em correntes rápidas permanentes (adaptado de Jain, 2001).

Os escoamentos pulsatórios com "roll waves" em correntes rápidas permanentes poderão ocorrer em trechos de canal com comprimentos superiores a 60 m e com ângulos de inclinação inferiores a 20° (USB, 1978). Tais situações poderão acontecer nos canais evacuadores de cheias de barragens, assim como em quedas inclinadas em canais, instaladas em zonas onde o declive natural do terreno ultrapassa o declive da rasante do canal.

Os riscos de ocorrência destes escoamentos instáveis poderão ser avaliados através do seguinte algoritmo (USB, 1978):

- determinar as alturas uniformes para 50, 20 e 10% do caudal máximo; para cada caudal, haverá uma curva de regolfo do tipo F_2 até se atingir o escoamento uniforme a jusante, se a queda for suficientemente comprida;
- dividir a queda em trechos de cálculo de modo a que, para cada um dos três caudais e aquando do cálculo da curva de regolfo, os incrementos das velocidades médias não ultrapassem os 10%;

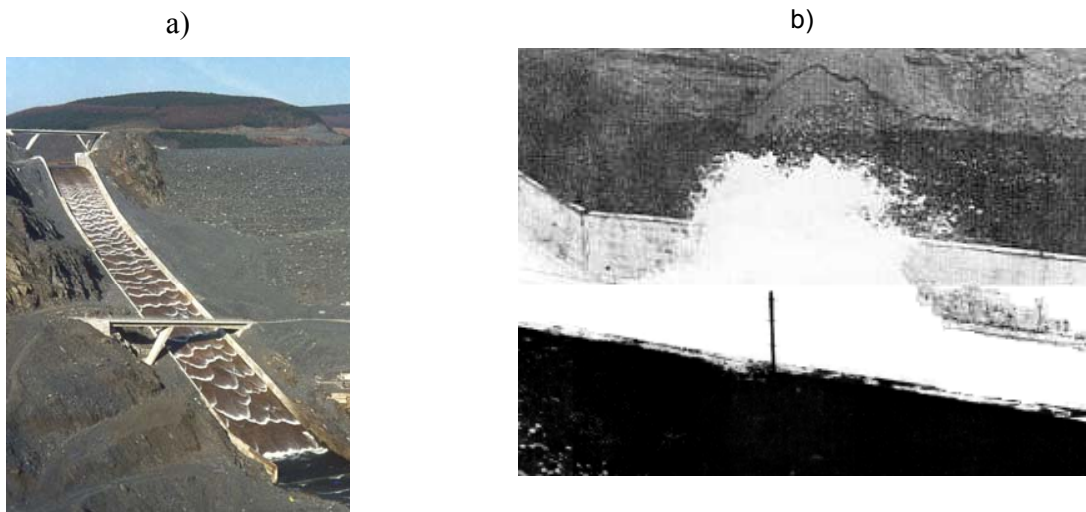


Figura 6.19. escoamento pulsatório num canal evacuador e mau funcionamento de uma bacia de dissipação provocado por escoamentos pulsatórios a montante.

- Calculada a perda de carga unitária média em cada um dos trechos de cálculo, determinar para cada um dos três caudais o número de Vedernikov

$$\bar{V} = \frac{2 B}{3 P} \frac{U}{\sqrt{g h_m \cos \mu}} \quad , \quad (6.29)$$

em que P é o perímetro molhado e $\mu = \arctg \bar{J}_1$ é o ângulo de inclinação da linha de energia, sendo \bar{J}_1 a perda de carga média desde o início da queda à secção de cálculo corrente;

- determinar o número de Montuori ao quadrado

$$\bar{M}^2 = \frac{U^2}{(g \Delta H \cos \mu)} \quad , \quad (6.30)$$

em que ΔH é a perda de carga total desde o início da queda até à secção de cálculo corrente;

- determinar o parâmetro de forma h_m / P para a secção de cálculo corrente;
- com os valores de \bar{V} e \bar{M}^2 entrar na Figura 6.20a e com os valores de \bar{J}_1 e h_m / P entrar na Figura 6.20b; para não haver riscos de instabilidade, todos os pontos deverão cair na zona dos escoamentos estáveis em ambas as figuras; caso contrário, dever-se-á encontrar uma alternativa para a queda.

A análise de ocorrência de escoamentos pulsatórios pode ser realizada através de um procedimento numérico mais elementar. Jain (2001) define o número de Vedernik como

$$\bar{V} = k_1 \varphi F_r \quad , \quad (6.31)$$

em que o parâmetro k_r é o expoente do raio hidráulico para as equações de resistência empíricas do regime uniforme (1/2 para a equação de Chézy e 2/3 para a equação de Gauckler-Manning-Strickler) e φ é o factor de forma de um canal, com valores de um ou zero para canais rectangulares que possam ser considerados, respectivamente, muito largos ou muito estreitos. A condição de estabilidade é dada agora por

$$-1 < \bar{V} < 1 \quad (6.32)$$

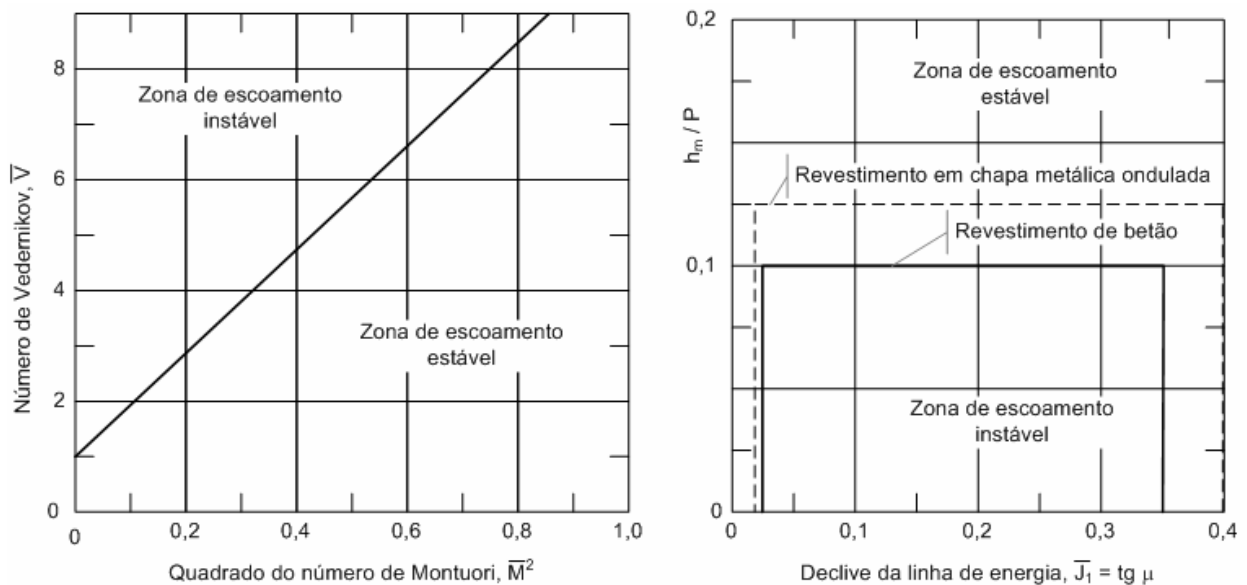


Figura 6.20. Ábacos para verificação da estabilidade dos escoamentos supercríticos (adaptado de USBR, 1978).

Para $\bar{V} > 1$, o escoamento é instável e qualquer perturbação formada vai-se amplificando para jusante. Esta condição de ocorrência de escoamento instável é necessária, mas não é suficiente. É necessário que o canal tenha um determinado comprimento. Montuori (1963) (citado por Jain, 2001) incorporou o comprimento do canal através do parâmetro do regime uniforme que se apresenta no eixo das abcissas da Figura 6.21.

Havendo riscos de ocorrência de escoamentos pulsatórios numa queda inclinada num canal ou num canal evacuador, dever-se-á encontrar uma outra solução, conforme assinalado e que poderá passar por: mudar a secção transversal; reduzir o comprimento da queda ou do canal; aumentar o declive do rasto; adoptar uma série de pequenas quedas verticais ou conduta no caso da queda inclinada num canal. Se estas alterações forem impraticáveis ou não desejáveis, poderão ser adoptadas algumas medidas para acomodar e controlar os escoamentos instáveis, nomeadamente: aumentar a folga do canal; reforçar o revestimento da secção transversal; pavimentar ou colocar “riprap” nas banquetas do

canal; aumentar o comprimento e a altura das paredes da bacia de dissipação; revestir bem o canal a jusante da bacia de dissipação e as banquetas desta com “riprap” .

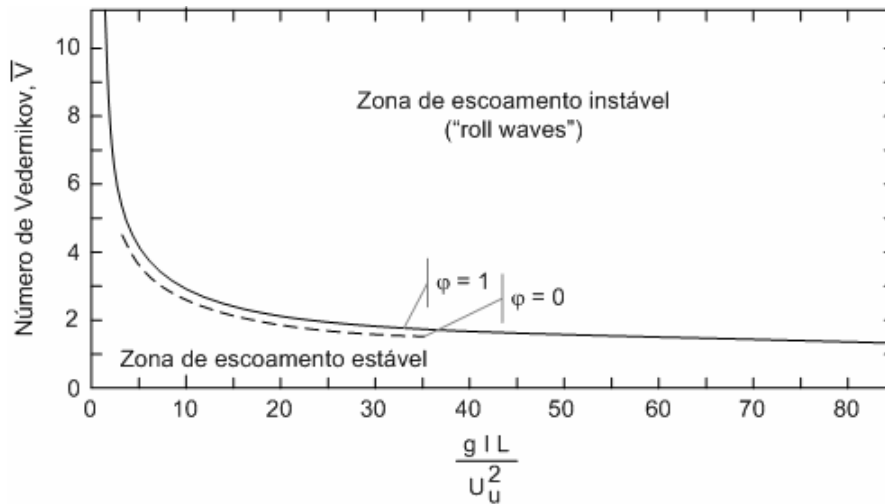


Figura 6.21. Ábacos para verificação da estabilidade dos escoamentos supercríticos (adaptado de Jain, 2001).

6.5. Escoamentos em curvas simples e compostas em canais

Em rigor, o escoamento em curvas nunca pode ser considerado uniforme devido à aceleração normal.

Considere-se o escoamento fluvial na curva de canal representada na Figura 6.22.

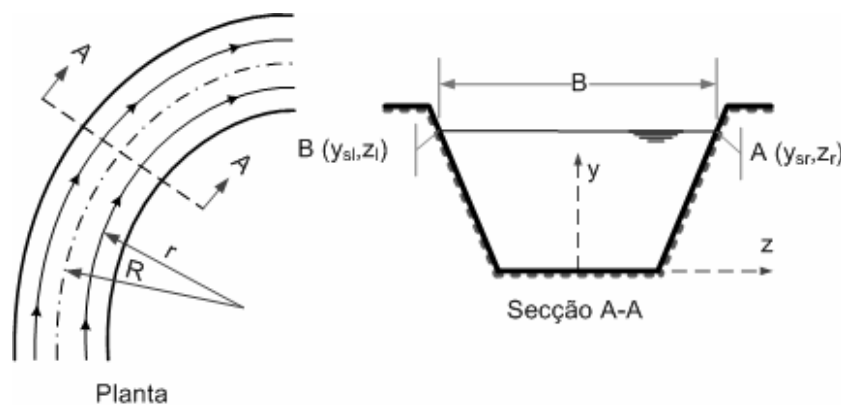


Figura 6.22. Escoamento fluvial numa curva de canal (adaptado de Jain, 2001).

As linhas de corrente na curva são também curvas no plano xz ; conseqüentemente, existe aceleração ao longo da direcção transversal. A distribuição da pressão é hidrostática na direcção do eixo yy , podendo ser obtida por

$$\frac{\partial p}{\partial y} = -\gamma \cos \omega \quad . \quad (6.33)$$

podendo escrever-se equação semelhante para a direcção do eixo dos zz

$$\frac{\partial p}{\partial z} = -\rho a_z \quad , \quad (6.34)$$

em que a_z é a aceleração ao longo do eixo dos zz. A integração das equações (6.33) e (6.34) origina

$$p(y, z) = -\gamma y \cos \omega - \rho \int_{z_r}^z a_z dz + C \quad , \quad (6.35)$$

em que z_r é a coordenada segundo o eixo dos zz do ponto de intercepção da superfície livre com a espalda direita do canal (Figura 6.22) e C é a constante de integração, que pode ser obtida através da condição de fronteira, considerando a pressão nula em $y = y_{sr}$ e $z = z_r$

$$C = \gamma y_{sr} \cos \omega \quad , \quad (6.36)$$

sendo y_{sr} a coordenada segundo o eixo dos yy do ponto de intercepção da superfície livre com a espalda direita do canal. Substituindo C pelo seu correspondente valor, a equação (6.35) fica

$$p(y, z) = -\gamma y \cos \omega (y_s - y) - \rho \int_{z_r}^z a_z dz \quad . \quad (6.37)$$

Sabendo que $a_z = u^2 / r$, em que r é o raio da curvatura local das linhas de corrente (Figura 6.22). A avaliação da correcção da pressão exige o conhecimento da distribuição da velocidade das diferentes partículas, u . Para $B \ll r$, pode considerar-se que $u \cong U$ e $r \cong R$, ficando a equação (6.37), para $\cos \omega = 1$, igual a

$$p(y, z) = \rho g \{y_s(z_l) - y\} - \frac{\rho U^2}{R} (z - z_l) \quad , \quad (6.38)$$

em que R é o raio de curvatura do canal até ao eixo central (Figura 6.22). A diferença de cotas entre os pontos B, na espalda esquerda, e A, na espalda direita, pode ser obtida através da equação (6.38), considerando que a pressão é nula no ponto B, onde $y = y_{sl}$ e $z = z_l$. Assim,

$$y_s(z_l) - y_s(z_r) = \frac{U^2}{gR} (z_r - z_l) = \frac{U^2 B}{gR} \quad , \quad (6.39)$$

onde $B = (z_r - z_l)$ é a largura líquida transversal. A superfície livre é plana na direcção transversal nesta situação.

Quando o escoamento é supercrítico, a formação das ondas estacionárias oblíquas torna bastante mais complexo o escoamento nas curvas de canal. A formação e sucessiva reflexão das ondas estacionárias ao longo da curva são genericamente representadas na Figura 6.23, para um canal rectangular de largura B e com uma curvatura central de raio R_c .

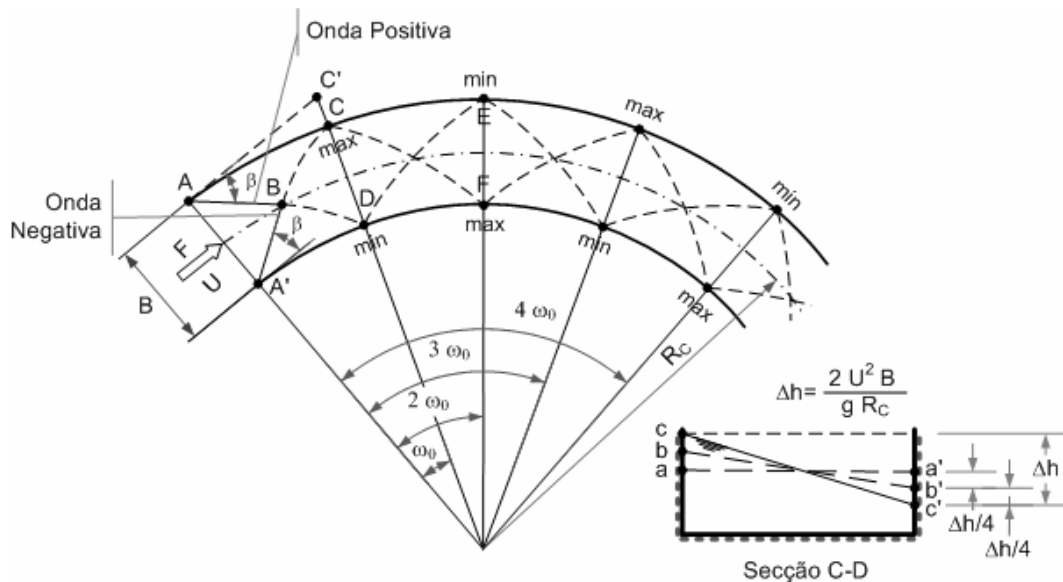


Figura 6.23. Ondas estacionárias oblíquas num escoamento supercrítico numa curva de canal (adaptado de Morris e Wiggert, 1983).

As ondas positivas e negativas têm origem nas paredes exterior e interior do canal, respectivamente (Figura 6.23). Consequentemente, as alturas de água crescem ao longo da parede exterior da curva e descem ao longo da parede interior. A primeira onda positiva AB e a primeira onda negativa $A'B$ iniciam-se, respectivamente, nos pontos A e A' , encontrando-se em B , permanecendo o escoamento não perturbado a montante da linha quebrada ABA' . A jusante do ponto B , as duas ondas iniciais AB e $A'B$ já não são rectilíneas, uma vez que são afectadas uma pela outra. Como a onda positiva "atravessa" a onda negativa, as deflexões são somadas. A primeira onda negativa atingirá a parede exterior no ponto C , onde a altura de água será máxima. Depois do ponto C , a onda negativa formada em A' vai obrigar as altura de água a diminuírem ao longo da parede exterior até atingirem um mínimo em E .

Ao longo da parede interior da curva, as alturas de água vão decrescendo desde o ponto A' até ao ponto D , onde atingirá o valor mínimo e onde a onda positiva originada em A começará a afectar o escoamento. As alturas de água começam a subir no ponto D . A primeira onda negativa é reflectida no ponto C e a primeira onda positiva é reflectida no ponto D , continuando a ser sucessivamente reflectidas de acordo com a representação esquemática da Figura 6.23, originando alternados máximos e mínimos para as alturas de água ao longo das duas paredes, aproximadamente nos pontos correspondentes aos ângulos ao centro $\omega_0, 2\omega_0, 3\omega_0$, etc.

Da Figura 6.23 retira-se que

$$AC' \cong AC = \frac{B}{\operatorname{tg}\beta} = \left(R_C + \frac{B}{2}\right) \operatorname{tg}\omega_0 \quad , \quad (6.40)$$

ou

$$\operatorname{tg}\omega_0 = \frac{B}{(R_C + B/2) \operatorname{tg}\beta} \quad . \quad (6.41)$$

A variação máxima das alturas de água é dada por

$$\Delta h = \frac{2U^2 B}{gR_C} \quad . \quad (6.42)$$

Na Figura 6.23, as linhas $a-a'$, $b-b'$ e $c-c'$ representam, respectivamente, a superfície livre num trecho rectilíneo de canal, numa curva de canal com escoamento fluvial e numa curva de canal com escoamento supercrítico.

Em canais, usam-se, com frequência, curvas compostas, cujo traçado é habitualmente mais económico. A curva composta é constituída por duas curvas de transição, uma à entrada e outra à saída, e por uma curva central. A mudança total de direcção é dada por

$$\omega = 2\omega_t + \omega_C \quad , \quad (6.43)$$

em que ω_t é o ângulo da curva de transição de entrada e de saída e ω_C é o ângulo ao centro da curva central (Figura 6.24).

O ângulo ao centro de cada uma das curvas de transição pode ser determinado por

$$\operatorname{tg}\omega_t = \frac{B / \operatorname{tg}\beta}{R_t + B/2} \quad , \quad (6.44)$$

Em que R_t é o raio da curva de transição. R_t é escolhido de modo a que a perturbação provocada seja metade da originada pela curva central. Como a variação da altura de água é inversamente proporcional ao raio da curvatura, o raio de cada transição deverá ser

$$R_t = 2R_C \quad (6.45)$$

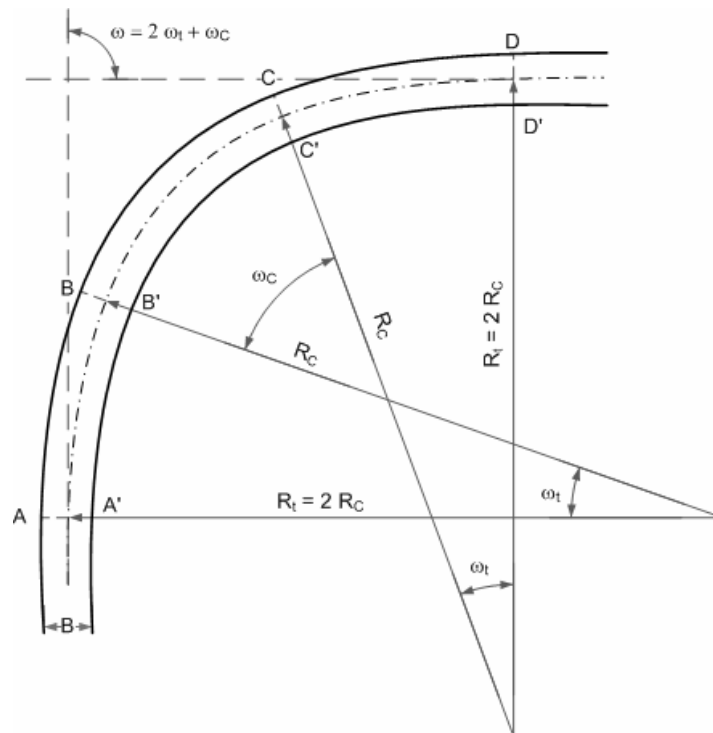


Figura 6.24. Ondas estacionárias oblíquas num escoamento supercrítico numa curva de canal (adaptado de Jain, 2001).

A superfície livre começa a subir no ponto A e a baixar a partir do ponto A' , ao longo, respectivamente, da parede exterior e interior da transição. A diferença de alturas entre os pontos B e B' é $U^2 B / (g R_C)$. As paredes laterais para além dos pontos A e A' não influenciam mais as características do escoamento, servindo apenas para o confinar. A diferença entre as alturas de água junto à parede exterior e à parede interior vai-se manter até ao final da curva central. A transição de saída será responsável pela anulação da diferença de alturas de água.

Por vezes, em canais, as curvas são traçadas de modo a que haja uma sobrelevação do rasto junto à parede exterior da curva. Considere-se a curva semicircular representada na Figura 6.25.

Da Figura 6.25, retira-se que

$$\pi = \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{U^2}{gR_C} \right) \quad (6.46)$$

A sobrelevação transversal fornece a força lateral necessária à mudança de direcção do escoamento. Esta força será igual à força centrífuga devida a U e a R_C . A linha transversal da superfície livre é paralela ao rasto, como mostra a Figura 6.25. Nesta situação, não serão as paredes as responsáveis pela mudança de direcção do escoamento e, conseqüentemente, não provocarão a formação de ondas estacionárias. Esta sobrelevação do rasto é introduzida gradualmente ao longo de uma transição de entrada e eliminada após a curva também ao longo de uma transição semelhante (em espiral). Cada transição é obtida considerando a equação

$$RL = R_C L_t \quad (6.47)$$

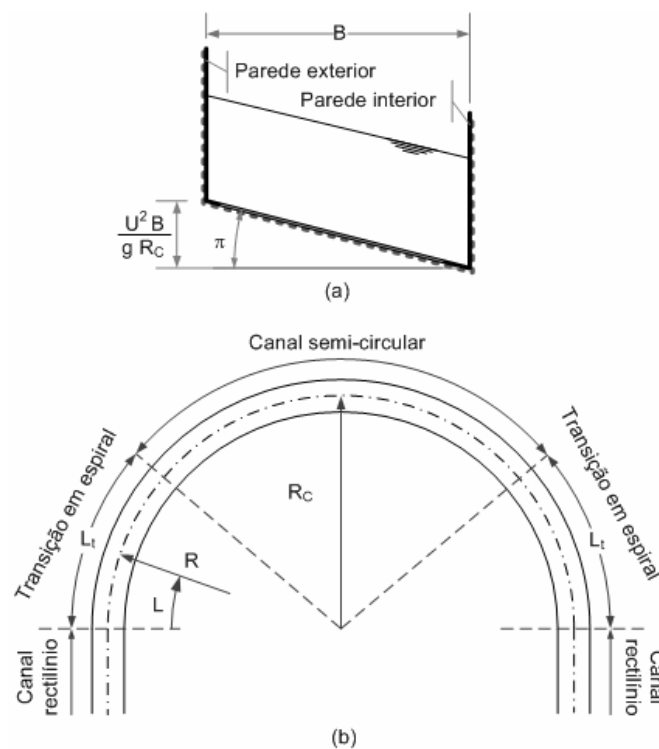


Figura 6.25. Sobrelevação do rasto numa curva de canal (adaptado de Jain, 2001).

Em que R é o raio da curvatura à distância L do início da transição e L_t é o comprimento da transição, dado por

$$L_t = 15 \frac{U^2 B}{gR_C} \quad (6.48)$$

6.6. Camada limite turbulenta e emulsão de ar no escoamento

A forte turbulência das correntes rápidas junto à superfície livre provoca o arrastamento de ar para o seio do escoamento. Com efeito, as componentes laterais dos vectores velocidade das partículas líquidas junto à superfície podem atingir valores tais que sejam vencidas a tensão superficial e a força de gravidade. Quando isto acontece, há uma ejeção de gotas para a atmosfera que, ao caírem posteriormente no escoamento, “abrem” a superfície líquida que se fechará, em seguida, sob a acção da tensão superficial. Cada gota arrastará consigo uma bolha de ar que passará a estar “prisioneira” do escoamento (Sinniger e Hager, 1989). Parte destas bolhas de ar passam a ser arrastadas no seio do escoamento sob a acção da turbulência (escoamento bifásico - água-ar), subindo as restantes na mistura sob a acção da impulsão e das forças de difusão, saindo para a atmosfera.

Este tipo de arejamento dos escoamentos rápidos é da maior importância. Tem um efeito benéfico na dissipação da energia e na protecção contra a cavitação, provocando, contudo, aumentos nas alturas de água, tornando necessário, por isso, o aumento da altura das paredes dos canais. A emulsão do ar faz diminuir a densidade da mistura, fazendo aumentar a velocidade do escoamento. Ao mesmo tempo, o aumento da velocidade do escoamento faz aumentar a resistência do ar que tende a fazer diminuir essa velocidade, atingindo-se uma situação de equilíbrio se o canal for suficientemente comprido.

Este mecanismo de emulsão de ar no seio do escoamento depende, sobretudo, do número de Froude.

Como se representa na Figura 6.26, o escoamento num canal evacuador, ou numa queda de canal que, por definição, terá um declive forte, determina zonas diferenciadas nos escoamentos.

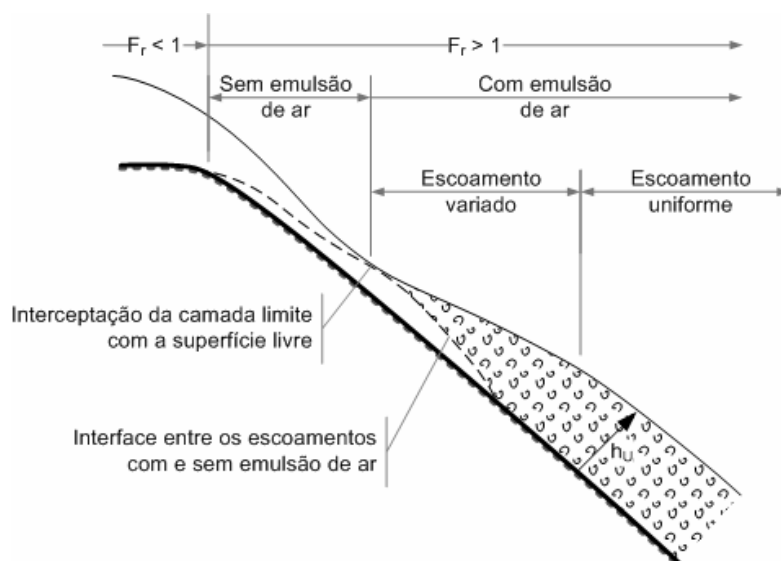


Figura 6.26. Desenvolvimento de um escoamento com emulsão de ar num canal de declive forte.

No início do canal (secção crítica) tem início a camada limite turbulenta, cuja espessura vai aumentando para jusante até atingir a superfície livre. Nesta zona inicial da queda, o escoamento é sem emulsão de ar, iniciando-se o mecanismo de arejamento superficial descrito no ponto em que a camada limite encontra a superfície livre. A espessura da lâmina de água com emulsão de ar aumenta no sentido do escoamento (zona do escoamento variado com emulsão parcial ou total). Se o canal for suficientemente comprido, o escoamento da mistura torna-se uniforme, atingindo a altura do escoamento uniforme bifásico (zona do escoamento uniforme totalmente emulsionado).

Os comprimentos das zonas do escoamento sem emulsão de ar e do escoamento variado emulsionado podem ser determinados apenas aproximadamente.

O Army Corps of Engineers, para a determinação da espessura da camada limite δ à distância x da origem do canal, propõe a variante à equação (6.3) seguinte:

$$\frac{\delta}{x} = 0,08 \left(\frac{x}{\varepsilon} \right)^{-0,233} \quad , \quad (6.49)$$

Propondo o valor de $\varepsilon = 6,096 \cdot 10^{-4} \text{ m}$ para as superfícies em betão. A altura do escoamento com emulsão de ar, h_{ar} , passa a ser obtida pela equação (Sentürk, 1994)

$$h_{ar} = h + 0,18 \delta \left(1 + \frac{2h}{B} \right) \quad , \quad (6.50)$$

ou, em alternativa, pela equação

$$h_{ar} = h + 0,18 \delta \quad , \quad (6.51)$$

quando $U < 25 \text{ ms}^{-1}$.

Bauer (1954) (citado por Sentürk, 1994) propõe a equação (6.52) para a determinação da espessura da camada limite

$$\frac{\delta}{\chi} = \frac{0,024}{\left(\frac{\chi}{\varepsilon} \right)^{0,13}} \quad . \quad (6.52)$$

em que χ é medida de forma diferente da assinalada para a equação (6.3). Veja-se a Figura 6.27.

A percentagem de ar no seio de um escoamento rápido (em volume), v , pode ser determinada usando a equação de Douma

$$v = 10 \left(0,2 \frac{U^2}{gR} - 1 \right)^{1/2} \quad (6.53)$$

Como nota final sobre o arejamento dos escoamentos rápidos, reforça-se a ideia de que a erosão de cavitação em canais evacuadores surge sobretudo para velocidades de escoamento acima dos $30 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ (ICOLD, 1986). Por isso, o acabamento das superfícies de betão deve ser particularmente cuidadoso para essas velocidades.

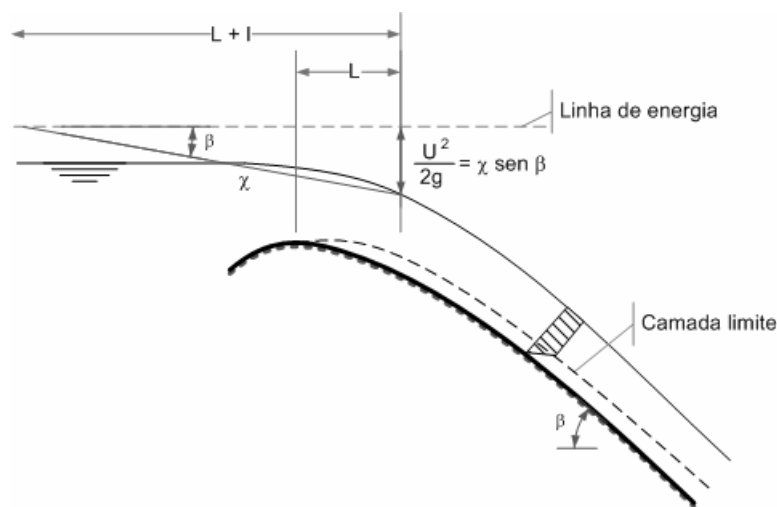


Figura 6.27. Formação da camada limite turbulenta de acordo com Bauer (adaptado de Sentürk, 1994).

6.7. Exemplos de aplicação

Exercício 6.1: Um canal evacuador rectangular de uma barragem transporta um caudal unitário $q = 12 \text{ m}^2\text{s}^{-1}$. Sabendo que na sua parte terminal a altura do escoamento é $0,74 \text{ m}$, determinar, para essa zona, em condições de cavitação incipiente:

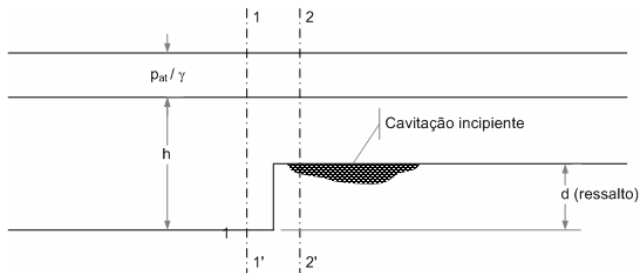
- a) a altura máxima de um ressalto brusco;
- b) a altura máxima de um rebaixo brusco;
- c) o declive máximo de um chanfro.

Resolução:

alínea a)

Imediatamente antes e após o ressalto, as pressões absolutas são iguais

$$P_1 = P_2 = h + \frac{P_{at}}{\gamma} = 0,74\text{m} + 10,33\text{m} = 11,07\text{m}$$



Entrando no diagrama da Figura 6.2, pode ler-se a velocidade no ressalto, que é uma velocidade crítica, isto é, uma velocidade a partir da qual haverá maiores perigos de cavitação, acima da cavitação incipiente (esta admitida), considerando diferentes valores de d . A velocidade obtida na Figura 6.2 é comparada com a velocidade real do escoamento e quando $U_{real} \leq U_{critico}$ o valor obtido para d , serve. O valor máximo de d será obtido para a situação $U_{real} = U_{critico}$. Da Figura 6.2, tira-se

d (mm)	$U_{critico}$ (ms^{-1})	U_{real} (ms^{-1})
3,2	12,5	16,29
4,8	11	16,32
1,6	16	16,25
0,8	30	16,23

$$, \text{ considerando } U_{real} = \frac{q}{(h_1 - d)}$$

Portanto, o valor máximo será $d = 1,6 \text{ mm}$. Assim, para ressalto bruscos com alturas acima de $1,6 \text{ mm}$, haverá cavitação e a conseqüente erosão de cavitação.

O problema poderia ainda ficar resolvido entrando na Figura 6.2 com os valores de p e de $U = 12/0,74$, velocidade antes do ressalto, supondo-se que a altura do ressalto, por ser muito pequena, não vai alterar a velocidade do escoamento. A intersecção destes dois valores dá também $d = 1,6 \text{ mm}$.

alínea b)

$$\gamma = 10000 \text{ Nm}^{-3}; \rho = 1000 \text{ kgm}^{-3}; P_{at} = 101337,3 \text{ Pa}; P_v = 2344,6 \text{ Pa} (20^\circ\text{C}); U = 12/0,74 = 16,22 \text{ ms}^{-1}$$

$$P = p_{at} + \gamma h = 101337,3 + 10000 \times 0,74 = 102077,3 \text{ Pa} \quad (\text{Nm}^{-2} = \text{Pa})$$

$$\sigma = \frac{P - P_v}{\rho \frac{U^2}{2}} = \frac{99732,7}{134091,95} = 0,75, \text{ considerando } \sigma = \sigma_{cr} \text{ e entrando com este valor na Figura 6.5, obtém-se}$$

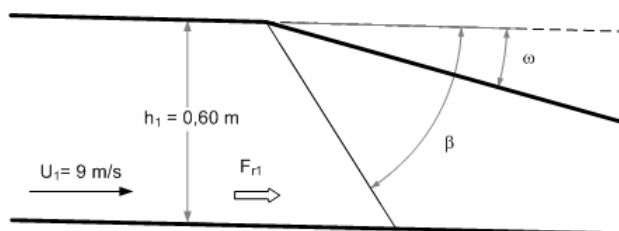
$d = 18 \text{ mm}$ que quer dizer que haverá cavitação (acima da cavitação incipiente) quando a altura de um rebaixo brusco for superior a 18 mm .

alínea c)

Entrando com o valor de $P = 11,07 \text{ m}$ e $U = 16,22 \text{ ms}^{-1}$ na Figura 6.4, obtém-se o declive máximo, que é 4:1. Para uma altura máxima do ressalto de $1,6 \text{ mm}$ (alínea a), vem $x = 1,6 \times 4 = 6,4 \text{ mm}$ (Figura 6.4)

Exercício 6.2: O escoamento num canal rectangular dá-se, numa determinada secção transversal, com uma altura de água de 0,60 m e uma velocidade média de 9 m s⁻¹. Supondo que nessa secção uma das paredes do canal, rectilínea a montante e a jusante, sofre bruscamente um desvio angular de 13° para o interior, calcular o ângulo que a frente de onda estacionária oblíqua originada faz com a direcção inicial do escoamento, a altura de água, a velocidade e o número de Froude a jusante da frente de onda.

Resolução:



$$F_{r1} = \frac{U_1}{\sqrt{gh_1}} = 3,71$$

A equação resolvente será dada pela igualdade dos segundos membros das equações (6.21) e (6.22)

$$\frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg}(\beta - 13)} = -0,5 + 0,5 \sqrt{1 + 8 \operatorname{sen} \beta 13,76}$$

A equação é resolvida iterativamente, até que o valor arbitrado para β garanta a igualdade entre o 1º e 2º membro da equação. Esse valor é $\beta = 27,8^\circ$. Os resultados do processo iterativo apresentam-se no Quadro que se segue.

β (°)	$\frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg}(\beta - 13)}$	$-0,5 + 0,5 \sqrt{1 + 8 \operatorname{sen} \beta 13,76}$	β (°)	$\frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg}(\beta - 13)}$	$-0,5 + 0,5 \sqrt{1 + 8 \operatorname{sen} \beta 13,76}$
15	7,67	0,947	27	2,043	1,933
25	2,194	1,77	28	1,984	2,01
35	1,733	2,55	27,7	2,001	1,989
30	1,888	2,17	27,8	1,997	1,995

Da equação (6.22) retira-se que $h_2 / h_1 = 1,997 \rightarrow h_2 = 1,20 \text{ m}$. Usando a equação (6.10), obtém-se $U_2 = 8,22 \text{ ms}^{-1}$;

$$F_{r2} = 2,40$$

Exercício 6.3: Considere-se o canal do exercício 8.2. Admitindo que na secção onde há o desvio angular de uma das paredes tem agora início uma transição convergente gradual rectilínea, que faz a transição entre o trecho de montante, com uma largura de rasto de 15 m, e o trecho a jusante, com uma largura de rasto de 10 m, determinar a comprimento a dar à transição para que as ondas estacionárias oblíquas originadas não passem para o trecho de canal de jusante.

Resolução:

Considerando a primeira parte da Figura 6.16 e as equações (6.25) e (6.26), retira-se a equação de recorrência:

$$L = L_1 + L_2 \rightarrow \frac{5}{2 \operatorname{tg} \omega_1} = \frac{15}{2} \operatorname{tg} \beta_1 + \frac{10}{2} \operatorname{tg}(\beta_2 - \omega_1)$$

Sabendo que $F_{r1} = 3,71$, a resolução iterativa da equação de recorrência é apresentada no Quadro que se segue

ω_1 (°)	β_1 (°)	h_2 (m)	U_2 (ms^{-1})	F_{r2} (-)	β_2 (°)	L (m)	L_1+L_2 (m)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
13,0	27,8	1,199	8,223	2,398	38,5	10,829	24,708
5,0	19,9	0,813	8,792	3,113	23,2	28,575	35,926
2,0	17,3	0,683	8,910	3,442	18,6	71,591	40,852
3,0	18,2	0,728	8,836	3,306	20,2	47,703	38,964
4,0	19,1	0,773	8,775	3,187	21,8	35,752	37,232
3,5	18,6	0,748	8,839	3,263	20,9	40,875	38,241
3,9	19,0	0,768	8,787	3,201	21,6	36,671	37,449
3,8	18,9	0,763	8,800	3,217	21,4	37,639	37,668

Coluna 1. Valor arbitrado para o desvio angular das paredes.

Coluna 2. Valor do ângulo da frente de onda positiva, β_1 , obtido iterativamente através da igualdade dos segundos membros das equações (6.21) e (6.22) e considerando o valor arbitrado para ω_1 da coluna 1.

Coluna 3. Valor obtido através da equação (6.22), considerando o valor de β_1 da coluna 2 e o valor de h_1 .

Coluna 4. Valor obtido através da equação (6.10), considerando os valores de h_1 e U_1 , o valor arbitrado de ω_1 da coluna 1 e os valores obtidos para β_1 e h_2 respectivamente, nas colunas 2 e 3.

Coluna 5. Valor calculado considerando os valores de h_2 e U_2 , respectivamente, das colunas 3 e 4.

Coluna 6. Valor do ângulo da frente de onda positiva, β_2 , obtido iterativamente através da igualdade dos segundos membros das equações (6.21) e (6.22), usando β_2 em vez de β_1 e F_{r2} da coluna 5 em vez de F_{r1} , e considerando o valor arbitrado par ω_1 da coluna 1.

Coluna 8 e Coluna 9. Valores de L e L_1+L_2 , respectivamente 1º e 2º membro da equação de recorrência; o processo iterativo termina com a igualdade dos dois membros, a menos de um erro de fecho admitido.

Exercício 6.4: Num canal de adução, de secção trapezoidal e declive longitudinal muito suave (escoamento fluvial), dimensionado para $3 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, houve necessidade de atravessar uma zona de declive muito acentuado, tendo-se optado por uma queda inclinada em canal rectangular, com uma largura de $1,15 \text{ m}$. Sabendo que o coeficiente de resistência de Strickler é $70 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ e que a queda tem um comprimento de 100 m e um declive longitudinal de $13,5 \%$, verificar a estabilidade do escoamento para o caudal máximo, recorrendo ao número de Vedernikov e ao quadrado do número de Montuori.

Resolução:

Altura de água no início da queda, altura crítica $\rightarrow h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 0,885 \text{ m}$.

Altura uniforme na queda, $h_u = 0,30 \text{ m}$.

No cálculo do regolfo do tipo F_2 na queda e querendo cumprir a restrição assinalada de 10% como incremento máximo da velocidade média entre secções de cálculo consecutivas, o melhor método de cálculo será o "Direct Step Method", que se passa a apresentar e que permite, conhecidas as alturas de água, passar a conhecer as distâncias entre as secções de cálculo.

A equação da energia entre duas secções de cálculo consecutivas 1 e 2 para um canal de secção constante e sem singularidades hidráulicas pode escrever-se

$$z_1 + E_1 = z_2 + E_2 + \bar{J}(x_2 - x_1)$$

em que E é a energia específica do escoamento, J é a perda de carga unitária (\bar{J} é a média aritmética das perdas de carga unitárias nas secções 1 e 2), x é a distância à origem e z é a cota geométrica do rasto do canal. Atendendo à noção de declive

$$I = \frac{z_1 - z_2}{x_2 - x_1},$$

pode ser escrita na forma

$$E_2 - E_1 = I(x_2 - x_1) - \bar{J}(x_2 - x_1).$$

ou ainda, como

$$x_2 = x_1 + \frac{E_2 - E_1}{I - \bar{J}}$$

equação directamente usada no cálculo do regolfo. Como a queda é um canal de declive acentuado, a equação da energia específica vem

$$E = h \cos \beta + \frac{U^2}{2g}$$

em que β é o ângulo de inclinação longitudinal do rasto da queda. O cálculo do regolfo apresenta-se no Quadro que se segue.

Cálculo do regolfo – “Direct Step Method” e análise da estabilidade do escoamento na queda

h (m)	A (m ²)	R (m)	U (ms ⁻¹)	J (mm ⁻¹)	\bar{J} (mm ⁻¹)	E (m)	x_2-x_1 (m)	x_2 (m)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
0,885	1,018	0,349	2,948	0,007229	---	1,31990	---	0,00
					0,008213		0,103	
0,805	0,926	0,335	3,241	0,009196	0,010449	1,33301	0,313	0,103
0,733	0,843	0,322	3,559	0,011701	0,013329	1,37197	0,565	0,416
0,667	0,767	0,309	3,911	0,014957	0,017064	1,44065	0,867	0,981
0,607	0,698	0,295	4,298	0,019170	0,021930	1,54293	1,260	1,848
0,552	0,635	0,282	4,726	0,024690	0,028292	1,68537	1,767	3,108
0,502	0,577	0,268	5,197	0,031894	0,036674	1,87387	2,503	4,875
0,456	0,524	0,254	5,721	0,041453	0,047606	2,11998	3,493	7,378
0,415	0,477	0,241	6,286	0,053759	0,061758	2,42523	5,146	10,871
0,378	0,435	0,228	6,901	0,069756	0,080749	2,80213	8,958	16,017
0,343	0,395	0,215	7,606	0,091742	0,105958	3,28813	20,117	24,975
0,312	0,359	0,202	8,361	0,120174	0,127334	3,87238	36,378	45,092
0,30	0,345	0,197	8,696	0,134493		4,15125		81,470

Cálculo do regolfo – “Direct Step Method” e análise da estabilidade do escoamento na queda (continuação)

h (m)	P (ms ⁻¹)	h_m / P (-)	ΔH (m)	\bar{J}_1 (mm ⁻¹)	μ (°)	\bar{V} (-)	\bar{M}^2 (-)
(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)
0,885	2,920	0,303	---	---	---	---	---
0,805	2,760	0,292	0,00084594	0,00821301	0,471	0,320	1265,797
0,733	2,616	0,281	0,00411648	0,00989538	0,567	0,389	313,677
0,667	2,484	0,269	0,01164736	0,01187295	0,680	0,472	133,878
0,607	2,364	0,257	0,02644185	0,01430836	0,820	0,571	71,222
0,552	2,254	0,245	0,05407365	0,01739821	0,997	0,723	42,111
0,502	2,154	0,233	0,10406561	0,02134679	1,223	0,834	26,462
0,456	2,062	0,221	0,19586064	0,02654657	1,521	1,006	17,040
0,415	1,980	0,210	0,36214839	0,03331325	1,909	1,207	11,128
0,378	1,906	0,198	0,67995506	0,04245209	2,431	1,442	7,146
0,343	1,836	0,187	1,40330460	0,05618837	3,216	1,73	4,209
0,312	1,774	0,176	3,53486169	0,07839221	4,483	2,069	2,022
0,30	1,750	0,171	8,16701794	0,10024571	5,725	2,226	0,949

Coluna 1. Altura de água pré-definida; neste caso, houve o cuidado de definir valores que garantissem incrementos de velocidade próximos de 10%; como é visível, para decrementos praticamente iguais na altura de água, as diferenças x_2-x_1 vão aumentando para jusante e a altura de água convergindo assintoticamente para a altura uniforme.

Coluna 2. Área da secção líquida transversal para a altura de água da coluna 1.

Coluna 3. Raio hidráulico para a altura de água da coluna 1.

Coluna 4. Velocidade média ($U=Q/A$) para a altura de água da coluna 1.

Coluna 5. Perda de carga unitária para a altura de água da coluna 1, calculada usando a equação de Gauckler-Manning-Strickler e os valores de A e R , respectivamente, das colunas 2 e 3.

Coluna 6. Perda de carga média (média aritmética) entre a secção de cálculo corrente e a anterior; aparece numa linha intermédia entre as linhas correspondentes às duas secções de cálculo, para dar ideia de que é um valor médio.

Coluna 7. Energia específica, calculada usando o valor de A da coluna 2 e a altura de água da coluna 1.

Coluna 8. Distância entre a secção de cálculo corrente e a anterior, calculada através da equação de recorrência do “Direct Step Method”, usando \bar{J} da coluna 6 e as energias específicas da coluna 7.

Coluna 9. Distância da secção corrente à secção de origem da queda, obtida somando ao valor anterior o valor da coluna 8.

Coluna 10. Valores repetidos das alturas de água da coluna 1.

Coluna 11. Perímetro molhado correspondente à altura de água da coluna 10 ($P = B + 2h$).

Coluna 12. Parâmetro de forma referente à altura de água da coluna 10 e ao perímetro molhado da coluna 11.

Coluna 13. Perda de carga total desde o início da queda até à secção de cálculo corrente; $\Delta H = \sum \bar{J}(x_2 - x_1)$, em que \bar{J} e $(x_2 - x_1)$ são, respectivamente, os valores apresentados nas colunas 6 e 8.

Coluna 14. Perda de carga unitária média no comprimento de canal desde a origem da queda à secção de cálculo corrente, obtida dividindo ΔH da coluna 13 pelo valor de x_2 da coluna 9.

Coluna 15. Ângulo de inclinação da linha de energia, desde a origem da queda até à secção de cálculo corrente, obtido através da expressão $\mu = \arctg \bar{J}_1$, em que \bar{J}_1 é o valor da coluna 14.

Coluna 16. Número de Vedernikov, obtido pela equação (6.29), usando os valores de h_m correspondente à altura de água da coluna 1 e os valores de U , P e μ , respectivamente, das colunas 4, 11 e 15.

Coluna 17. Número de Montuori ao quadrado, obtido pela equação (6.30), usando os valores de U , ΔH e μ , respectivamente, das colunas 4, 13 e 15.

Situando os pontos obtidos nos ábacos da Figura 6.20, conclui-se que não haverá risco de aparecerem escoamentos instáveis para o caudal máximo.

Uma análise mais elementar poderia ser realizada. Assim, para o escoamento uniforme, vem

$$F_r = \frac{U}{\sqrt{gh}} = \frac{8,696}{\sqrt{9,81 \times 0,30}} = 5,07$$

$$\frac{gIX}{U^2} = \frac{9,81 \times 0,135 \times 100}{8,696^2} = 1,75$$

Considerando o canal muito largo ($\varphi = 1$) e considerando a equação de Gauckler-Manning-Strickler, $\bar{V} = 2 / 3F_r = 3,38$. Entrando na Figura 6. 19, conclui-se que não haverá risco de formação de "roll waves".

Exercício 6.5: Num trecho de canal de eixo retilíneo e secção rectangular, de 8 m de largura, em que a altura do escoamento é 0,8 m e a velocidade média 10 ms^{-1} , tem início, numa secção transversal A-A', uma curva de transição para um novo trecho de canal retilíneo com as mesmas características do anterior. Admitindo que este novo trecho faz um ângulo de 60° com o anterior, determinar:

- a) a sobrelevação e o rebaixamento máximos em relação à altura do escoamento de 0,8 m e as respectivas localizações, considerando que a curva de canal terá 50 m de raio;
- b) a curva da transição para reduzir a metade os valores determinados na alínea a).

Resolução:

alínea a)

Da equação (6.23), retira-se que $\beta_t = 16,27^\circ$. Tendo em conta a Figura 6.23 e a equação (6.40), $L=AD=27,41 \text{ m}$, distância a partir de A-A' onde se situará a secção transversal onde passarão a existir a sobrelevação máxima e o rebaixamento máximo.

A variação máxima da altura de água vem, tendo em conta a equação (6.42) igual a 1,631 m. A altura máxima de água vem $0,80+1,631= 2,431 \text{ m}$; a altura mínima vem $0,80-1,631= -0,831 \text{ m}$ (canal a seco do lado de dentro da curva)

alínea b)

É necessário definir uma curva composta do tipo apresentado na Figura 6.24. O raio de curvatura de cada transição deverá ser duplo do raio da curvatura central: $R_t = 2R_c = 100 \text{ m}$. Usando a equação (6.44), retira-se que o ângulo ao centro de cada transição vem $\omega_t = 14,76^\circ$.

Da Figura 6.24, retira-se que $60^\circ = 2 \omega_t + \omega_c$, donde que $\omega_c = 30,46^\circ$.

Cada transição continuará a ter o comprimento 27,41 m, tendo a curvatura central o comprimento do arco de circunferência com o raio de 100 m, isto é, 26,58 m.

Exercício 6.6: Um canal evacuador de uma barragem que termina num dissipador tipo "bucket" não submerso está dimensionado para um caudal de $1800 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ e tem uma largura de 30 m. O coeficiente de resistência de Strickler é $36 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ (devido às elevadas velocidades), o declive longitudinal é constante e igual a 1:0,65 (V:H) e a distância na horizontal entre a crista do descarregador, à cota de 200 m, e a entrada do dissipador é de 100 m.

Considere-se que a crista do descarregador coincide com o início do canal e que nessa secção ocorre o regime crítico.

- a) Determinar o perfil da superfície livre ao longo do canal evacuador;

- b) calcular a espessura da camada limite turbulenta e as alturas de água ao longo do canal evacuador considerando a emulsão de ar, usando, para o efeito, o procedimento de Bauer;
- c) calcular a espessura da camada limite e as alturas de água usando, agora, o procedimento do “Army Corps of Engineers”;
- d) calcular o perfil da superfície livre ao longo do canal evacuador considerando o aumento das alturas de água dado pela fórmula de Douma.

Resolução:

alínea a)

Admitindo que ocorrerá o regime crítico no início do canal (sobre o descarregador), a secção de controlo terá uma altura de água de

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 7,159 \text{ m} .$$

Altura uniforme no canal evacuador será, $h_u = 1,232 \text{ m}$.

Recorrendo ao “Standard Step Method” para resolver a equação do regolfo, cuja equação de recorrência é a seguinte

$$F(h_2) = h_2 \cos \beta + z_2 + \frac{U_2^2}{2g} + \bar{J}(x_2 - x_1) - H_1 = 0$$

obtiveram-se os resultados que se apresentam no Quadro que se segue.

Cálculo de regolfo – “Standard Step Method”

Secção cálculo	x (m)	h (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	U (ms ⁻¹)	z (m)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1	0,0	7,159	214,770	44,318	4,846	8,381	200,000
2	10,0	2,980	89,400	35,960	2,486	20,134	184,615
		2,970	89,100	35,940	2,479	20,202	
		2,975	89,250	35,950	2,483	20,168	
		2,973	89,190	35,946	2,481	20,182	
		2,974	89,220	35,948	2,482	20,175	
3	20,0	2,290	68,700	34,580	1,987	26,201	169,231
4	30,0	1,960	58,800	33,920	1,734	30,612	153,846
5	40,0	1,762	52,860	33,524	1,577	34,052	138,462
6	50,0	1,631	48,930	33,262	1,471	36,787	123,077
7	60,0	1,538	46,140	33,076	1,395	39,012	107,692
8	70,0	1,470	44,100	32,940	1,339	40,816	92,308
9	80,0	1,419	42,570	32,838	1,296	42,283	76,923
10	90,0	1,380	41,400	32,760	1,264	43,478	61,539
11	100,0	1,350	40,500	32,700	1,239	44,444	46,154

Cálculo de regolfo – “Standard Step Method” (continuação)

x (m)	H (m)	J (mm ⁻¹)	\bar{J} (mm ⁻¹)	$\bar{J}(x_2 - x_1)$ (m)	H (m)	$F(h_2)$ (m)	Obs.
(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
0,0	207,482	0,006609	---	---	---	---	
10,0	206,901	0,092877	0,049743	0,49743	207,398	-0,084	descer h
	207,035	0,093854	0,050232	0,50232	207,537	0,055	subir h
	206,968	0,093364	0,049987	0,49987	207,468	-0,014	descer h
	206,995	0,093559	0,050084	0,50084	207,496	0,014	subir h
	206,981	0,093461	0,050004	0,50004	207,481	-0,001	ok
20,0	205,468	0,212089	0,152775	1,52775	206,996	0,015	ok
30,0	202,677	0,347235	0,279662	2,79662	205,474	0,006	ok
40,0	198,523	0,487518	0,417377	4,17377	202,697	0,020	ok
50,0	192,942	0,624147	0,555833	5,55833	198,500	-0,023	ok
60,0	186,100	0,753411	0,688779	6,88779	192,988	0,046	ok
70,0	178,021	0,871183	0,812297	8,12297	186,144	0,044	ok
80,0	168,822	0,975956	0,923570	9,23570	178,058	0,037	ok
90,0	158,640	1,067573	1,021765	10,21765	168,858	0,036	ok
100,0	147,568	1,145918	1,106746	11,06746	158,636	-0,004	ok

Coluna 1. Número da secção de cálculo.

Coluna 2. Distância da secção de cálculo à origem do canal (crista do descarregador).

Coluna 3. Altura de água arbitrada para a secção de cálculo da coluna 1.

Coluna 4. Área da secção líquida transversal correspondente à altura de água da coluna 3.

Coluna 5. Perímetro molhado correspondente à altura de água da coluna 3.

Coluna 6. Raio hidráulico correspondente à altura de água da coluna 3.

Coluna 7. Velocidade média do escoamento correspondente a A da coluna 4, considerando o caudal dado ($U=Q/A$).

Coluna 8. Cota do rasto da secção de cálculo, igual à cota do rasto da secção de cálculo 1 ($z_1 = 200,0 \text{ m}$) subtraída do produto do declive do canal, I , pela distância medida na horizontal da secção de cálculo corrente à origem:
 $z_j = z_1 - I(x_j - x_1)$.

Coluna 9. Repetição da distância da secção de cálculo corrente à origem do canal.

Coluna 10. Carga total correspondente à altura de água da coluna 3, à velocidade média da coluna 7 e à cota do rasto da coluna 8, obtida através da equação $H = z + h \cos \beta + U^2 / 2g$.

Coluna 11. Perda de carga unitária para a altura de água da coluna 3, obtida através da equação de Gauckler-Manning-Strickler $J = (Q / K_S AR^{2/3})^2$.

Coluna 12. Perda de carga unitária média entre a secção de cálculo corrente e a anterior (média aritmética, $\bar{J} = (J_{j-1} + J_j) / 2$).

Coluna 13. Perda de carga entre a secção de cálculo corrente e a anterior.

Coluna 14. Carga total, obtida adicionando a perda de carga da coluna 13 à carga total da coluna 10.

Coluna 15. $F(h_2) = H(15) - H(10) < \varepsilon$; erro de fecho; se a diferença entre a carga total da coluna 15 da secção corrente e a carga total da coluna 10 da secção de cálculo anterior for menor que o erro de fecho admitido (10^{-3}), a altura de água estimada serve, se não, deve arbitrar-se novo valor; no caso concreto, houve necessidade de definir uma restrição adicional, a de não admitir no processo iterativo variações de altura de água inferiores a 1 mm .

alínea b)

A comprimento constante l pode ser calculado através da equação que se segue, considerando a primeira secção de cálculo ($x = 0$)

$$l = \frac{\chi \operatorname{sen} \beta}{\operatorname{tg} \beta} - x = \frac{U^2 / 2g}{\operatorname{tg} \beta} - x = \frac{3,58}{1,539} - 0 = 2,326 \text{ m}$$

Alturas de água no canal evacuador, considerando a emulsão de ar – Procedimento numérico de Bauer

Secção cálculo	x (m)	h (m)	χ (m)	$\frac{U^2}{2g}$ (m)	U (ms ⁻¹)	$\frac{\delta}{\chi}$ 10^{-3} (-)	δ (m)	h' (m)	h_{ar} (m)	$\Delta = \frac{h_{ar}}{h}$ (-)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
1	0,0	7,159	4,270	3,580	8,381	6,191	0,026	7,159	7,185	1,004
2	10,0	2,974	22,617	18,963	19,289	4,985	0,113	3,111	3,224	1,084
3	20,0	2,290	40,966	34,348	25,960	4,614	0,189	2,311	2,500	1,092
4	30,0	1,960	59,315	49,732	31,237	4,398	0,261	1,921	2,182	1,113
5	40,0	1,762	77,664	65,117	35,743	4,246	0,330	1,679	2,009	1,140
6	50,0	1,631	96,013	80,504	39,743	4,131	0,397	1,510	1,907	1,169
7	60,0	1,538	114,362	95,886	43,374	4,038	0,462	1,383	1,845	1,200
8	70,0	1,470	132,711	111,271	46,724	3,960	0,526	1,284	1,810	1,231
9	80,0	1,419	151,060	126,655	49,850	3,894	0,588	1,204	1,792	1,263
10	90,0	1,380	169,409	142,040	52,790	3,837	0,650	1,137	1,787	1,295
11	100,0	1,350	187,757	157,423	55,576	3,786	0,711	1,080	1,791	1,327

Coluna 1. Número da secção de cálculo.

Coluna 2. Distância da secção de cálculo à origem do canal (crista do descarregador).

Coluna 3. Altura de água na secção, calculada na alínea a) sem consideração da emulsão de ar no escoamento.

Coluna 4. Distância à origem do desenvolvimento da camada limite turbulenta, calculada de acordo com a expressão

$$\chi_j = \frac{x_j + l}{(\cos \beta)_j};$$

exceptua-se o valor da secção de cálculo 1, que é obtido considerando a velocidade média do

escoamento sem emulsão de ar da coluna 6.

Coluna 5. Altura cinética, calculada através da expressão $U^2 / 2g = \chi \text{sen} \beta$; exceptua-se o valor da secção de cálculo 1, que é calculado tendo em conta a velocidade média do escoamento sem emulsão de ar da coluna 6.

Coluna 6. Velocidade média do escoamento, calculada usando a altura cinética da coluna 5, $U = \sqrt{2g(U^2 / 2g)}$; a excepção é o valor para a secção de cálculo 1, onde se considera que a espessura da camada limite é nula, sendo a velocidade média obtida considerando a altura de água sem emulsão de ar, da coluna 3.

Coluna 7. Valor calculado usando a equação (6.36), considerando como rugosidade absoluta do betão o valor $1,27 \times 10^{-4}$.

Coluna 8. Valor obtido por multiplicação do valor da coluna 7 pelo valor da coluna 4.

Coluna 9. Valor obtido usando o caudal e a velocidade média da coluna 6, $h' = (Q / U) / B$.

Coluna 10. Valor obtido somando o valor da coluna 9 ao valor da coluna 8.

Coluna 12. Rácio entre as alturas de água com e sem emulsão de ar, dadas, respectivamente pelas colunas 10 e 3.

alínea c)

Alturas de água no canal evacuador, considerando a emulsão de ar – Procedimento numérico do “Army Corps of Engineers”

Secção cálculo	x	h	δ	h_{ar}	U	$\Delta = \frac{h_{ar}}{h}$	F	Altura Secção
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
1	0,0	7,159	0,000	7,159	8,381	1,000	0,733	7,892
2	10,0	2,974	0,083	2,992	20,054	1,006	0,830	3,822
3	20,0	2,290	0,142	2,320 / 2,320	25,868	1,013	0,871	3,191
4	30,0	1,960	0,194	2,000 / 2,003	30,008	1,020	0,898	2,898
5	40,0	1,762	0,241	1,810 / 1,806	33,140	1,027	0,917	2,727
6	50,0	1,631	0,287	1,688 / 1,683	35,539	1,035	0,932	2,620
7	60,0	1,538	0,330	1,604 / 1,605	37,418	1,043	0,943	2,547
8	70,0	1,470	0,371	1,543 / 1,537	38,877	1,050	0,952	2,495
9	80,0	1,419	0,411	1,500 / 1,493	40,000	1,057	0,959	2,459
10	90,0	1,380	0,450	1,469 / 1,461	40,859	1,065	0,964	2,433
11	100,0	1,350	0,488	1,446 / 1,438	41,501	1,071	0,967	2,413

Coluna 1. Número da secção de cálculo.

Coluna 2. Distância da secção de cálculo à origem do canal (crista do descarregador).

Coluna 3. Altura de água na secção, calculada na alínea a) sem consideração da emulsão de ar no escoamento.

Coluna 4. Espessura da camada limite turbulenta, obtida através da equação (6.33), tendo por base o valor da coluna 2 e o valor de $\varepsilon = 6,096 \cdot 10^{-4} m$.

Coluna 5. Altura de água com emulsão de ar, calculada através da equação (6.34) ou da equação (6.35) (segundos valores da coluna), consoante a velocidade média estimada for maior ou menor que $25 m^3 s^{-1}$; os valores não diferem muito, com se pode observar.

Coluna 6. Velocidade média do escoamento, calculada considerando os primeiros valores da coluna 5, calculados através da equação (6.34).

Coluna 7. Rácio entre as alturas de água com e sem emulsão de ar.

Coluna 8. Folga do canal, calculada através da equação recomendada pelo “Army Corps of Engineers”,

$$f = \left(2 + 0,025U h_{ar}^{1/3}\right) / 3,281.$$

Coluna 9. Altura da secção transversal, igual à soma dos valores das colunas 5 e 8.

alínea d)

Alturas de água no canal evacuador, considerando a emulsão de ar – Equação de Douma

Secção cálculo	x (m)	h (m)	U (ms^{-1})	R	v (%)	h_{ar} (m)	$\Delta = \frac{h_{ar}}{h}$ (-)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1	0,0	7,159	8,381	4,846	---	7,159	1,000
2	10,0	2,974	20,175	2,482	15,308	3,429	1,153
3	20,0	2,290	26,201	1,987	24,584	2,853	1,246
4	30,0	1,960	30,612	1,734	31,651	2,580	1,317
5	40,0	1,762	34,052	1,577	37,404	2,421	1,374
6	50,0	1,631	36,787	1,471	42,138	2,318	1,421
7	60,0	1,538	39,012	1,395	46,090	2,247	1,461
8	70,0	1,470	40,816	1,339	49,362	2,196	1,494
9	80,0	1,419	42,283	1,296	52,081	2,144	1,521
10	90,0	1,380	43,478	1,264	54,304	2,129	1,543
11	100,0	1,350	44,444	1,239	56,127	2,108	1,561

Coluna 1. Número da secção de cálculo.

Coluna 2. Distância da secção de cálculo à origem do canal (crista do descarregador).

Coluna 3. Altura de água na secção, calculada na alínea a) sem consideração da emulsão de ar no escoamento.

Coluna 4. Velocidade média do escoamento, calculada na alínea a) sem consideração da emulsão de ar no escoamento.

Coluna 5. Raio hidráulico, calculado na alínea a) sem consideração da emulsão de ar no escoamento.

Coluna 6. Percentagem de ar em volume emulsionado no escoamento, calculada através da equação (6.37).

Coluna 7. Altura de água com emulsão de ar, calculada incrementando a altura de água da coluna 3 na percentagem apresentada na coluna 6.

Coluna 8. Rácio entre as alturas de água com e sem emulsão de ar.

7. EVACUADORES DE CHEIAS

7.1. Tipos e constituição geral

Os evacuadores de cheias são os órgãos de segurança mais importantes nas barragens. Têm por objectivo garantir a passagem para jusante dos caudais afluentes à albufeira, depois de se ter atingido o *NPA*. No caso particular dos açudes, dão passagem aos caudais que chegam de montante e que não são derivados.

Muitos dos problemas que surgem com as barragens devem-se ao mau dimensionamento do evacuador de cheias. Em caso de subdimensionamento, poderá haver galgamento da barragem, o que será particularmente perigoso nas barragens de terra e de enrocamento.

Na exploração normal da albufeira, não funcionam. Só funcionam as tomadas de água.

Na maioria das vezes, são órgãos de superfície, podendo ter, no máximo, os seguintes componentes (USBR, 1987):

- *Canal de entrada ou de aproximação* – a existir, faz a ligação entre a albufeira e o evacuador; pode ser usado no caso das barragens de aterro com o evacuador fora da barragem, não existindo no caso dos evacuadores sobre ou através da barragem;
- *Estrutura de controlo* – é a estrutura que verdadeiramente controla a passagem dos caudais para jusante; pode ser um descarregador, um orifício ou uma conduta; em planta, podem ser rectilíneas, em curva, semicircular, circular, etc; os orifícios podem ser horizontais, inclinados, verticais;
- *Canal evacuador* – no caso dos descarregadores, faz a ligação com a linha de água a jusante da barragem; é, habitualmente, um canal de declive forte, originando escoamentos torrenciais;
- *Estrutura terminal* – é a estrutura mais a jusante do evacuador, geralmente instalada na linha de água a jusante da barragem, no final do canal ou da galeria evacuadora, tendo por finalidade a restituição dos caudais evacuados em boas condições à linha de água, dissipando o máximo de energia dos escoamentos, minimizando os riscos de dano ao nível do pé de jusante da barragem, nas margens da linha de água, nos equipamentos e na central hidroeléctrica.

De acordo com Quintela (1990), podem adoptar-se os seguintes critérios para a sua classificação:

- localização e controlo dos caudais;
- guiamento da veia líquida e modo de dissipação de energia.

Os aspectos tidos em conta nesta classificação determinam a constituição geral dos evacuadores e as respectivas condições de funcionamento. No Quadro 7.1, apresenta-se a sua classificação e as respectivas características principais.

Quadro 7.1. Evacuadores de cheias. Classificação e características principais (adaptado de Pinheiro, 2006a)

Critério	Classificação	Aplicabilidade	Controlo do escoamento
(A) Localização	A1. Sobre a barragem	Barragem de betão	Descarga livre, por sifão ou controlada por comportas
	A2. Orifício através da barragem	Barragem de betão	Descarga controlada por comportas
	A3. Canal de encosta	Barragem de qualquer tipo; Fora do corpo da barragem	Descarga livre ou controlada por comportas
	A4. Poço	Barragem de aterro (poço, seguido de galeria sob a barragem); Barragem de qualquer tipo (galeria escavada)	Descarga livre ou controlada por comportas
	A5. Fusível	Barragem de qualquer tipo (de emergência, lateral à barragem)	Descarga livre
(B) Guiamento da lâmina líquida e dissipação de energia	Classificação	Características	
	B1. Queda livre e dissipação de energia no leito	Com ou sem sobrelevação do nível natural do rio; Localização e controlo segundo A1 ou A2	
	B2. Queda guiada e trampolim de saída com dissipação no leito	Com ou sem protecção do leito, com ou sem sobrelevação do nível natural do rio; Localização e controlo segundo A1, A2, A3 e A4	
	B2. Queda guiada e dispositivo de dissipação de energia	Localização e controlo segundo A1, A2, A3 e A4	

Quanto à sua localização e o controlo de caudais – podem assinalar-se os seguintes tipos de evacuadores:

i) Evacuador sobre a barragem – a empregar sobretudo nas barragens de betão ou de alvenaria de pedra, uma vez que nas barragens de aterro a deformabilidade da barragem e a percolação colocam mais dificuldades à sua construção (sempre em betão); a descarga pode ou não ser controlada por comportas e a lâmina de água pode atingir directamente o leito do rio a jusante ou ser guiada por um canal, que se apoia no total ou em parte sobre a barragem, até um trampolim de saída (de onde é convenientemente orientada para o rio) ou até uma estrutura de dissipação de energia.

Na Figura 7.1, apresenta-se o evacuador de cheias da Barragem da Bouçã, do tipo sobre a barragem, sem controlo e sem guiamento da veia líquida. Neste tipo de evacuadores, o impacto do jacto dá-se perto (barragens de pequena altura) ou longe do pé de barragem (barragens de grande altura). Sobretudo no primeiro caso, é conveniente ter rocha de boa qualidade na zona de impacto ou construir lajes de betão armado ancoradas nas fundações para aumentar a espessura do colchão de água, como é o caso do exemplo da figura. No segundo caso, pode ter interesse a construção de um açude com a mesma finalidade das lajes.

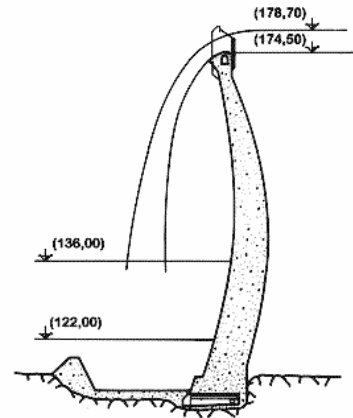
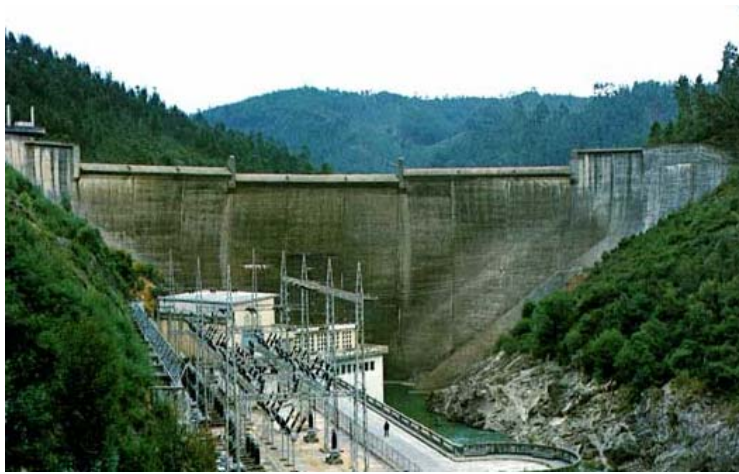


Figura 7.1 - Evacuador de cheias da Barragem de abóbada de dupla curvatura da Bouçã, do tipo sobre a barragem, sem controlo e sem guiamento da veia líquida (CNPGB).

Na Figura 7.2, apresenta-se o evacuador de cheias da Barragem do Fratel, do tipo sobre barragem, com controlo (comportas), com guiamento da veia líquida terminando em dissipador de energia.

As vantagens da colocação de comportas sobre o descarregador de cheias já se assinalaram anteriormente.

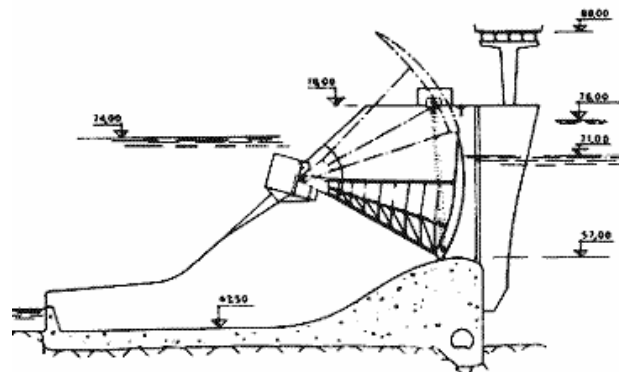
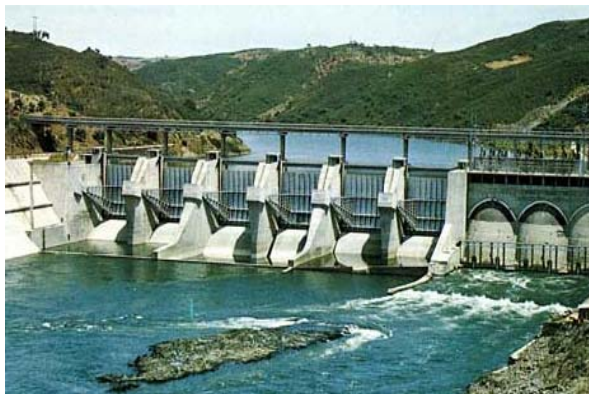


Figura 7.2 - Evacuador de cheias da Barragem de gravidade do Fratel, do tipo sobre a barragem, com controlo, com guiamento da veia líquida terminando em dissipador de energia (CNPGB).

Na Figura 7.3, apresenta-se o evacuador de cheias da Barragem de gravidade do Alto Cávado, do tipo sobre a barragem, sem controlo, com guiamento da veia líquida terminando em trampolim de saída que, para além de uma função de dissipação de energia, tem por objectivo o desvio da veia líquida para a atmosfera.

ii) *Evacuador por orifício(s) através da barragem* – podem empregar-se em barragens de betão de qualquer tipo, sendo, obrigatoriamente, controlado(s) por comporta(s).

Os jactos saídos dos orifícios podem atingir, de certo modo à semelhança do que acontece nos evacuadores sobre a barragem sem guiamento da veia líquida, o leito do rio próximo do pé da barragem (no caso dos orifícios sob cargas pequenas ou direccionados para o leito do rio) ou longe dela (caso dos orifícios sujeitos a cargas elevadas ou direccionados para a atmosfera), ou numa bacia de dissipação. Os cuidados a ter a jusante são semelhantes aos assinalados para os evacuadores sobre a barragem sem guiamento da veia líquida, sendo necessário tomar disposições para que não se verifiquem erosões que possam instabilizar a barragem no primeiro caso, não sendo necessárias essas disposições no segundo caso, uma vez que as erosões se darão suficientemente longe do corpo da barragem.

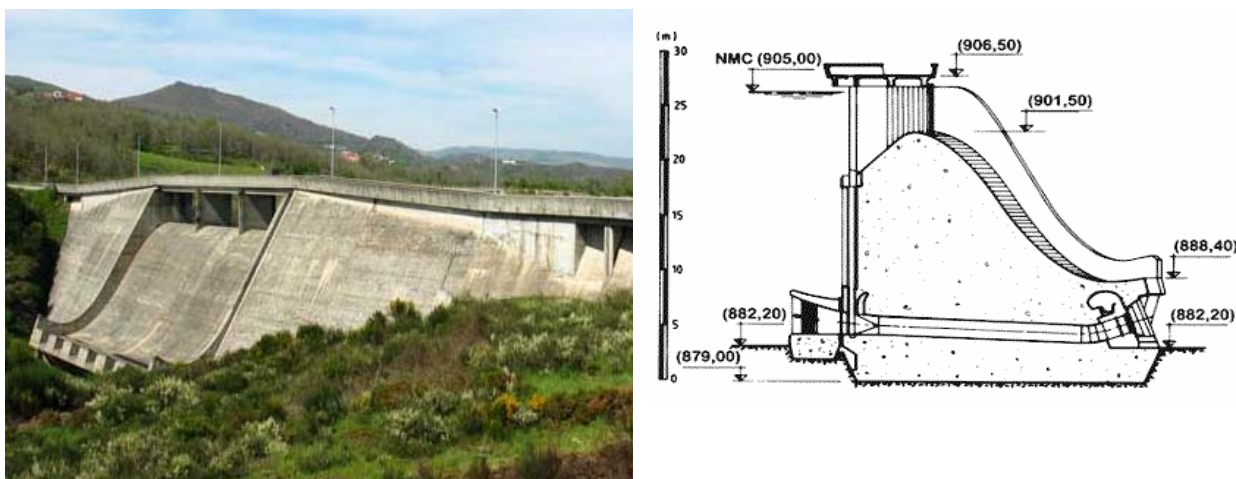


Figura 7.3 – Evacuador de cheias da Barragem de gravidade do Alto Cávado, do tipo sobre a barragem, sem controlo, com guiamento da veia líquida terminando em trampolim de saída (CNPGB).

Na Figura 7.4, apresenta-se o evacuador de cheias da Barragem de abóbada da Caniçada, do tipo orifício através de barragem e, na Figura 7.5, apresenta-se o da Barragem de Fronhas, do mesmo tipo do anterior. Contudo, neste último o jacto é ligeiramente direccionado para a atmosfera, ao contrário do primeiro que é dirigido para o leito do rio. Repare-se no açude a jusante da Barragem da Caniçada e no revestimento rochoso do leito do rio na zona de impacto da veia líquida, no caso da Barragem de Fronhas.

Por vezes, usam-se soluções mistas, como será o caso dos *jactos cruzados*, com origem em dois orifícios ou num evacuador sobre a barragem com um orifício colocado inferiormente àquele. Nestes casos, os jactos cruzam-se na atmosfera e o seu choque acentua a dissipação de energia (Figura 7.6).

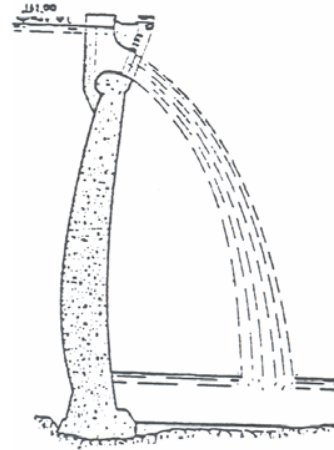


Figura 7.4 - Evacuador de cheias da Barragem de abóbada da Caniçada, do tipo orifício através de barragem (CNPGB).

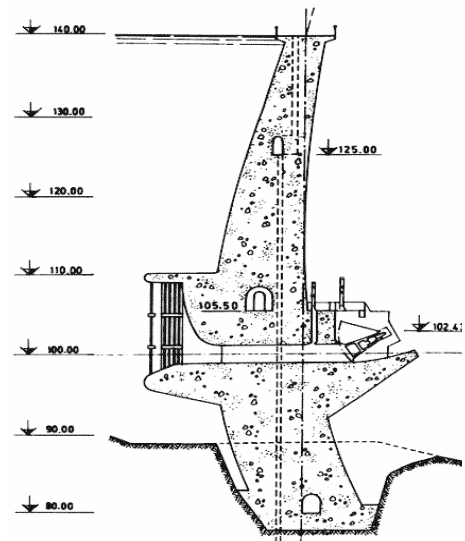


Figura 7.5 - Evacuador de cheias da Barragem de abóbada de Fronhas, do tipo orifício através de barragem (CNPGB).

iii) *Evacuador em canal de encosta* – é uma boa solução para barragens de aterro, muito especialmente nas de pequena e média dimensão, em que o evacuador está colocado fora da barragem (canal de encosta), podendo usar-se, contudo, em qualquer tipo de barragem. A descarga pode ser livre ou controlada por comportas. Os evacuadores podem terminar por trampolim de saída ou por estruturas de dissipação de energia.

Na Figura 7.7, apresenta-se o evacuador de cheias da barragem de enrocamento do Lagoacho (com cortina a montante), do tipo canal (de pequeno comprimento e fora do corpo da barragem) a céu aberto, sem controlo e com trampolim de saída.

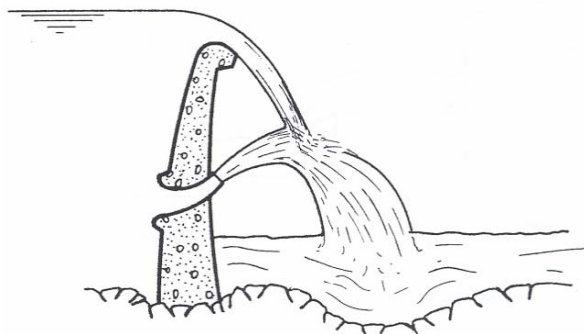


Figura 7.6 - Evacuador de cheias do tipo orifício com jactos cruzados.



Figura 7.7 - Evacuador de cheias da Barragem de enrocamento de Lagoacho, do tipo canal a céu aberto, sem controlo com trampolim de saída (CNPGB).

Na Figura 7.8, apresenta-se o evacuador de cheias da Barragem de abóbada do Alqueva, do tipo canal a céu aberto (três módulos), com controlo e com trampolim de saída.

Na Figura 7.9, apresenta-se o evacuador de cheias da Barragem de terra do Sabugal, do tipo canal a céu aberto sobre a encosta, sem controlo e com bacia de dissipação na parte terminal.

O canal tem, na grande maioria dos casos, secção rectangular e com perfil longitudinal contínuo. A solução com soleira em degraus, que promove o aumento da dissipação de energia ao longo do canal, tem vindo a adquirir alguma notoriedade, embora não se verifique ainda uma utilização expressiva. Os degraus ao longo do canal têm por objectivo promover a máxima dissipação de energia, podendo dispensar-se, por isso, os dissipadores de energia tradicionais (Figura 7.10).



Figura 7.8 - Evacuador de cheias da Barragem de abóbada do Alqueva, do tipo canal a céu aberto, com controlo e com trampolim de saída (CNPGB).

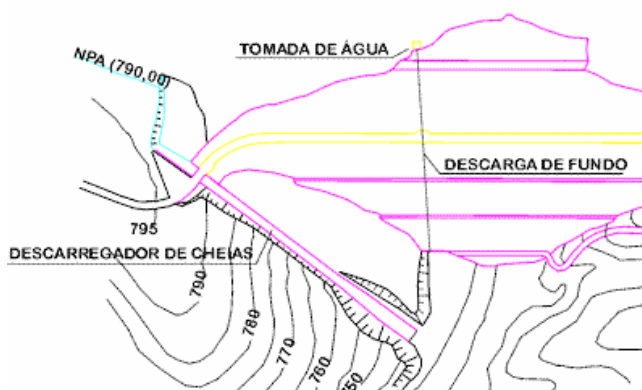


Figura 7.9 - Evacuador de cheias da Barragem de terra do Sabugal, do tipo canal a céu aberto sobre a encosta, sem controlo e com bacia de dissipação na parte terminal (CNPGB).

iv) *Evacuador em poço* – O poço pode ser inclinado ou vertical, seguido de galeria sob a barragem (barragem de aterro) ou escavada em subterrâneo (barragem de qualquer tipo). É uma solução sobretudo usada nas barragens de aterro.

Os evacuadores em poço têm a vantagem de, em certos casos, permitirem a utilização de parte das galerias ou das condutas de desvio provisório. Tal como acontece nos evacuadores em canal a céu aberto, a galeria associada ao poço deve, em princípio, funcionar com superfície livre, isto é, em canal, por questões de segurança estrutural, decorrentes da pressão exercida na parede da conduta e da possibilidade de ocorrência de ressalto hidráulico contra a abóbada, que se colocam com mais acuidade no caso de condutas sob a barragem de aterro. Estes evacuadores podem terminar com trampolim ou com uma estrutura de dissipação de energia.



Figura 7.10 - Evacuador de cheias com canal em degraus de uma pequena barragem de terra e evacuador da Barragem do Marmelo, com descarregador em labirinto, canal em degraus e bacia de dissipação.

Na Figura 7.11, apresenta-se o evacuador de cheias da Barragem de terra de Montargil, do tipo poço vertical, com controlo (comportas) e com bacia de dissipação na parte terminal. No corte vertical do evacuador é visível um deflector imediatamente a jusante da curva que concentra o escoamento na zona inferior da conduta e uma conduta vertical para arejamento do escoamento. Na mesma figura, é ainda visível a tomada de fundo, com posições para duas comportas verticais, e que partilha a galeria com o evacuador.

v) *com dique ou comportas fusíveis* – este tipo de evacuadores são normalmente utilizados como evacuadores de emergência, funcionando apenas em ocasiões em que a cheia afluyente origina caudais superiores aos caudais de dimensionamento do evacuador normal. São, em geral, constituídos por um aterro de pequena altura sobre uma soleira horizontal, de betão ou não revestida. Quando ocorre o galgamento do aterro, inicia-se o processo de rotura do dique, que deverá conduzir à sua rápida destruição, aumentando-se, assim, a capacidade de vazão para o nível de água existente na albufeira. Na Figura 7.12, apresenta-se um exemplo de um evacuador de emergência equipado com dique fusível e, na Figura 7.13, um outro equipado com comportas fusíveis.

No caso dos evacuadores de cheias equipados com comportas fusíveis, o funcionamento é semelhante ao do equipado com dique fusível, sendo a comporta derrubada e arrastada para jusante a partir de um dado nível de água na albufeira. É expectável um comportamento mais determinístico neste caso, já que a previsão do tempo de destruição do aterro do dique, principalmente no caso de o aterro ter atingido um grau de consolidação apreciável com o tempo, não será tão fiável quanto o é o do derrubamento da comporta, uma vez atingido o nível máximo para que foi dimensionada (Pinheiro, 2006a).

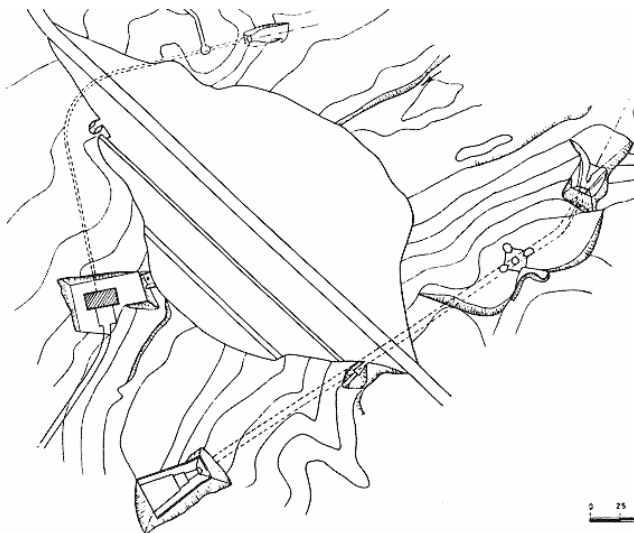
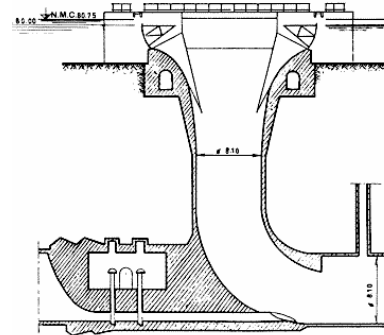


Figura 7.11 - Evacuador de cheias da Barragem de terra de Montargil, do tipo poço vertical, com controlo e com bacia de dissipação na parte terminal (CNPGB).

Quanto ao guiamento da lâmina líquida e à dissipação de energia – podem assinalar-se os seguintes tipos de evacuadores:

i) Queda livre e dissipação de energia no leito – pode haver protecção do leito ou não e sobrelevação ou não do nível natural do rio. Será o caso dos evacuadores sobre a barragem e dos orifícios através da barragem.

ii) Queda guiada e trampolim de saída (salto de esqui) com dissipação no leito (protegido ou não) – quanto à localização e controlo, poderá ser do tipo evacuador sobre barragem, orifício através de barragem, canal a céu aberto ou poço.

iii) Queda guiada e dispositivo de dissipação de energia – Quanto à localização também poderá ser um dos quatro primeiros tipos apresentados. O evacuador termina no leito do rio a jusante da barragem, com uma bacia de dissipação de energia ou equivalente.



Figura 7.12 – Evacuador de emergência com dique fusível da Barragem de New Waddell (Pinheiro, 2006a).



Figura 7.13 – Evacuador de emergência com comportas fusíveis da Barragem de Dove Stone (Pinheiro, 2006a).

7.2. Selecção do tipo de evacuador de cheias

Habitualmente, a escolha do tipo de evacuador a usar tem em conta a capacidade de armazenamento da albufeira, a capacidade de vazão a dar ao evacuador, o tipo de barragem, a topografia, as condições geológicas no local do evacuador e outros factores de ordem hidrológica, hidráulica, económica e ainda os respectivos riscos associados.

O risco associado à rotura da barragem influencia directamente a escolha do tipo de evacuador. O caudal de dimensionamento não pode provocar galgamentos que possam fazer transbordar o rio a jusante com os riscos que lhe estão associados (riscos de vidas e prejuízos materiais).

Se o tipo de barragem permitir mais do que uma solução, geralmente é o critério económico que prevalece.

Tendo em conta o tipo de barragem – O tipo de evacuador é influenciado pelo tipo de barragem. Conforme já assinalado e, por norma, a estrutura de controlo não pode ser colocada sobre as barragens de aterro. Por isso, os evacuadores em poço são muito usados neste tipo de barragens, podendo usar-se ainda os canais de encosta e outro tipo de descarregadores que garantam a evacuação das cheias para outro vale (fora do corpo da barragem).

No caso das barragens de betão, quando o vale é apertado e as encostas abruptas, torna-se difícil construir o evacuador na encosta, por falta de espaço; então, o evacuador terá de ser colocado no corpo da barragem, podendo ser escolhido um evacuador lateral, com canal colectora. No caso das barragens de abóbada, é relativamente fácil ir para soluções do tipo queda livre sobre ou através da barragem.

No caso de vales apertados e caudais elevados, pode recorrer-se a descarregadores de grande comprimento, como são os casos dos descarregadores em labirinto e dos descarregadores do tipo tulipa ou do tipo margarida.

Nas pequenas barragens, há uma menor diversificação do tipo de evacuadores de cheias. Não existem, por norma, evacuadores por orifícios e os evacuadores em poço são muito menos frequentes.

Tendo em conta a topografia local – A selecção do tipo de evacuador em função do tipo de barragem permite, geralmente, mais do que uma solução. A localização exacta do evacuador é determinada de acordo com as condições topográficas e tendo em conta considerações de ordem económica.

Tendo em conta a geologia do local da barragem – A geologia do local da barragem influencia directamente o tipo de evacuador, tendo em conta:

- a estabilidade da fundação;
- a possibilidade de utilização do material escavado para instalar o evacuador no corpo da barragem.

Em particular, a última possibilidade influencia o custo combinado do evacuador e da barragem. Em muitas situações, a geologia da fundação apresenta falhas. Uma análise detalhada das falhas geológicas pode determinar a modificação do tipo de evacuador. Se, por exemplo, for escolhido um trampolim de saída (tipo salto de esqui) como estrutura terminal, as fundações devem ser estudadas tendo em conta as vibrações induzidas pelos deflectores.

Tendo em conta as condições hidrológicas – O valor do caudal de ponta do hidrograma de cheia de projecto e o volume deste têm um forte impacto no tipo de evacuador. O mesmo acontece com o tipo

de exploração a fazer na albufeira. Estas duas questões associadas, só por si, desempenham um papel importante no processo de escolha do tipo de evacuador.

A operação ideal da albufeira é a que garante o pleno armazenamento (*NPA*) no final da estação chuvosa e que ela esteja no seu nível mais baixo no início dessa estação. Contudo, o nível médio de armazenamento é usualmente a base para a eficiência máxima da turbina. Estas considerações são, aparentemente contraditórias, sendo o problema resolvido através da modelação matemática que tem em conta vários ciclos hidrológicos.

O descarregador de cheias (estrutura de controlo mais usual nos evacuadores de cheias) poderá ser equipado com comportas para descarregar as cheias afluentes excepcionais. As comportas, quando totalmente abertas, poderão descarregar caudais catastróficos para o vale a jusante, dando origem a cheias que poderão originar prejuízos de monta. O perigo de abrir totalmente as comportas em situações de cheias afluentes “normais” é um problema que deverá ser estudado com cuidado, para que não haja, “desnecessariamente”, uma amplificação da cheia para jusante.

De acordo com Sentürk (1994), se se considerar Q_p como o caudal de ponta da cheia de projecto referida ao evacuador (cheia efluente) e Q_{100} como o caudal de ponta da cheia centenária ainda referida ao evacuador, caudal com um período de retorno de 100 anos (a vida económica de uma albufeira situa-se à volta desse valor), para as situações em que

$$\frac{Q_p}{Q_{100}} > 3 \quad , \quad (7.1)$$

deve, por razões económicas, instalar-se um descarregador de emergência.

O caudal de projecto Q_0 do evacuador normal poderá satisfazer a desigualdade

$$Q_p > Q_0 > Q_{100} \quad . \quad (7.2)$$

Para caudais superiores a Q_0 , entra em funcionamento o evacuador de emergência. A situação de dimensionamento definida pela desigualdade (7.2) é usual nos E.U.A., ao contrário do que acontece na Europa, onde, por norma, $Q_0 = Q_p$, conforme assinala Sentürk (1994).

Considere-se que Q_p é o caudal de ponta da cheia com o período de retorno de 10000 anos e que o evacuador está dimensionado apenas para o caudal de ponta da cheia centenária ($Q_0 = Q_{100}$). A vida económica do reservatório é de 100 anos, conforme assinalado, e a probabilidade de a cheia com período de retorno de 10000 anos ocorrer durante 100 anos é ainda muito pequena. Se, por azar, ocorrer tal cheia, ela será descarregada para jusante usando uma certa percentagem da folga da barragem e os correspondentes prejuízos serão pagos pelo dono da obra. Estas considerações podem resultar em grandes economias.

Ainda de acordo com Sentürk (1994), para $Q_p > Q_{100}$ deve optar-se por descarregadores controlados por comportas.

Tendo em conta as razões económicas – O transporte de materiais para as barragens de aterro influencia substancialmente o seu custo total. Se os materiais resultantes das escavações necessárias para a instalação do evacuador puderem ser usados, isso reduzirá o preço total da obra. Se o evacuador estiver próximo da barragem, melhor.

Depois de se definirem as diferentes soluções técnicas possíveis para o binómio barragem - evacuador, a análise económica determinará o tipo de evacuador a instalar. A melhor solução será a mais económica de entre as várias possíveis e que não comprometam a integridade da estrutura.

7.3. Estruturas descarregadoras

7.3.1. Considerações prévias

Conforme já assinalado, o descarregador é o tipo de estrutura de controlo mais usual nos evacuadores de cheias, daí usarem-se, muitas vezes, as designações evacuadores e descarregadores de forma indiferenciada.

No presente ponto, faz-se a apresentação geral dos descarregadores mais usuais em barragens – soleira espessa do tipo WES, soleira delgada em labirinto, descarregador lateral associado a canal colector e descarregador do tipo poço. Definem-se também os respectivos critérios de dimensionamento e analisam-se os respectivos funcionamentos.

A solução de descarregador de cheia associado a canal de encosta é bastante frequente em barragens de aterro e, em especial, nas de pequena e média dimensão. A soleira descarregadora controla a caudal evacuado, seguindo-se um canal com secção transversal habitualmente rectangular (ocupa menor largura), implantado ao longo da encosta. O canal termina, habitualmente, por um dissipador de energia. Na Figura 7.14, apresenta-se o exemplo do evacuador de cheias da Barragem de S. Domingos, em que são visíveis os quatro componentes principais: canal de aproximação (planta); estrutura de controlo (descarregador em labirinto com dois módulos - planta); canal evacuador; bacia de dissipação por ressalto hidráulico, como estrutura terminal. A Figura 7.9, referente à Barragem do Sabugal, apresenta também um bom exemplo de canal de encosta.

Na escolha e na definição das soleiras descarregadores, deve ter-se em conta que:

- as soleiras com directriz não rectilínea são preferíveis quando não se preveja a instalação de comportas, dado que, para a mesma largura frontal, apresentam uma maior capacidade de vazão; sempre que se preveja a instalação de comportas, as escolhas deverão recair sobre as soleiras rectilíneas;

- de entre as soleiras de directriz não rectilínea, as soleiras do tipo labirinto são, habitualmente, preferíveis às soleiras em bico de pato ou em leque, dado conhecer-se o coeficiente de vazão em função das respectivas características geométricas e da carga hidráulica sobre a soleira;
- para reduzir a escavação na encosta, as soleiras podem ser dispostas segundo o eixo longitudinal do canal, que funcionará como canal colector lateral.

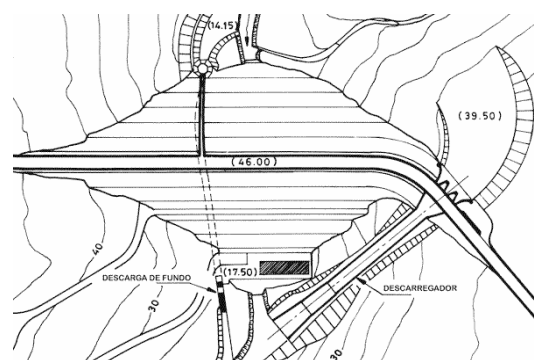


Figura 7.14 - Evacuador de cheias da Barragem de enrocamento de S. Domingos, do tipo canal a céu aberto, sem controlo e com bacia de dissipação de energia (CNPGB).

As soleiras mais usuais em evacuadores de cheias têm geratrizes rectilíneas.

A largura da soleira deve ser fixada tendo em conta o caudal de projecto ou caudal de dimensionamento (Q_0) e os condicionamentos relativos à altura da barragem e ao volume pretendido para a albufeira.

O aumento da largura da soleira aumenta a vazão, mas conduz a um menor amortecimento dos caudais afluentes. Assim, durante o estudo do amortecimento na albufeira, devem analisar-se diferentes larguras da soleira escolhida, determinando os respectivos *NMC* e os caudais máximos evacuados. A escolha da largura a adoptar pode ser determinada pelos condicionamentos apresentados ou, na ausência destes, usando critérios económicos, tendo em conta a diferença entre o *NPA* e *NMC* (áreas inundadas) e o custo do evacuador. Por outro lado, pode fazer-se a estimativa dos preços do descarregador para os diferentes caudais de dimensionamento com diferentes soleiras e os preços da barragem decorrentes dos *NMC* obtidos.

7.3.2. Soleira espessa do tipo WES

7.3.2.1. Geometria e funcionamento

A soleira espessa WES (**W**aterways **E**xperiment **S**tation) é o tipo de soleira mais usado em evacuadores de cheias. O paramento de montante é plano, vertical ou inclinado, e seguido de uma superfície com um perfil correspondente ao da face inferior da veia líquida que se escoaria sobre um descarregador de Bazin e que, de acordo com as leis da balística, corresponde à trajectória de um

projétil lançado na atmosfera e em que, para além da velocidade inicial (intensidade, direcção e sentido), apenas actua a força da gravidade.

Quando uma soleira WES funciona com carga hidráulica igual à de definição, $H=H_0$, o perfil de jusante é tal que a pressão relativa exercida pelo escoamento sobre a soleira é nula (toda a superfície da soleira se encontra à pressão atmosférica). Nesta situação, para o paramento de montante vertical, a soleira tem um perfil idêntico ao da face inferior da veia líquida que se escoaria sobre um descarregador de Bazin, como mostra a Figura 7.15.

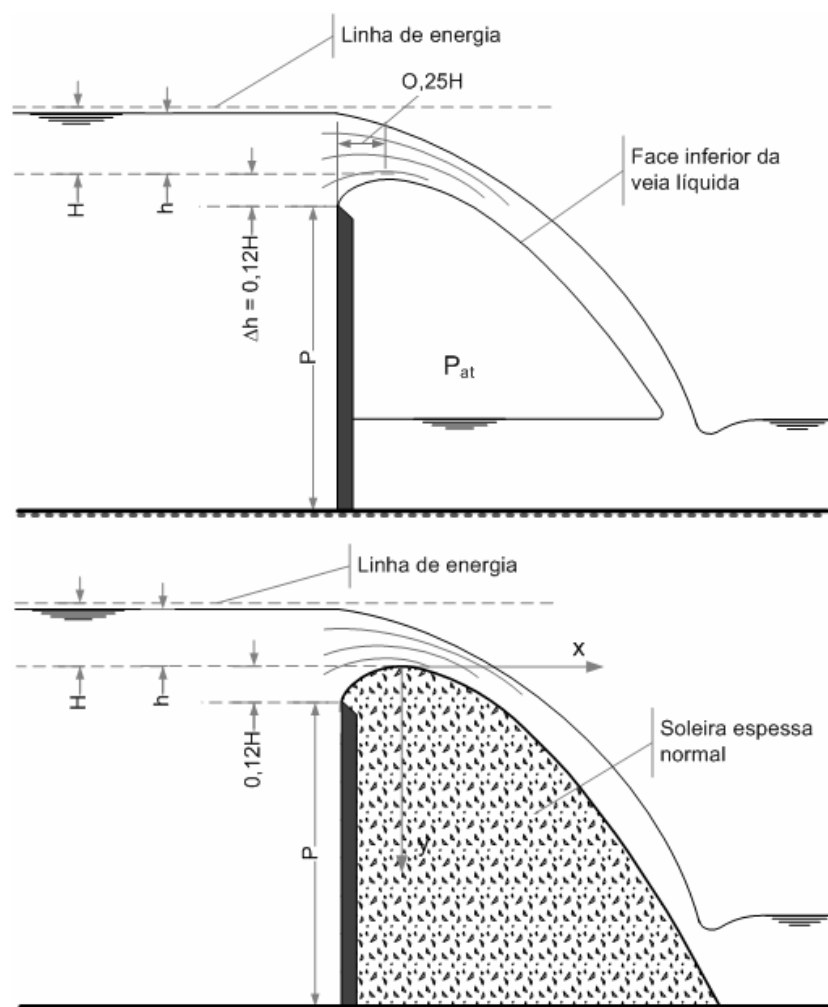


Figura 7.15 – Descarregador de Bazin e soleira espessa WES com paramento de montante vertical correspondente ($H=H_0$).

Para cargas de funcionamento abaixo da carga de dimensionamento ($H < H_0$), o paramento de jusante fica submetido a pressões superiores à atmosférica, pois a tendência que se verificaria no descarregador de Bazin para a lâmina líquida cair mais perto do descarregador (lâmina deprimida, Lencastre, 1983) é agora contrariada pela presença da soleira. Por razões análogas, ocorrerão pressões negativas quando $H > H_0$.

A soleira WES com paramento de montante vertical compreende um troço a montante da crista composto por três arcos de circunferência tangentes entre si e um troço a jusante da mesma crista com uma equação do tipo exponencial (Figura 7.16). A Waterways Experiment Station do U.S. Army Corps of Engineers realizou o estudo sistemático deste tipo de soleiras. Por razões construtivas e de estabilidade, propôs também perfis com paramentos de montante com declives de 3:1, 2:1 e 1:1, que se apresentam na Figura 7.17.

Conforme assinalado, ocorrerão pressões negativas para cargas de funcionamento acima da carga de dimensionamento. Assim, o valor máximo de H/H_0 é condicionado pela necessidade de evitar o risco de cavitação, em resultado das pressões negativas ao longo do paramento de jusante e das flutuações turbulentas de pressão ocorridas na camada limite desenvolvida ao longo do mesmo paramento.

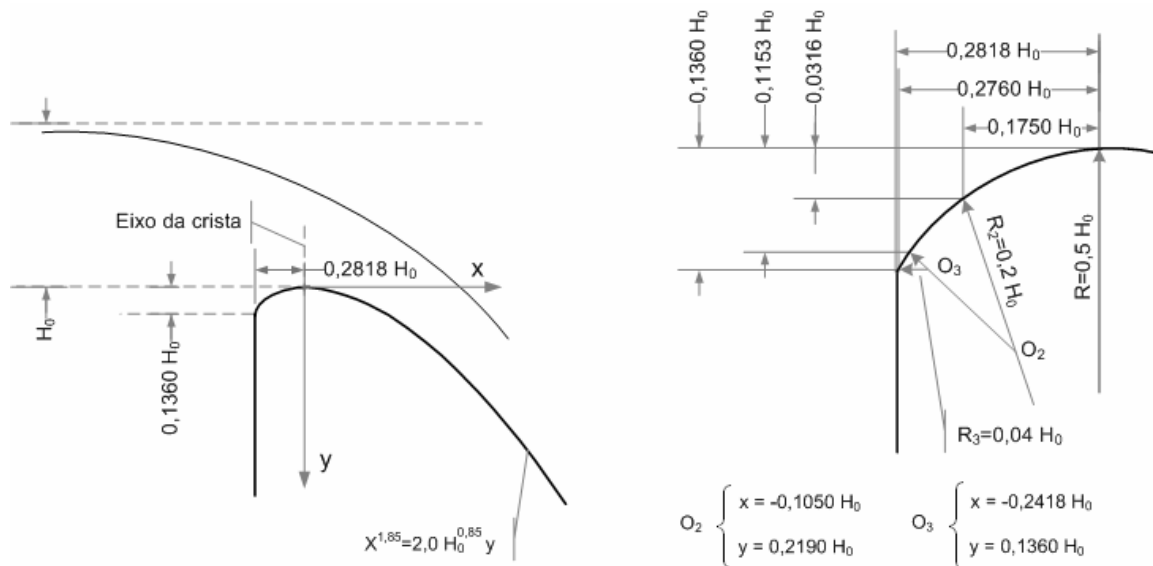


Figura 7.16 – Soleira espessa WES com paramento de montante vertical. Definição da geometria (USACE, 1959b).

É habitualmente considerado que a altura piezométrica mínima admissível no paramento da soleira WES para que não ocorra cavitação é $p/\gamma = -6 m$ (USACE, 1959d). Na Figura 7.18, apresenta-se, de forma adimensional, a variação da pressão sobre uma soleira WES com paramento de montante vertical, em que se verifica que, para $H/H_0 = 1,40$, no ponto mais desfavorável se tem $p/(\gamma H_0) = -0,64$.

Nesta situação, pode concluir-se que a carga de dimensionamento a partir da qual ocorre uma pressão mínima que dá origem a cavitação será:

$$\frac{p}{\gamma H_0} = -0,64 \rightarrow H_0 = -\frac{1}{0,64} \frac{P}{\gamma} = \frac{6 m}{0,64} = 9,38 m$$

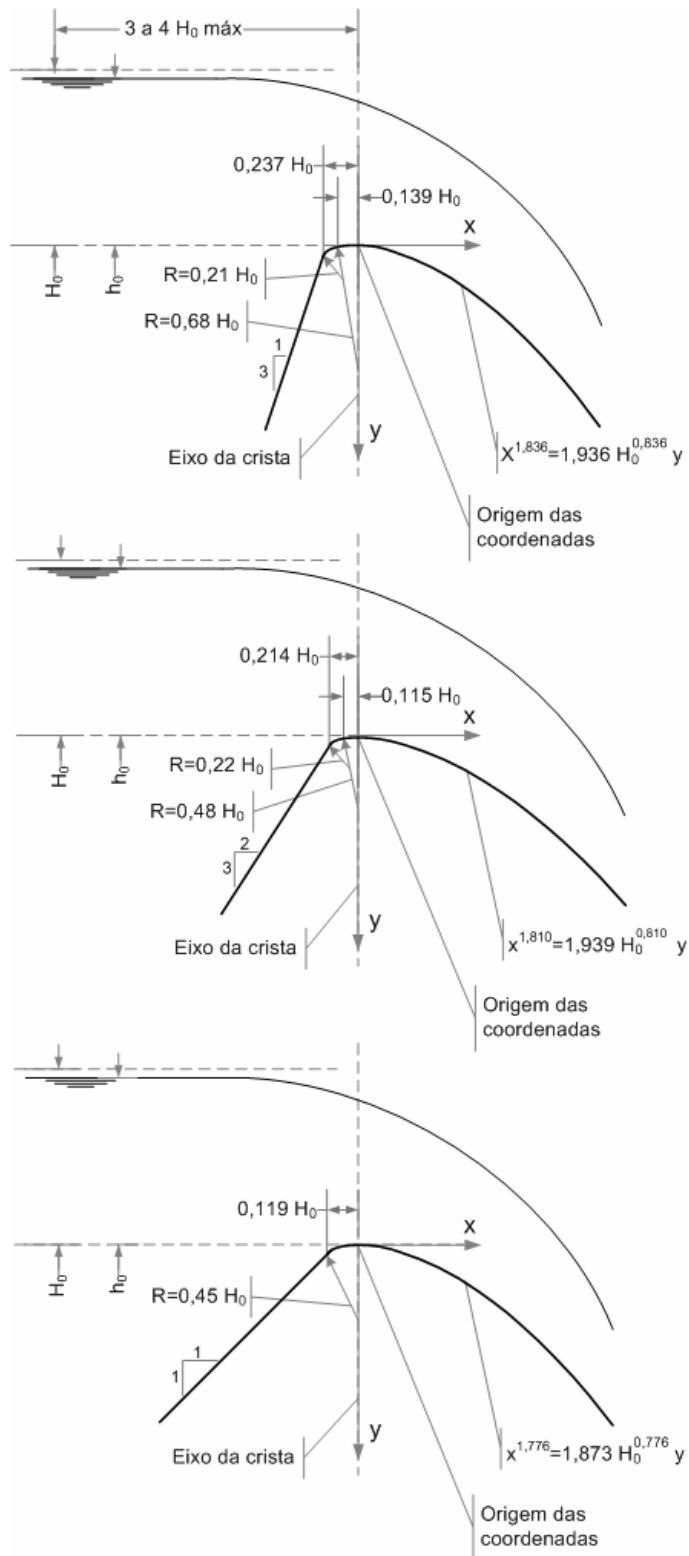


Figura 7.17 – Soleira espessa WES com paramento de montante inclinado. Definição da geometria (USACE, 1959c).

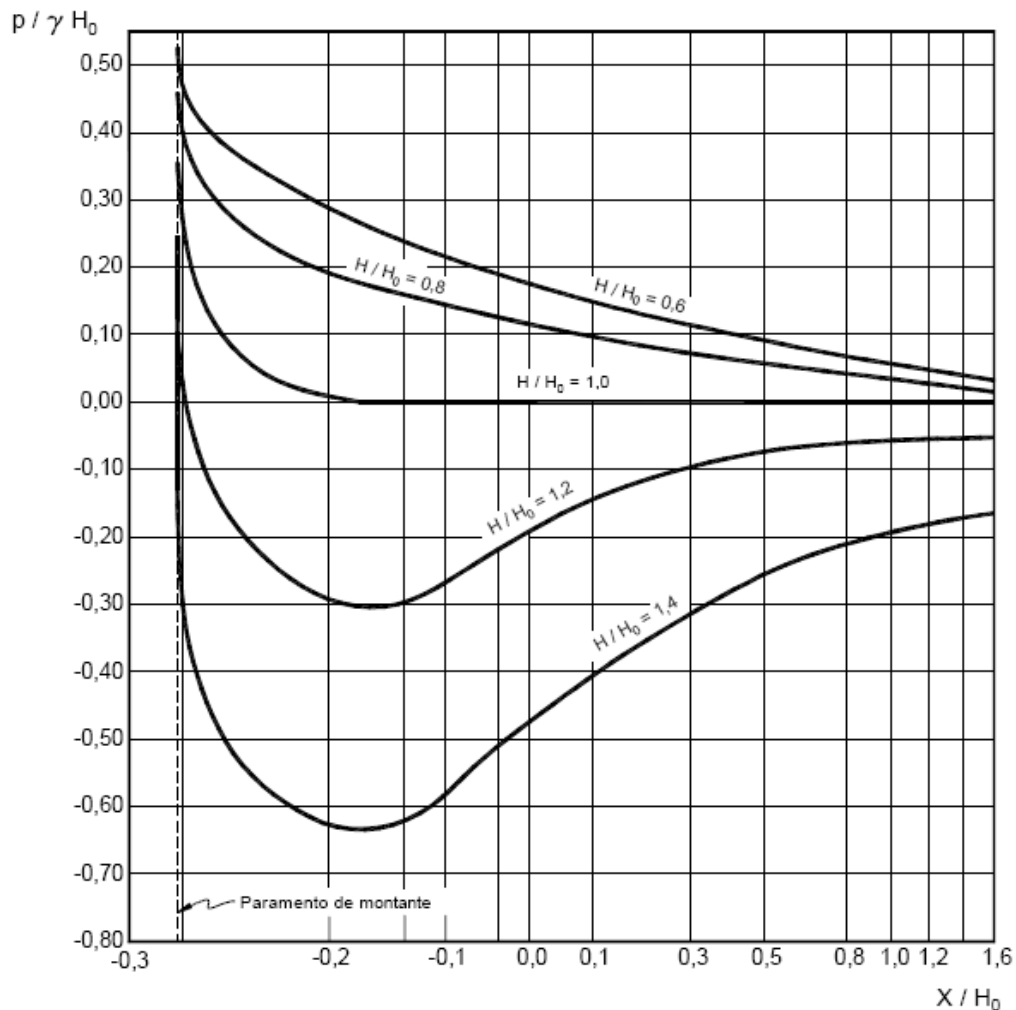


Figura 7.18 – Soleira espessa WES com paramento de montante vertical. Variação da pressão no paramento de jusante em função da carga hidráulica (Abecassis, 1961).

Assim, para cargas de dimensionamento $H_0 > 9,38 \text{ m}$, a condição de não ocorrência de cavitação impõe relações de $H/H_0 < 1,40$.

A estabilidade de um escoamento, com aderência do fluido às paredes, é conseguida por uma distribuição favorável das pressões. Sucede, porém, que nem sempre o escoamento, e em particular a sua camada limite, se mantém estável. Na presença de linhas de corrente divergentes para jusante, que originam um gradiente positivo das pressões, as partículas do escoamento que se movem junto da parede vão perdendo a energia cinética, devido não só a esse gradiente das pressões mas também às forças de atrito, até que, anulada a sua velocidade e continuando sob a influência do gradiente de pressões, se separam da parede.

Os riscos de separação da camada limite (descolamento da veia líquida) podem limitar, só por si, a carga de funcionamento da soleira. Lemos (1981) estudou aprofundadamente este tipo de soleiras no

Laboratório Nacional de Engenharia Civil, propondo os valores máximos de H/H_0 que se apresentam na Quadro 7.1, de forma a evitar a separação da veia líquida.

Considerando ainda a soleira com paramento de montante vertical, o valor apresentado no Quadro 7.1 permite concluir que o cumprimento da condição de funcionamento sem ocorrência de cavitação satisfará, só por si, a condição de não descolamento da veia líquida, que só ocorrerá para $H/H_0 > 1,40$.

Muitas vezes, é necessário que, a partir de determinada cota, o paramento de jusante da soleira seja continuado por uma superfície plana (ou curva) tangente, de forma a obter um perfil transversal que satisfaça os critérios de estabilidade do descarregador ou do troço de barragem em que se insere. Tal substituição pode ser efectuada sem alteração dos coeficientes de vazão, desde que o ponto de tangência se situe a uma distância vertical em relação à crista superior a $1/3 H_0$ (valor usual tomado como limite para o escoamento livre ou não submerso por jusante; a diferença é tomada entre os níveis de montante e de jusante e não entre a crista do descarregador e o nível de jusante, como ora se está a considerar).

Quadro 7.1. Valores máximos de H/H_0 compatíveis com a não separação do escoamento em soleiras WES (Lemos, 1981).

Declive do paramento de montante	$(H/H_0)_{max}$
vertical	1,40
3:1	1,10
3:2	1,25
3:3	1,35

Abecassis (1961) obteve experimentalmente, para soleiras WES de paramento de montante vertical, as variações do coeficiente de vazão com o caudal e a distância vertical do ponto de tangência da superfície de continuação do paramento de jusante à crista da soleira. Lencastre (1983) apresenta o mesmo tipo de ábacos retirados de Lemos (1981), concluindo-se que, para distâncias verticais superiores a $0,28H_0$ ($\approx 1/3H_0$), não há redução do coeficiente de vazão.

7.3.2.2. Lei de vazão

A lei geral de vazão dos descarregadores com escoamento livre pode tomar a seguinte forma:

$$Q = C_w L \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (7.3)$$

Para soleiras WES com paramento de montante vertical, o coeficiente de vazão C_w pode ser calculado através da curva proposta por USACE (1959e), após a necessária adaptação, ou recorrendo à expressão proposta por Hager e Bremen (1988) (citado em Pinheiro, 2006a):

$$C_w = \frac{2}{3\sqrt{3}} \left(1 + \frac{4 \frac{H}{H_0}}{9 + 5 \frac{H}{H_0}} \right) \quad (7.4)$$

aplicável para $H/H_0 < 2,5$.

Pinheiro (2006a) compara os valores de C_w obtidos pelas duas vias, considerando diferentes valores de H/H_0 , comparação que se apresenta na Figura 7.19. Para $H/H_0 = 1$, a expressão (7.4) obtém um valor de 0,495 e a curva apresentada por USACE (1959e) dá 0,501. Como é visível na Figura 7.19, Hager e Bremen propõem uma variação menos acentuada de C_w em função de H/H_0 . Nesta figura, também é visível que, para pequenos valores de H/H_0 , o coeficiente de vazão apresentado por USACE (1959e) se afasta mais do seu valor mínimo ($C_w = 0,385$, correspondente ao escoamento em regime crítico sobre a soleira em secções rectangulares), que é o valor que Hager e Bremen definem para $H = 0$.

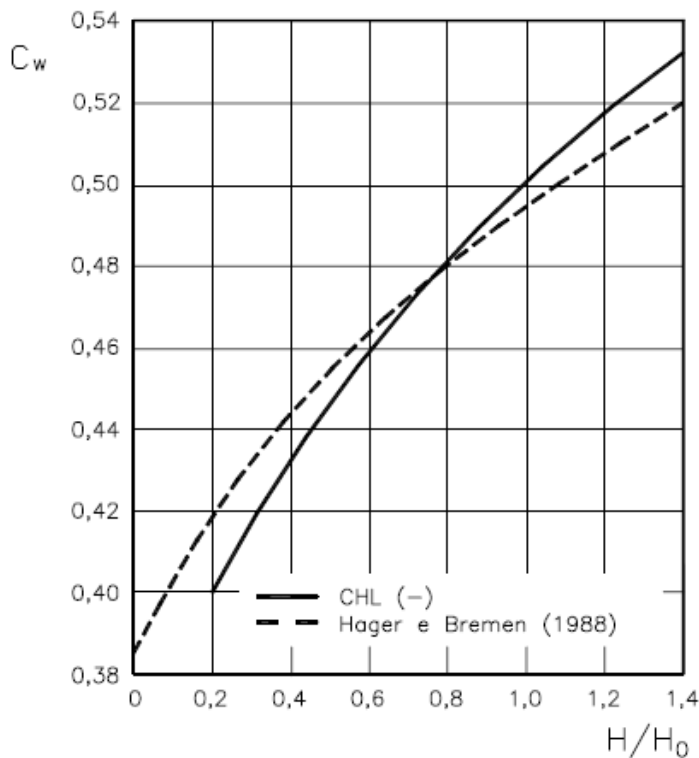


Figura 7.19 – Coeficientes de vazão de soleiras espessas WES com paramento de montante (Pinheiro, 2006a).

7.3.2.3. Influência da profundidade a montante e da carga hidráulica

Num descarregador colocado frontalmente num canal profundo, pode considerar-se que a velocidade de aproximação do escoamento é muito baixa, atingindo a contracção da veia líquida na

vertical sobre a soleira, o seu valor máximo. Se a profundidade a montante diminuir, a velocidade de aproximação aumentará e a contracção reduzir-se-á, modificando, com isso, o valor do coeficiente de vazão.

Conforme é visível na Figura 7.20, que apresenta a variação do coeficiente de vazão correspondente à carga de dimensionamento ($C_0 = C_w$ para $H = H_0$) em função de PIH_0 (P é a altura do descarregador), o valor do coeficiente de vazão mantém-se constante a partir de $PIH_0=2,5$, vindo $C_0 = 0,494$. Isto significa que, para $PIH_0 < 2,5$, C_0 deverá ser obtido através do ábaco da Figura 7.20, sendo válidas as duas vias de obtenção do C_w anteriormente apresentadas apenas para a situação de $PIH_0 > 2,5$.

O valor de $C_0 = 0,494$, obtido na Figura 7.20 para a situação de $PIH_0 > 2,5$, está mais próximo do valor de C_w obtido por Hager e Bremen (1988) do que do valor obtido na curva de USACE (1959e), valor este que é idêntico ao apresentado por Abecassis (1961) e que é $C_w=0,50$.

A Figura 7.21 relaciona o quociente C_w/C_0 com H/H_0 , referindo-se também às soleiras WES com paramento de montante vertical.

7.3.2.4. Influência da inclinação do paramento de montante

Apesar de USACE (1959c) assinalar que as soleiras com paramento de montante inclinado não foram estudadas de forma a determinar os correspondentes coeficientes de vazão, assinala que não deverão existir diferenças assinaláveis relativamente aos valores apresentados em USACE (1959e) para as soleiras com paramento de montante vertical. Contudo, numa análise mais fina, Abecassis (1961) apresenta os valores de coeficiente de vazão em função de H/H_0 para as diferentes inclinações do paramento de montante que se apresentam no Quadro 7.2 (os valores referentes às soleiras com paramento de montante vertical correspondem aos apresentados em USACE, 1959e).

Na Figura 7.22, apresentam-se as relações entre os coeficientes de vazão da soleira WES com paramento de montante inclinado, C_{wi} , para cada um dos três declives apresentados e o coeficiente de vazão da soleira WES com paramento de montante vertical, C_{wv} .

7.3.2.5. Influência do nível a jusante

No caso da cota da superfície livre a jusante ser demasiado alta (limite já apresentado), reduzirá a vazão sobre o descarregador, devendo considerar-se a correspondente redução no coeficiente de vazão da equação (7.3). O factor de redução f , pode ser estimado recorrendo à Figura 7.23.

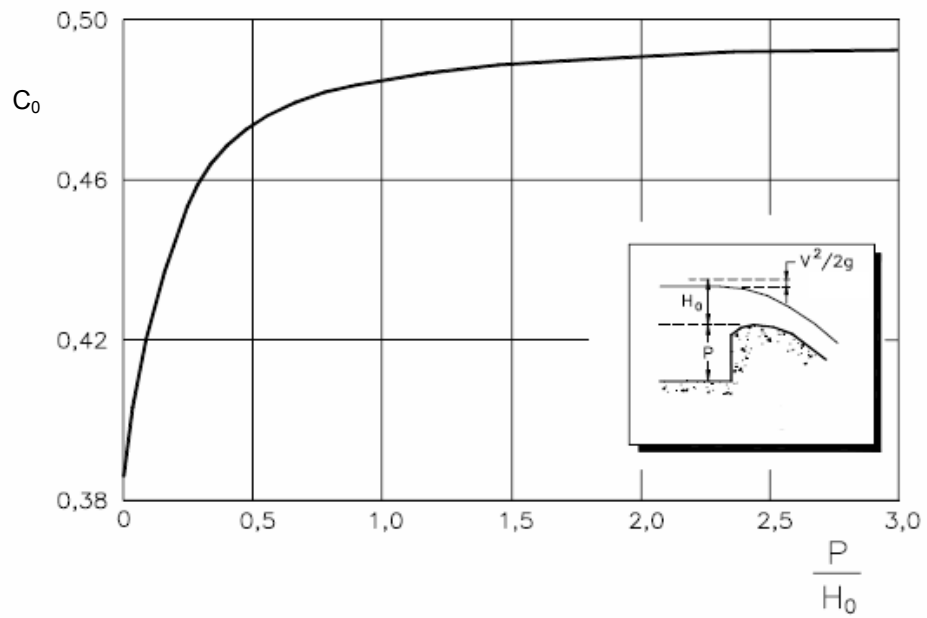


Figura 7.20 – Coeficiente de vazão correspondente à carga de dimensionamento, em soleiras WES com paramento de montante vertical. Influência da profundidade a montante (USBR, 1987).

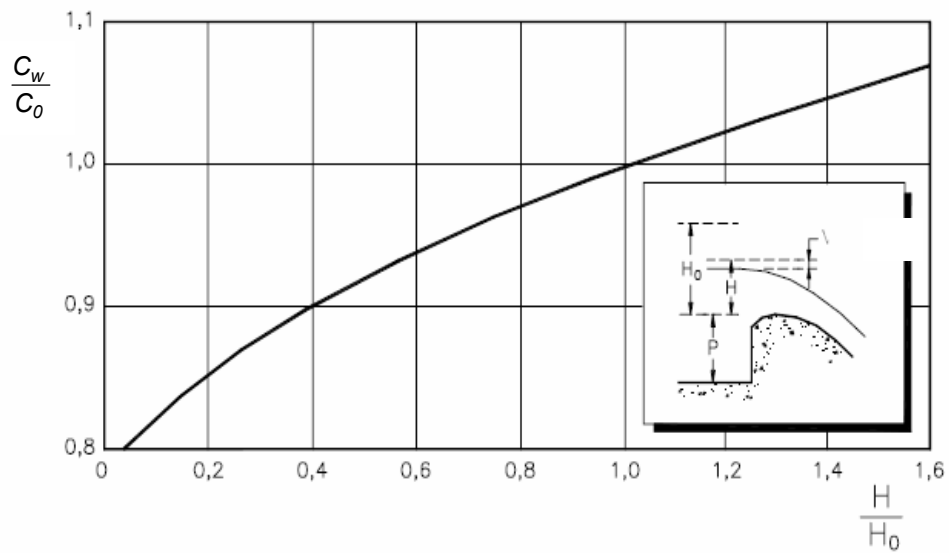


Figura 7.21 – Coeficientes de vazão em soleiras WES com paramento de montante vertical. Influência da carga hidráulica (USBR, 1987).

Quadro 7.2. Coeficientes de vazão de soleiras espessas WES (Abecassis, 1961).

Declive paramento montante	H/H_0						
	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4
vertical	0,400	0,433	0,460	0,482	0,500	0,519	0,532
1:3	0,390	0,432	0,466	0,491	0,512	0,529	0,542
2:3	0,392	0,443	0,473	0,497	0,517	0,535	0,551
3:3	0,398	0,440	0,471	0,495	0,516	0,535	0,550

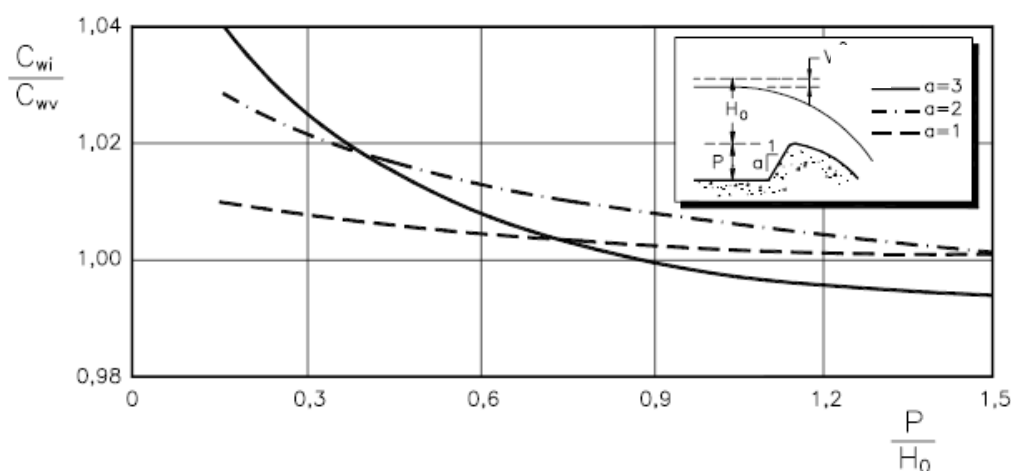


Figura 7.22 – Coeficientes de vazão de soleiras espessas WES. Influência da inclinação do paramento de montante (USBR,1987).

Assim, para a soleira com paramento de montante inclinado na situação em que a profundidade a montante influencia o valor do coeficiente de vazão ($P < 2,5H$) e existindo influência da cota da superfície livre de jusante, o coeficiente de vazão é o produto dos sucessivos coeficientes obtidos nos ábacos precedentes. Assim,

$$C_w = C_0 \frac{C_w}{C_0} \frac{C_{wi}}{C_{wv}} f \quad (7.5)$$

7.3.2.6. Contração provocada por pilares e encontros

É frequente a colocação de pilares sobre as soleiras descarregadoras rectilíneas, quer devido à presença de comportas, quer para apoio de viadutos rodoviários. Nestes casos, na lei de vazão a estabelecer, dever-se-á ter em conta a largura da soleira ocupada pelos pilares, a separação do escoamento em cada um dos pilares, função da respectiva secção transversal, e ainda a separação dos escoamentos em cada um dos encontros, que é função da respectiva configuração em planta.

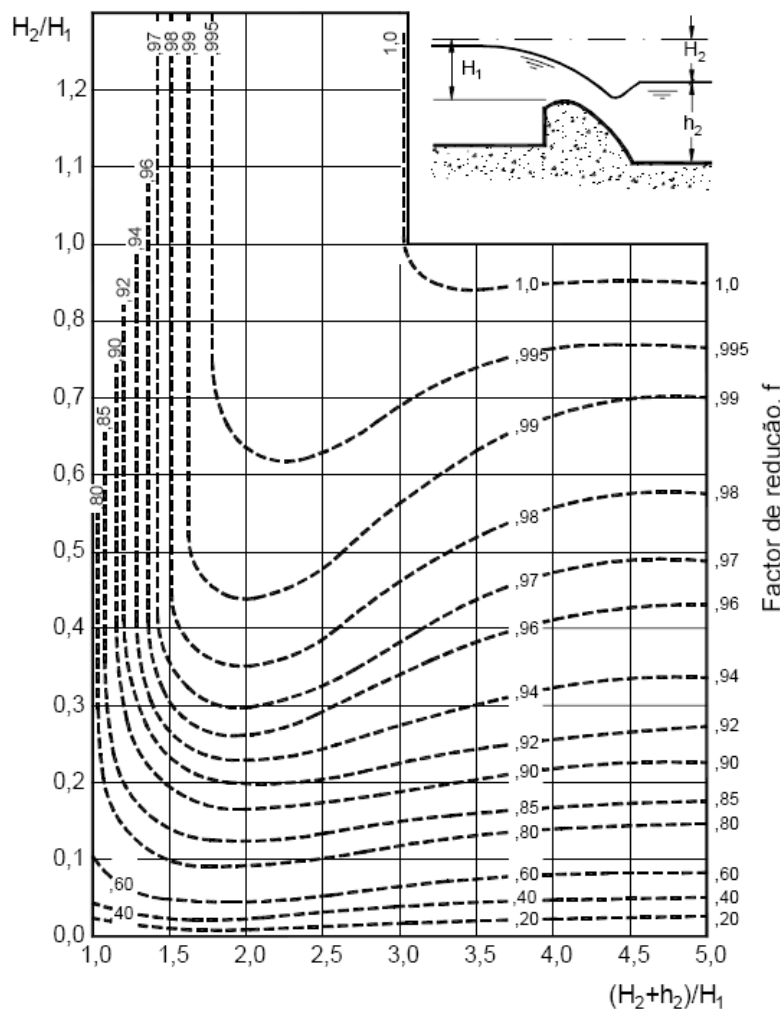


Figura 7.23 – Coeficientes de vazão de soleiras espessas WES. Influência da cota da superfície livre de jusante (adaptado de USACE, 1959f).

Quando os pilares e os encontros originam contracções laterais na corrente, o comprimento efectivamente disponível na soleira para os escoamentos, L , será inferior ao comprimento útil da crista, L' . Para se ter em conta esse efeito da contracção dos escoamentos, USACE (1959g) propõe a seguinte equação:

$$L = L' - (2n k_p + k_e)H \quad (7.6)$$

em que k_e e k_p são, respectivamente, os coeficientes de contracção dos encontros e dos pilares e n é o número de pilares.

O coeficiente de contracção dos pilares é condicionado pela forma e pela localização da cabeça dos mesmos, pela sua espessura, pela relação entre a carga de funcionamento e a carga de definição e pela velocidade de aproximação. Na Figura 7.24, apresentam-se os valores a usar.

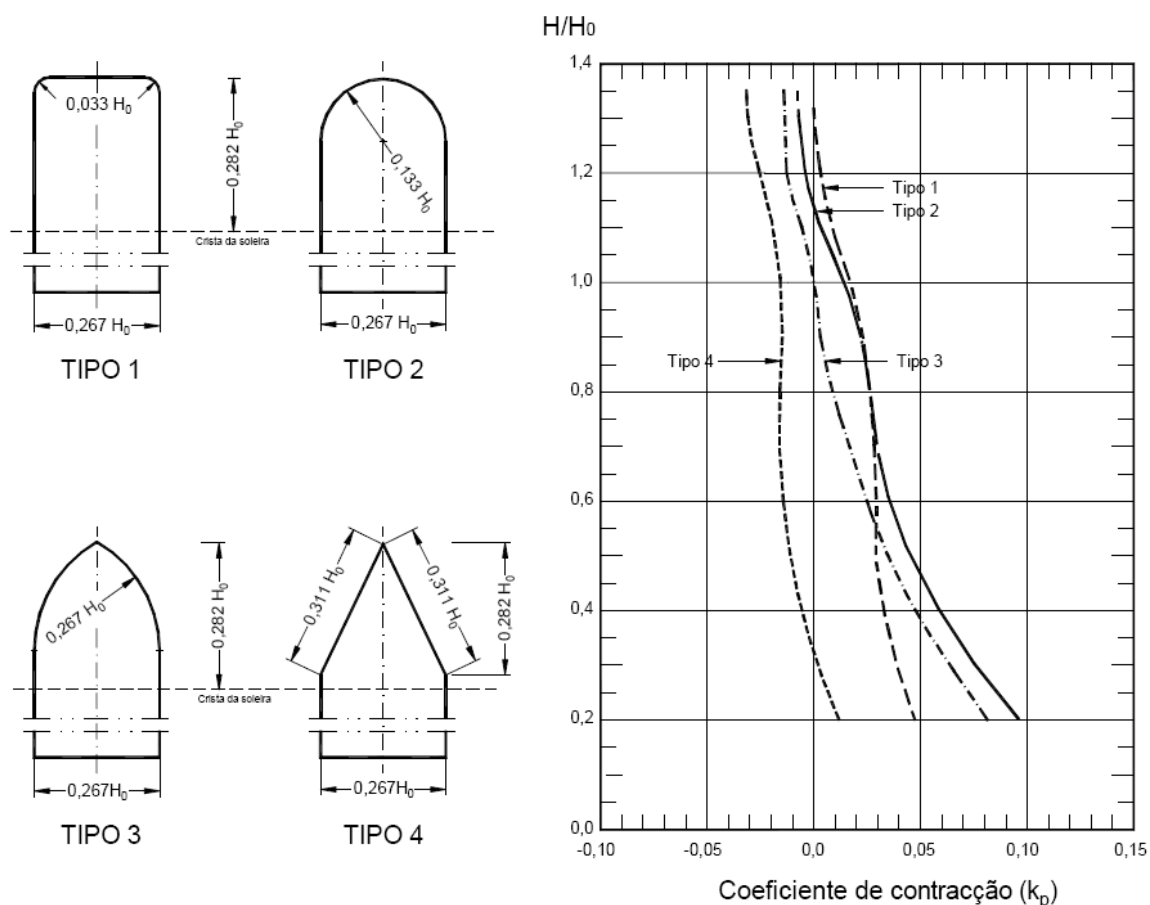


Figura 7.24 – Coeficientes de contracção a usar em pilares sobre soleiras WES (USACE, 1959h).

Os coeficientes de contracção dos encontros dependem também da forma dos mesmos, do ângulo entre o eixo do escoamento e o muro-guia de montante, da relação entre a carga de funcionamento e a carga de definição e da velocidade de aproximação. Para a carga de definição, apresentam-se no Quadro 7.3 os valores médios a usar, sendo r_1 o raio de arredondamento do encontro.

Na Figura 7.25, apresenta-se uma vista de jusante do evacuador de cheias da Barragem de Monte Novo, onde é possível ver dois vãos equipados com comportas de segmento, sobre a soleira WES.

7.3.2.7. Alteração da geometria do paramento de montante

No caso das soleiras com paramento de montante vertical, pode ser conveniente alterar em maior ou menor grau esse paramento, prolongando-o com uma rampa inclinada para montante (“riser”) ou

escavando nele uma reentrância mais ou menos profunda (“offset”), de forma a obter um perfil com maior ou menor secção transversal. Por exemplo, a soleira com “offset” é muito usada em barragens de arco-gravidade, que possuem uma secção pouco espessa.

Quadro 7.3. Coeficientes de contracção a usar em encontros de soleiras WES (USACE, 1959i).

Tipo de encontro	k_e
Encontro em esquina viva com muro-guia perpendicular à direcção do escoamento	0,2
Encontro arredondado com muro-guia perpendicular à direcção do escoamento e $0,5 H_0 \geq r_1 \geq 0,15 H_0$	0,1
Encontro arredondado com $r_1 \geq 0,5 H_0$ e com um ângulo entre o muro-guia e a direcção do escoamento inferior a 45° .	0,0



Figura 7.25 – Evacuador de cheias da Barragem do Monte Novo-Vista de jusante. Soleira WES com dois vãos equipados com comportas de segmento.

Para as duas alterações do paramento de montante vertical da soleira WES e de forma a não haver modificação dos coeficientes de vazão usuais, USACE (1959j) propõe as relações que se apresentam na Figura 7. 26.

7.3.2.8. Colocação de comportas

A colocação de comportas de segmento ou planas sobre a soleira não agrava o risco de cavitação nem o problema do descolamento da veia líquida relativamente ao funcionamento sem comportas, desde que não estejam colocadas para montante da crista, a uma distância superior a $0,10 H_0$ (Quintela, 1990).

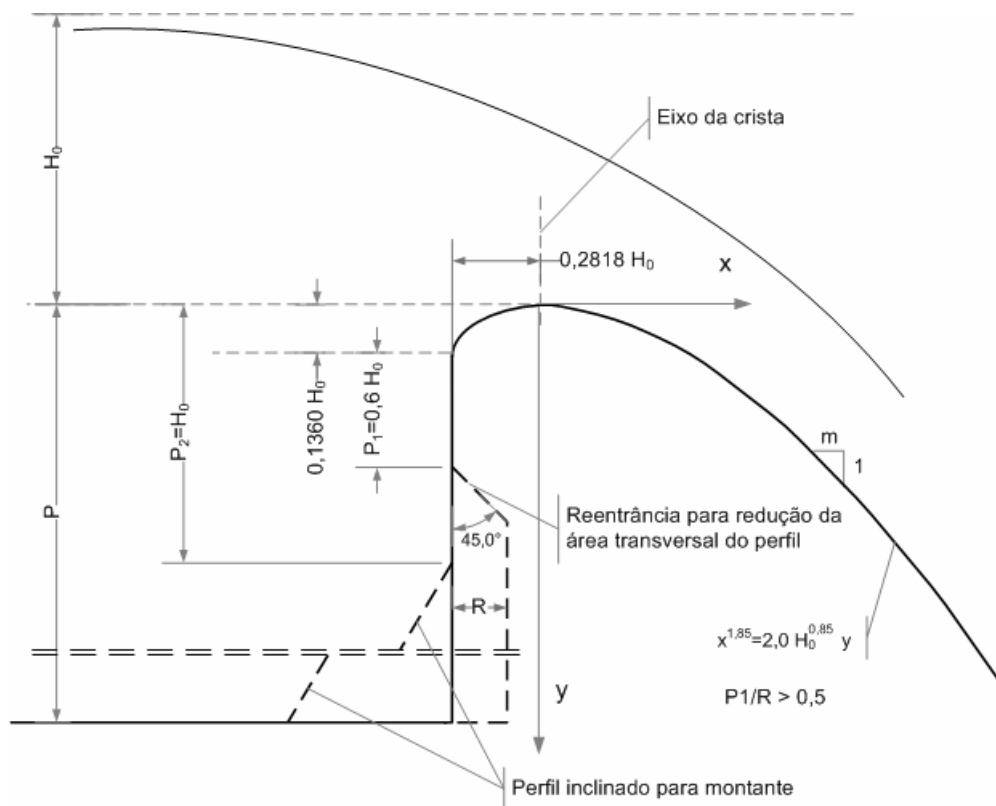


Figura 7.26 – Critérios para alteração do paramento de montante vertical em soleiras WES sem modificação dos coeficientes de vazão (USACE, 1959k).

A possibilidade de ocorrência de descolamento da veia líquida é maior quando o descarregador tem de funcionar com as comportas parcialmente abertas. Para algumas posições das comportas relativamente à crista da soleira, a veia líquida, saindo em alta velocidade, pode criar, ao longo do paramento de jusante da soleira, pressões cavitantes ou cujos gradientes sejam incompatíveis com as condições de aderência e produzam a separação do escoamento (descolamento da veia líquida). Por isso, o posicionamento das comportas relativamente à soleira deve ser estudado de forma a reduzir os riscos de cavitação e de descolamento. Abecassis (1981) estudou experimentalmente e de forma sistemática este problema, obtendo directivas para satisfação destes requisitos, definindo o melhor posicionamento para as comportas planas e de segmento para cada um dos três tipos de soleira WES.

7.3.3. Descarregador de soleira delgada em labirinto

7.3.3.1. Geometria e considerações gerais

Conforme já assinalado, o custo dos evacuadores de cheias representa, em geral, uma percentagem significativa do custo total da barragem. Compreende-se, por isso, que exista a preocupação de, sem diminuir o nível de segurança, reduzir as dimensões do descarregador e simplificar a sua

construção. Em determinadas circunstâncias, a utilização de um tipo especial de descarregador, designado usualmente por descarregador em labirinto, responde a estas preocupações.

O descarregador em labirinto é uma soleira de parede delgada (Lencastre, 1983), em que a crista apresenta, em planta, um traçado em linha quebrada, repetindo em geral módulos ou ciclos de forma poligonal (Figura 7.27). Por consequência, apresenta um maior desenvolvimento de crista do que o descarregador frontal que ocuparia a mesma largura. O seu perfil pode apresentar formas diversas, sendo as mais usuais a circular e a do tipo WES (Figura 7.27).

Uma vez que os descarregadores em labirinto permitem, para uma dada carga de funcionamento e para uma mesma largura, a descarga de maiores caudais do que outros tipos de descarregadores, a sua utilização é vantajosa em determinadas circunstâncias.

Uma soleira em labirinto é, em geral, constituída por uma série de muros verticais de pequena espessura, dispostos em planta segundo uma directriz poligonal. É, assim, relativamente económica e simples a sua construção.

A soleira deverá funcionar com lâmina livre. A fim de se evitarem instabilidades do escoamento traduzidas em descolamentos e recolamentos da lâmina líquida que podem provocar vibrações da estrutura e/ou erosões de cavitação no paramento de jusante, é conveniente colocar-se sobre a soleira descarregadora pilares de arejamento.

Acontece, muitas vezes, que há necessidade de atravessar a estrutura com uma ponte. Nesta circunstância, poder-se-á aproveitar um ou mais pilares da ponte para o arejamento. É o que acontece na Barragem do Marmelo que se apresenta na Figura 7.28b,c. Na Figura 7.28c, é bem visível que, para além de um pilar da ponte, foram ainda instalados tubos de ventilação ou de arejamento da face inferior da veia líquida. O ar entrado pela extremidade superior do tubo é distribuído sob a lâmina líquida através dos orifícios que são visíveis sob a crista da soleira e através do pilar da ponte. No caso da Barragem de Alfaiates (Figura 7.28d), o arejamento é assegurado pelo pequeno pilar colocado no lado de jusante do módulo trapezoidal da soleira, aí colocado exclusivamente com essa finalidade. A Figura 2.28 apresenta ainda o descarregador em labirinto da Barragem de Ute (EUA), um descarregador de grandes dimensões com dez módulos trapezoidais.

A importância do arejamento da veia líquida pode ilustrar-se com o exemplo apresentado em Magalhães (1983). No descarregador em labirinto da Barragem de Avon (França) não se tinham colocado pilares de arejamento, observando-se que, quando se escoavam caudais relativamente pequenos, a lâmina líquida sobre a soleira era muito instável e provocava grandes vibrações que originavam o partir de vidros nas edificações próximas. Tal situação foi totalmente ultrapassada com a colocação posterior de pequenos pilares de arejamento sobre a soleira.

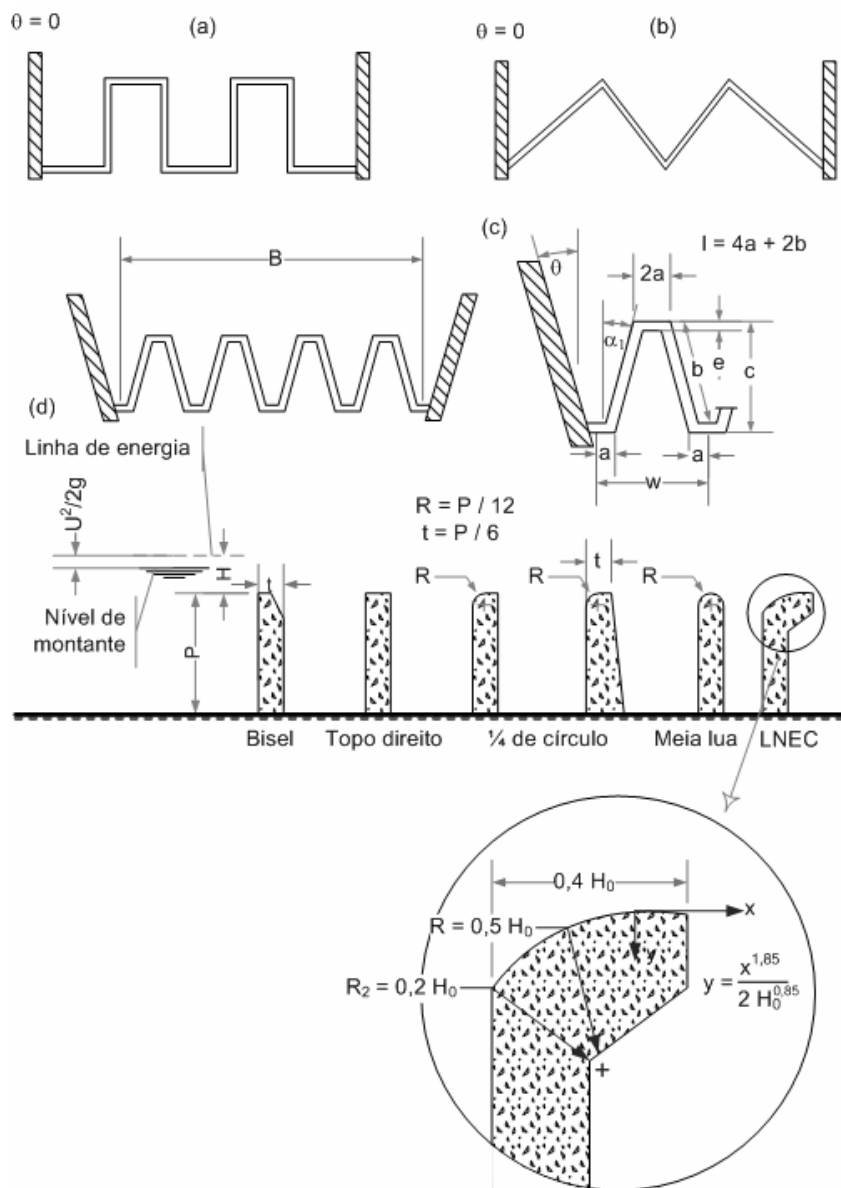


Figura 7.27 – Esquema e formas em planta de soleiras em labirinto. Perfis transversais.

Ao contrário das soleiras rectilíneas, o desenvolvimento da soleira em labirinto não permite a colocação de comportas, o que pode ser um inconveniente.

7.3.3.2. Lei de vazão

A equação de vazão deste tipo de soleiras é

$$Q = C_1 B \sqrt{2g} H^{3/2} \quad , \quad (7.7)$$

em que B é a largura do canal rectangular onde está colocada a soleira (largura frontal da soleira) e C_f é o coeficiente de vazão do descarregador em labirinto.

a) Barragem de Ute (EUA)



b) Barragem do Marmelo



c) Barragem do Marmelo



d) Barragem de Alfaiates

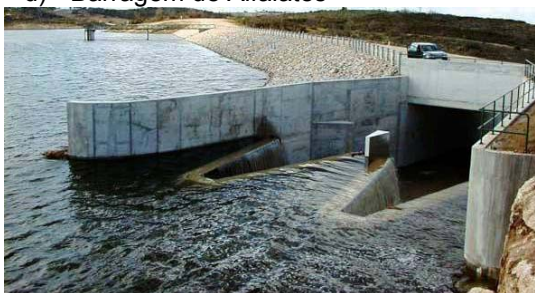


Figura 7.28 – Descarregadores em labirinto com módulos trapezoidais.

O coeficiente de vazão é calculado em função da razão H/P e da razão l/w . A Figura 7.29 permite o cálculo dos coeficientes de vazão para os descarregadores em labirinto com módulos trapezoidais, tendo em conta a sua relação l/w e H/P .

A capacidade de vazão de um descarregador em labirinto é influenciada por vários parâmetros. Defina-se desempenho de um descarregador em labirinto como a razão entre o respectivo caudal, Q_l e o caudal para o correspondente descarregador frontal, Q_f (Q_l/Q_f). Este desempenho é influenciado pelos (Magalhães, 1983):

- parâmetro $H/P - Q_l/Q_f$ é tanto mais elevado quanto menor for o valor de H/P ; assim, a vantagem do descarregador em labirinto relativamente ao descarregador rectilíneo em termos de capacidade de vazão é sobretudo verdadeira para cargas pequenas (até 1m, Sinniger e Hager, 1989);
- parâmetro $l/w - Q_l/Q_f$ é tanto mais elevado quanto maior for o valor de l/w ; contudo, na prática, raramente se verificam valores de l/w superiores a oito, pois os custos extra da estrutura não compensam o aumento obtido para Q_l/Q_f ;

- parâmetro $\alpha_1 / \alpha_{1\max}$ - teoricamente Q_l / Q_f aumenta com $\alpha_1 / \alpha_{1\max}$; assim, uma soleira em labirinto com módulos triangulares deveria ter o maior valor de Q_l / Q_f (para um dado valor de l/w); na prática, tal pode não acontecer, pois é possível haver interferência dos escoamentos junto aos vértices da soleira que provocam uma diminuição da sua capacidade de vazão;

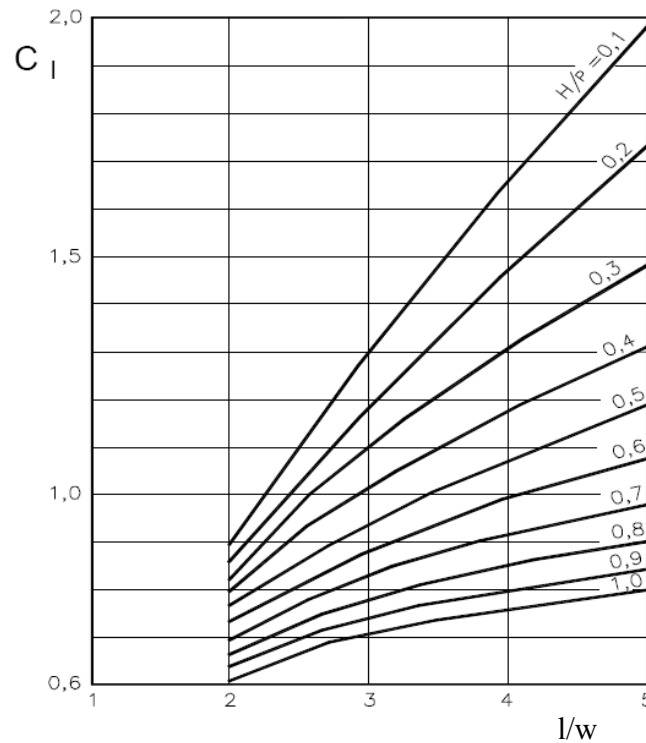


Figura 7.29 – Coeficientes de vazão para os descarregadores em labirinto com módulos trapezoidais (Magalhães, 1989).

- parâmetro w/P - este parâmetro não deve atingir valores muito pequenos; quando tende para valores próximos de zero, o descarregador em planta passa a ser constituído por pequenos módulos triangulares que são “ignorados” pelo escoamento;
- parâmetro n - o valor de Q_l / Q_f é praticamente independente do número de módulos.

Melo *et al.* (2002) (citado em Pinheiro, 2006a) propõem um factor de correcção k_θ para o coeficiente de vazão para as situações de $H/P \leq 0,44$, cujo valor depende do ângulo de convergência θ das paredes do canal em que se insere a soleira (Figura 7.30). Verifica-se um aumento significativo da capacidade de vazão para $\theta \leq 30^\circ$. Para $\theta > 30^\circ$, a capacidade de vazão da soleira deixa de ser influenciada pela convergência dos muros-guia. Em relação à influência de H/P , constata-se um aumento para $H/P \leq 0,37$ e valores constantes de θ . A capacidade de vazão passa a ser estimada por

$$Q = k_{\theta} C_i B \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (7.8)$$

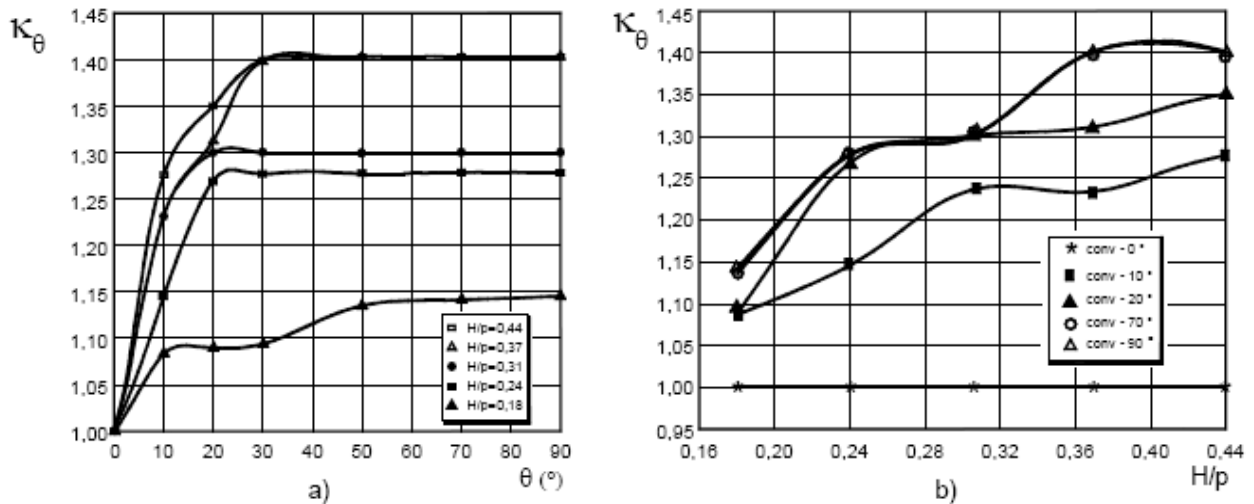


Figura 7.30 – Variação dos coeficientes de vazão das soleiras em labirinto em função do ângulo de convergência dos muros-guia e da relação H/P (Pinheiro, 2006a).

A convergência dos muros-guia é uma situação frequente. Tal também acontece nas Barragens do Marmelo e de Alfaiates (Figura 7.28b,d).

7.3.3.3. Alguns critérios de dimensionamento

Hay e Taylor (1971) recomendam os seguintes princípios de dimensionamento:

- se a carga relativa $H/P < 0,5$, não se deverá ultrapassar o valor $l/w = 4$;
- o parâmetro w/P deverá ser superior a 2 para os descarregadores com módulos trapezoidais e superior a 2,5 para os descarregadores com módulos triangulares; para $H/P < 2,5$, e para uma grande altura do descarregador P , a razão $w/P < 2$ é ainda aceitável.

O dimensionamento pode realizar-se de acordo com a marcha de cálculo seguinte:

- determinação da altura do descarregador P e da largura frontal do descarregador $B=nl$, função das condições locais;
- definição da carga máxima, H_{max} e do caudal máximo $Q_{max}=Q_i$;
- com P e B obtidos, determinar o caudal do correspondente descarregador frontal, Q_f ;
- calcular o desempenho Q_i/Q_f correspondente a H_{max}/P ;
- obtidos H/P e Q_i/Q_f determinar nos ábacos da Figura 7.31 o valor de l/w .

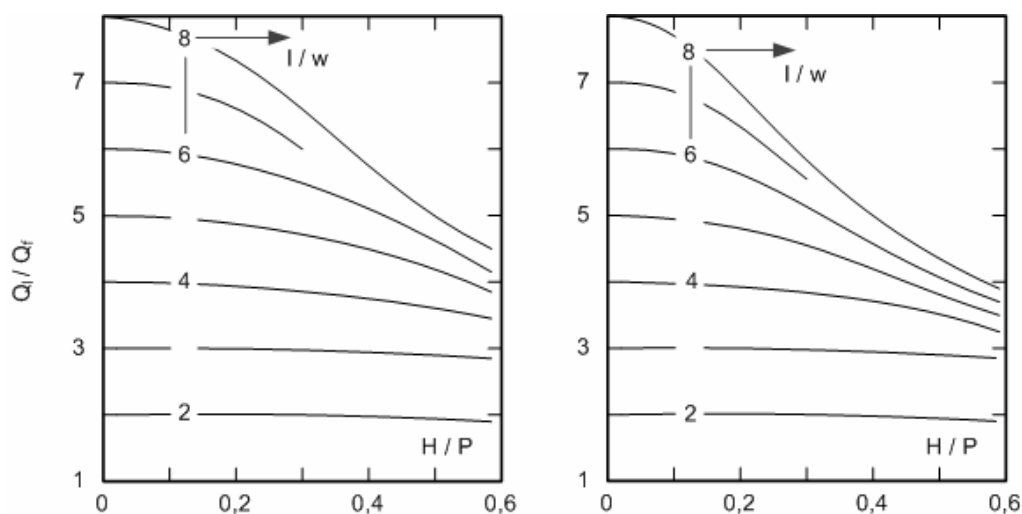


Figura 7.31 – Dimensionamento do descarregador em labirinto: a) de módulos triangulares ($w/P \geq 2,5$ e $\alpha_1 = \alpha_{1max}$); b) de módulos trapezoidais ($w/P \geq 2$ e $\alpha_1 = 0,75 \alpha_{1max}$) (Hay e Taylor, 1971).

Como nota final, pode assinalar-se que estes descarregadores provocam grande turbulência a jusante no canal evacuador, o que normalmente evita o desenvolvimento de ondas estacionárias oblíquas nas transições.

7.3.4. Descarregador do tipo poço

7.3.4.1. Características geométricas

A principal utilização das soleiras circulares em planta é nos evacuadores em poço. Neste tipo de soleiras, a alimentação é radial, desde que não haja interferências de fronteiras próximas (Figura 7.32a).

Este tipo de evacuadores situa-se completamente fora da barragem, o que os torna particularmente adequados para as barragens de aterro. A Figura 7.32b,c apresenta o exemplo da Barragem do Pego do Altar, uma barragem de enrocamento com cortina a montante, que apresenta um descarregador em poço não controlado por comportas.

Em geral, são implantados numa plataforma, a cujo contorno se procura dar a forma adequada, para garantir a alimentação radial. Quando os descarregadores em poço são implantados longe das encostas, em geral não existe plataforma próxima, e a estrutura, em torre, assume a forma de uma tulipa, pelo que também é usual designá-los por descarregadores em tulipa.

O descarregador em poço é fundamentalmente constituído por uma soleira descarregadora circular em planta, a que se segue um poço, habitualmente de diâmetro variável (decrecente no sentido descendente), seguido de uma galeria horizontal ou com pequena inclinação longitudinal (Figuras 7.11, 7.32c).

A forma geral da soleira é a do perfil WES com paramento de montante vertical, que tem na sua origem um descarregador de lâmina delgada, cilíndrico, de directriz circular (Figura 7.33).

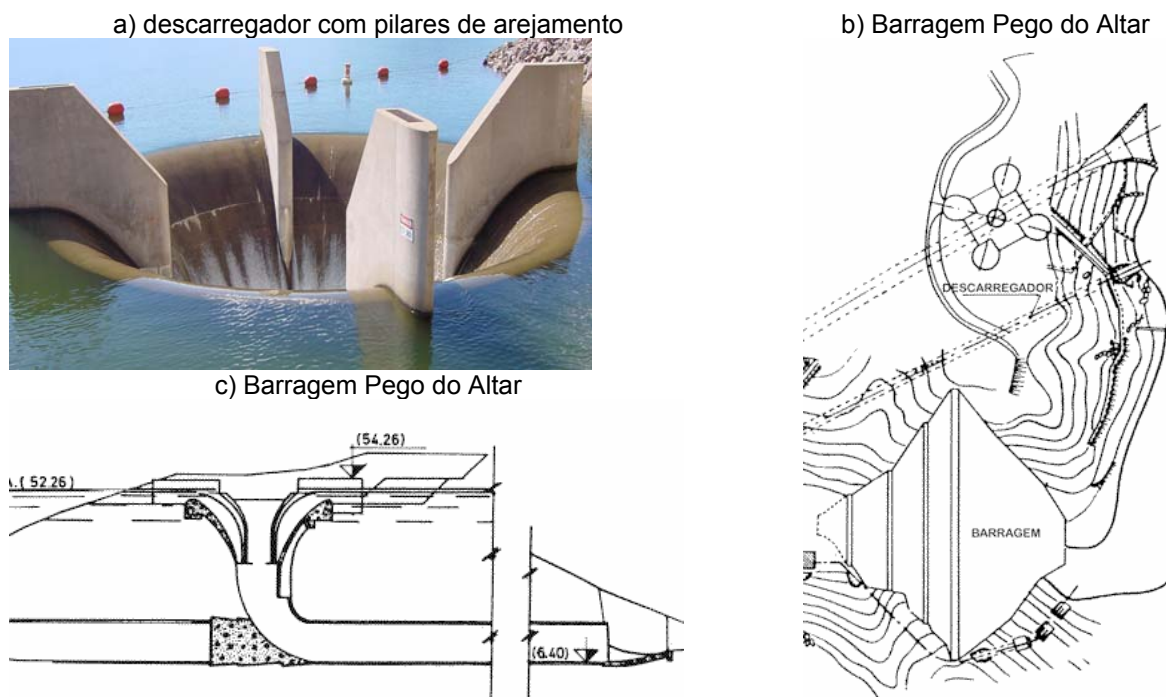


Figura 7.32 – Descarregadores em poço vertical.

A Figura 7.33 representa a notação usada. H_s representa a carga sobre a soleira delgada virtual de raio R_s , que originaria a veia líquida de altura h_s . O índice zero refere-se à soleira WES e, conforme já assinalado, considerando a carga hidráulica de dimensionamento. Note-se que as coordenadas (x,y) são agora referidas à soleira delgada e não à crista da soleira WES, como eram anteriormente (Figura 7.16); assim, na definição do perfil da soleira, as coordenadas dos seus diferentes pontos obtidas pela equação exponencial apresentada na Figura 7.16 deverão ser corrigidas, adicionando-se $0,2818 H_0$ ao eixo dos xx e subtraindo-se $0,136 H_0$ ao eixo dos yy (Figura 7.16). O traçado do perfil da superfície livre (USACE, 1959k; Lencastre, 1983), permite também determinar a posição do “Crotch”, que define a zona onde o escoamento começa a ocupar toda a secção transversal, o ponto mais alto do “Boil” (massa de água não interessada no escoamento, que se situa acima da zona do “Crotch”) e o encontro do “Crotch” com a face superior da veia líquida.

7.3.4.2. Funcionamento e leis de vazão

A carga hidráulica influencia o caudal sobre a soleira e no poço vertical. Basicamente, podem considerar-se as três situações de funcionamento dos descarregadores em poço que se apresentam esquematicamente na Figura 7.34.

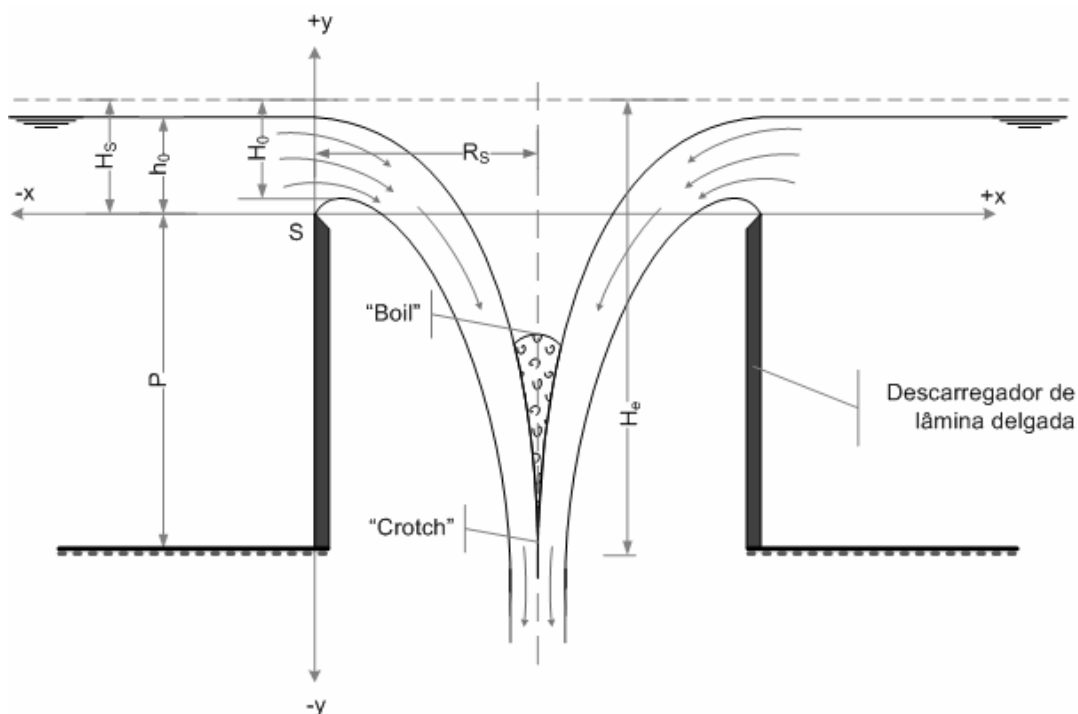


Figura 7.33 – Descarregadores em poço vertical. Nomenclatura.

i) *Funcionamento como descarregador livre* – o caudal cresce com a carga H sobre a soleira, de acordo com a lei de vazão característica das soleiras com escoamento livre e que, no caso das soleiras circulares em planta, toma a forma

$$Q = C_p L \sqrt{2g} H^{3/2} \quad , \quad (7.9)$$

em que o comprimento total da soleira é agora $L=2\pi R_s$ e C_p é o coeficiente de vazão do descarregador em poço. O caudal é apenas controlado pela soleira. A equação apresentada é válida para o intervalo $[a,d]$ da Figura 7.34. O escoamento é livre na soleira e no poço vertical e a galeria de saída funciona também com escoamento com superfície livre. A única diferença para a soleira WES retilínea é que o descarregador em poço apresenta valores muito mais baixos de coeficiente de vazão, devido à sua geometria particular (convergência dos filetes).

A soleira descarregadora é, em geral, dimensionada para uma carga para a qual o caudal é controlado pela soleira.

ii) *Funcionamento como orifício* – continuando a subir a carga H , o descarregador em poço passa a funcionar como um orifício. O acréscimo de caudal com H é agora menor. O poço está parcialmente em pressão, estando, contudo, o “Boil” localizado ainda dentro do poço. O caudal é agora controlado pela geometria do poço. As cargas hidráulicas correspondentes a este tipo de funcionamento situam-se no intervalo $[d,e]$ (Figura 7.34). A equação de vazão é:

$$Q = A_1 \sqrt{2gH} = \pi r_2^2 \sqrt{2gH} \quad , \quad (7.10)$$

em que r_2 é o raio do poço e A_1 é a correspondente área transversal.

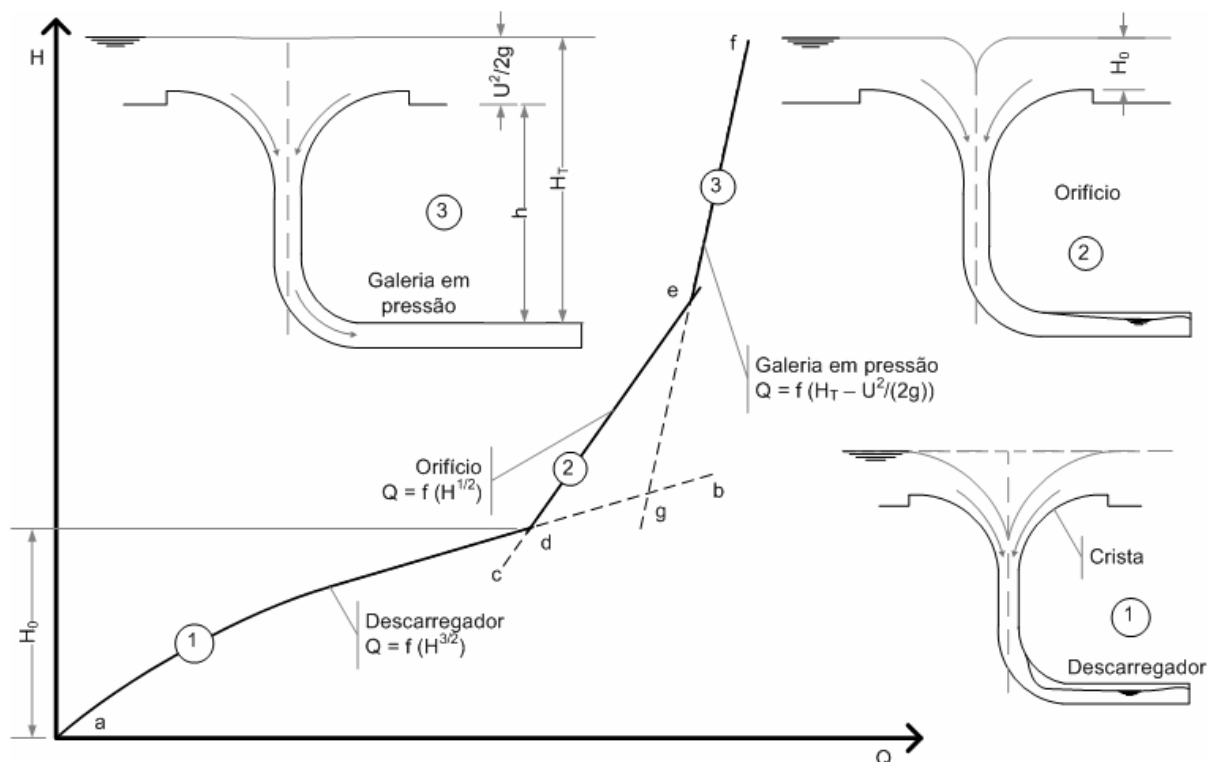


Figura 7.34 – Funcionamento dos descarregadores em poço e leis de vazão.

iii) *Funcionamento como galeria em pressão* – continuando a subir a carga H , todo o sistema evacuador passa a estar em pressão, isto é, o poço e a galeria de saída, passando o caudal a ser função da carga hidráulica disponível à saída da conduta (caudal controlado pela saída). Este funcionamento apresenta ainda maior risco que o anterior porque o aumento do caudal com a carga H é ainda menor (Figura 7.34). O caudal é determinado através da equação da energia:

$$H + z_1 = \alpha \frac{Q^2}{2gA_2} + \Delta H \quad (7.11)$$

em que os índices 1 e 2 referem, respectivamente e conforme já assinalado, as secções de montante, entrada do poço, e de jusante, saída da galeria, sendo A_2 a área transversal da galeria de saída portanto; $\alpha = 1,2$, devido à forte turbulência na galeria, e a perda de carga total ΔH considera a perda de carga contínua e as perdas de carga singulares:

- à entrada do poço, $0,05Q^2 / (2g\pi r_2^2)$;
- na curva (cotovelo) , $(0,13 + 1,8r_2^{7/2} / r_3) [Q^2 / (2gA_1^2)]$, em que r_3 é o raio da curvatura;
- à saída da galeria, $0,2[1 - (A_1 / A_2)^2] [Q^2 / (2gA_1^2)]$.

Independentemente do tipo de funcionamento, o coeficiente de vazão C_p correspondente à carga de dimensionamento H_0 para três valores diferentes de P/R_s , pode ser obtido através da Figura 7.35.

A variação de P , R_s e H_0 determina a variação da secção de controlo do caudal. Habitualmente, considera-se que (Sentürk, 1994):

- para $H_0 / R_s < 0,45$, o escoamento é controlado pela soleira;
- para $0,45 < H_0 / R_s < 1,00$, a soleira está parcialmente submersa por jusante e o controlo do escoamento é o correspondente à dos descarregadores com submersão parcial por jusante;
- para $H_0 / R_s \cong 1,00$, a soleira encontra-se com submersão total por jusante;
- para $H_0 / R_s > 1,00$, o escoamento passa a ser controlado pelo orifício (geometria do poço).

Na Figura 7. 35, é visível que, para um valor constante de H_0/R_s , C_p decresce quando aumenta o valor de P , quando nas soleiras rectilíneas (Figura 7.20) os dois parâmetros variam no mesmo sentido, o que se deve às diferenças ao nível da contracção do escoamento sobre a soleira.

7.3.4.3. Funcionamento da galeria de saída

A galeria de saída pode ser projectada para quatro diferentes tipos de funcionamento (Figura 7.36), dependendo da posição da sua saída relativamente à superfície livre a jusante, na linha de água.

A configuração da Figura 7.36d é a mais favorável do ponto de vista da estabilidade do escoamento na galeria e da prevenção das vibrações. A conduta de arejamento imediatamente a jusante da curvatura (Q_{av} é o caudal de ar que entra pela conduta de arejamento) e a entrada de ar pela extremidade da galeria permite o funcionamento desta em canal.

Conforme já assinalado, o deflector imediatamente a jusante da curva que concentra o escoamento na zona inferior da galeria e uma conduta vertical para arejamento do escoamento localizada a seguir ao deflector de forma a evitar as subpressões (Figura 7.36a) são dispositivos muito importantes, permitindo o estabelecimento de uma secção de controlo para o poço e para a curva e, ao mesmo tempo,

estabilizando o escoamento em pressão (Figura 7.36b) ou com superfície livre na galeria (Figura 7.36c), com ressalto hidráulico estável.

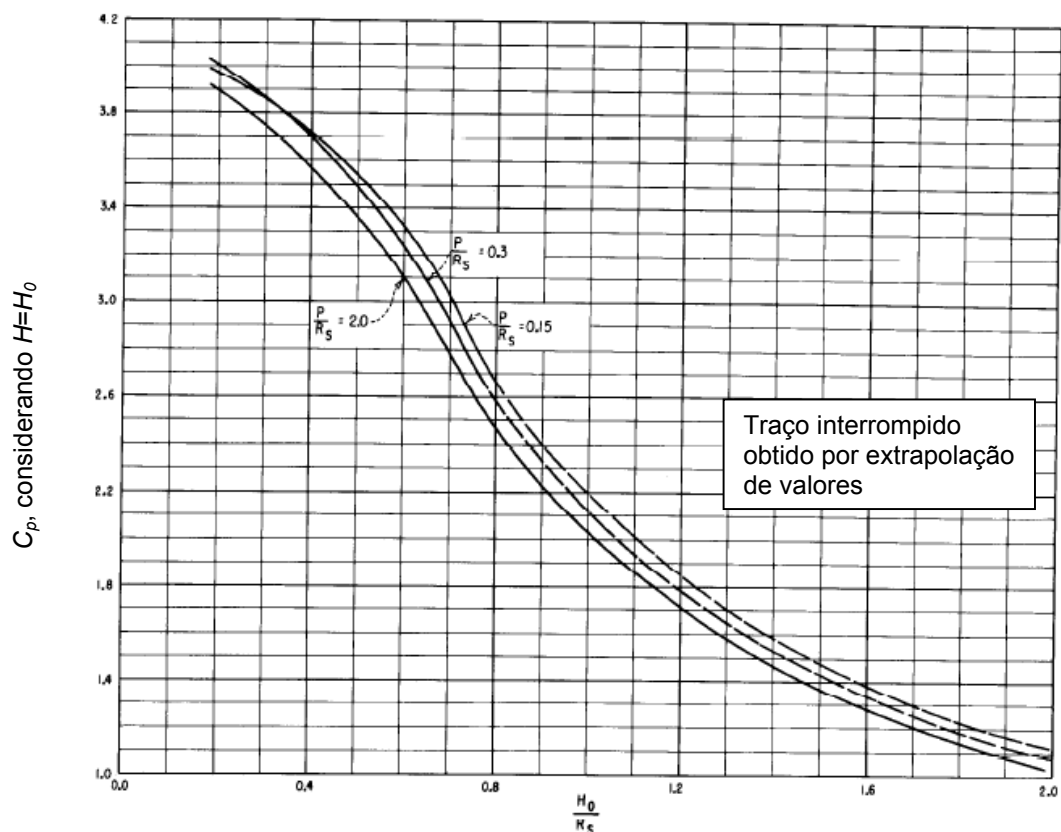


Figura 7.35 – Coeficientes de vazão dos descarregadores em poço vertical (USBR, 1987; USACE, 1959).

7.3.5. Descarregador lateral - canal colector

7.3.5.1. Apresentação geral

O descarregador lateral para canal colector é uma solução que pode ser usada quando não é possível ou desejável a utilização de um descarregador frontal sobre a barragem seguido de canal evacuador, o que acontece nas barragens de aterro. Quando é necessário um descarregador de grande desenvolvimento para reduzir a carga sobre a soleira e o vale é apertado com vertentes altas e abruptas na zona dos encontros da barragem, a solução descarregador lateral para canal colector é, muitas vezes, a melhor solução.

O descarregador é colocado fora e lateralmente à barragem e, na maioria das vezes, na direcção perpendicular ao seu eixo longitudinal. O caudal é descarregado para o canal colector que acompanha paralelamente o descarregador em todo o seu comprimento, sendo o canal colector continuado pelo canal evacuador, por uma conduta ou por um túnel inclinado. A Figura 7.37 apresenta a solução mais usual, em que o evacuador de cheias é constituído por um descarregador lateral – canal colector, este é continuado

por um canal evacuador que termina numa bacia de dissipação de energia na linha de água a jusante da barragem.

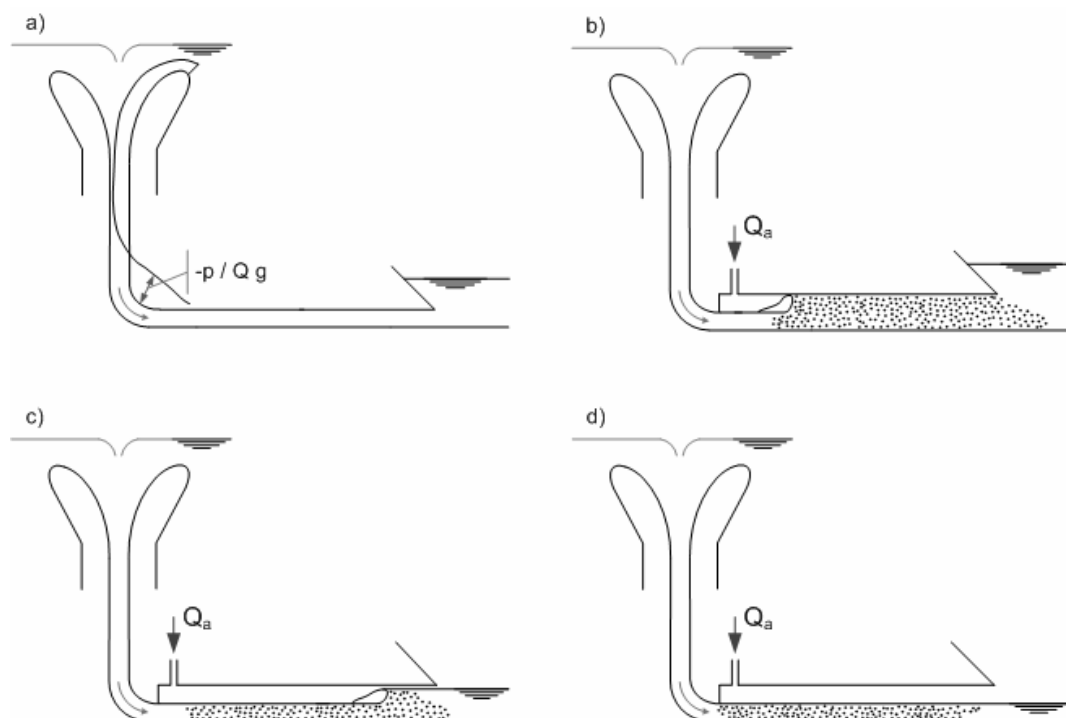


Figura 7.36 – Regimes de funcionamento da galeria de saída dos evacuadores em poço.

A Figura 7.38 apresenta o descarregador lateral – canal colector da Barragem de Altona (Alemanha), uma barragem de terra. A soleira é do tipo WES, o que acontece na maioria destas situações, e o canal colector é continuado por um canal evacuador, um canal de declive forte ao contrário daquele que, por norma, é um canal de declive fraco para que haja uma boa “almofada de água” que ajude a dissipar a energia dos escoamentos recebidos lateralmente e a sua boa difusão.

O caudal cresce proporcionalmente ao longo do canal colector, desde zero até ao valor do caudal total descarregado na secção mais a jusante do canal e o escoamento no seu interior é um dos exemplos típicos de regolfo com caudal variável (crescente, no caso) ao longo do percurso.

7.3.5.2. Regolfo com caudal variável ao longo do percurso. Canal colector.

Apesar de as alturas de água no interior do canal colector deverem, pelas razões assinaladas, ser relativamente elevadas, a agitação tumultuosa da corrente e, particularmente, da sua superfície livre, será sempre grande, devendo, portanto, o conceito de regolfo ser entendido como a curva média da superfície livre.

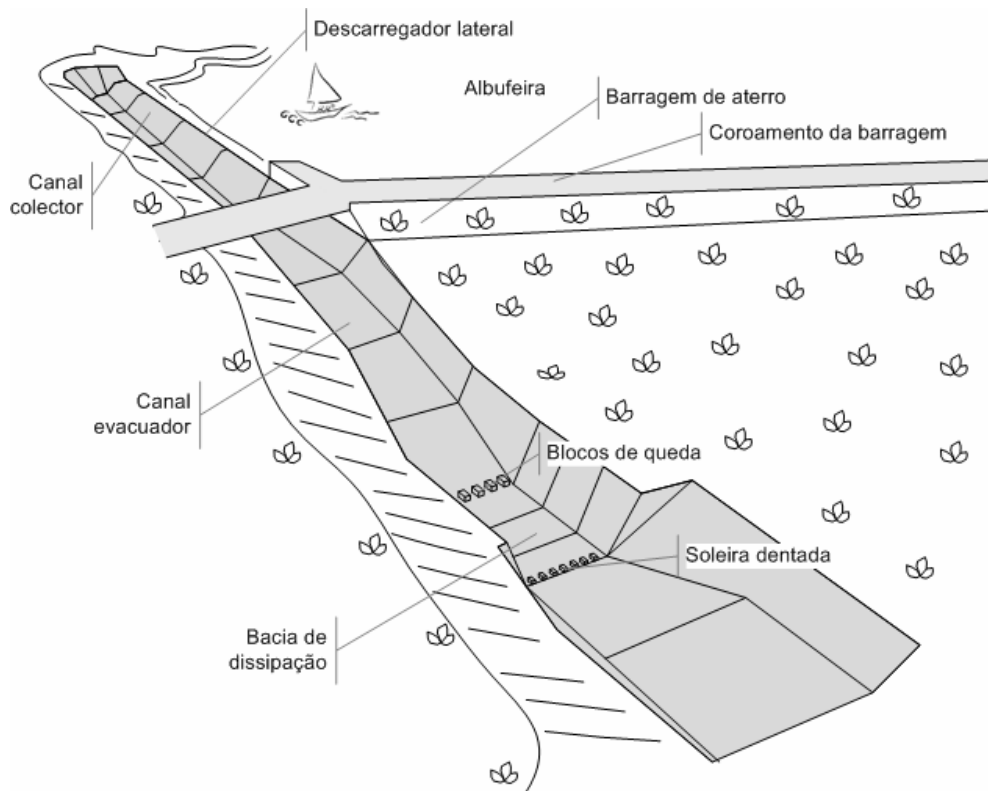


Figura 7.37 – Evacuador de cheias com descarregador lateral – canal coletor.



Figura 7.38 – Evacuador de cheias da Barragem de terra de Altona, do tipo descarregador lateral – canal coletor.

O cálculo do regime gradualmente variado com caudal variável ao longo do percurso é particularmente complexo, uma vez que na sua equação final aparecem parcelas com variações de caudal e distribuição de velocidades que dificultam a sua resolução (Barbosa, 1986). É, por isso, habitual, recorrer a métodos simplificados para a sua resolução, aplicáveis às situações concretas mais correntes,

que dizem respeito ao canal colector e ao canal descarregador lateral. Para o canal colector, as hipóteses simplificativas usuais são as seguintes (Manzanares, 1980):

- o líquido descarregado para o canal colector não contribui para a variação da quantidade de movimento total do escoamento que nele tem lugar; esta hipótese será verdadeira se e só se a crista do descarregador for paralela à direcção do escoamento no canal colector e se a alimentação ao descarregador se fizer frontalmente (perpendicularmente), porque só assim se pode concluir que a componente da quantidade de movimento do escoamento que entra no canal segundo o seu eixo longitudinal é nula;
- as forças tangenciais resistentes ao longo da fronteira física compensam a componente do peso do líquido no sentido do escoamento; hipótese característica do regime uniforme, também usual no cálculo do regolfo com caudal constante, e que terá boa aproximação quando o escoamento em cada secção se aproximar das condições que corresponderiam ao regime uniforme (regime uniforme tangente, Varennes, 1975); esta hipótese terá boa aceitação no caso dos escoamentos supercríticos em canais de declive forte e nos escoamentos fluviais em canais de declive fraco);
- os coeficientes de Coriolis e de Boussinesq ou da quantidade de movimento (α') são unitários.

Considere-se a equação da quantidade de movimento total (ou impulsão total) na forma

$$M = \gamma A h_G + \alpha' \frac{\gamma}{g} \frac{Q^2}{A} \quad , \quad (7.12)$$

em que h_G é a profundidade do centro de gravidade da secção líquida transversal A . A primeira hipótese simplificada apresentada, determina que

$$\frac{dM}{dx} = 0 \quad . \quad (7.13)$$

No caso do canal prismático ($\partial A / \partial x = 0$; $\partial(Ah_G) / \partial x = 0$) e tendo em conta que $dQ / dx \neq 0$ e $\alpha' = 1$, a derivação de M em ordem a x conduz a

$$\frac{dM}{dx} = \gamma A \frac{dh}{dx} + 2 \frac{\gamma}{g} \frac{Q}{A} \frac{dQ}{dx} - \frac{\gamma}{g} \frac{Q^2}{A^2} B \frac{dh}{dx} \quad . \quad (7.14)$$

Para isso, é necessário ter em conta que

$$\frac{dA}{dx} = \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial h} = \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial h} \frac{dh}{dx} = \frac{\partial A}{\partial x} + B \frac{dh}{dx} \quad (7.15)$$

$$\frac{\partial(Ah_G)}{\partial h} = \frac{\partial}{\partial h} \left(Bh_m \frac{h_m}{2} \right) = Bh_m = A \quad , \quad (7.16)$$

Tendo em conta a equação (7.13) e explicitando a equação (7.14) em ordem a dh/dx , após algumas simplificações, obtém-se a equação diferencial do regolfo

$$\frac{dh}{dx} = - \frac{2 \frac{Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx}}{1 - \frac{Q^2 B}{gA^3}} \quad . \quad (7.17)$$

Tendo em conta que o Número de Froude pode ser definido como $F_r = U / \sqrt{gh_m}$, a equação (7.17) pode tomar a forma

$$\frac{dh}{dx} = - \frac{2 \frac{Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx}}{1 - F_r^2} \quad . \quad (7.18)$$

No canal colector, $dQ/dx > 0$, sendo $dQ/dx < 0$ no canal descarregador lateral.

A equação (7.18) traduz a constância da impulsão total. Por isso, o regolfo pode ser obtido através da relação $h = h(Q)$ para M constante. Para o canal colector, se se traçarem as relações $h = h(Q)$ no plano (h, Q) , respectivamente, nas abcissas x_1 e x_2 , a curva de regolfo entre essas abcissas mostra que, para o regime lento, a um maior caudal (Q_2 na abcissa x_2) corresponde uma menor altura de água e inversamente para o regime rápido. Em regime lento, a altura de água diminui para jusante ao longo da curva CC1 (Figura 7.39) e, em regime rápido, cresce para jusante ao longo da curva CC2 (Figura 7.39). De facto, da equação (7.18) pode retirar-se que

Regime lento $\rightarrow F_r < 1 \rightarrow dh/dx < 0 \rightarrow h$ desce quando x aumenta;

Regime rápido $\rightarrow F_r > 1 \rightarrow dh/dx > 0 \rightarrow h$ sobe quando x aumenta.

A equação (7.17) pode ser integrada numericamente através da técnica de diferenças finitas, considerando que, para as sucessivas secções de cálculo vizinhas 1 e 2 (afastadas entre si de um valor Δx necessariamente pequeno), o diferencial é substituído pela diferença (por exemplo, $dQ \approx \Delta Q = Q_2 - Q_1$) e que as variáveis são substituídas pelo seu valor médio entre as duas secções de cálculo (por exemplo, $A \approx (A_1 + A_2) / 2$).

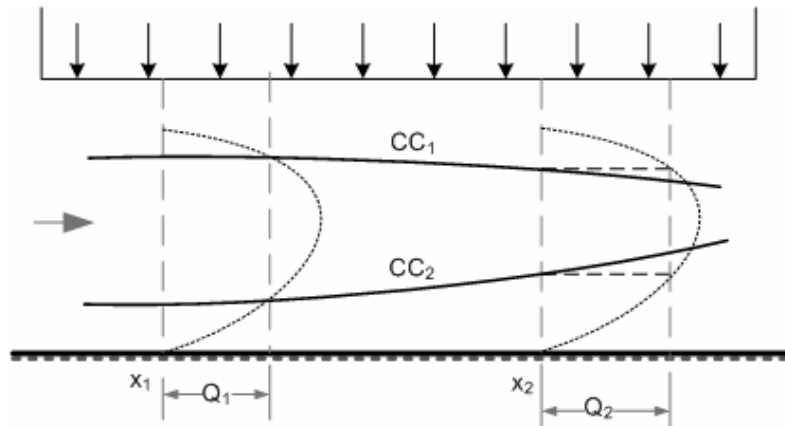


Figura 7.39 – Curvas de regolfo num canal colector.

A equação (7.17), após transformação, vem

$$dh = 2Q dQ \left(\frac{A}{Q^2 B - gA^3} \right) \quad , \quad (7.19)$$

que, após aplicação das aproximações numéricas de diferenças finitas (Chow, 1983), fica

$$\Delta h = \frac{Q_1 (U_1 + U_2)}{g (Q_1 + Q_2)} \left[(U_2 - U_1) + U_2 \frac{(Q_2 - Q_1)}{Q_1} \right] \quad . \quad (7.20)$$

Esta equação numérica pode ser resolvida iterativamente. Conhecidos Q_1 e Q_2 , a altura de água h_1 é determinada, conhecida que seja h_2 (marcha de cálculo usual em regime fluvial) ou então é determinada h_2 conhecida h_1 (marcha de cálculo habitual em regime rápido).

Quando não seja aceitável a segunda hipótese simplificativa apresentada para o cálculo de curva de regolfo em canais colectores, a equação (7.13) vem

$$\frac{dM}{dx} = \gamma A (I - J) \quad , \quad (7.21)$$

em que I é o declive longitudinal do rasto do canal. Atendendo à equação (7.14), a equação (7.21), após transformações, vem

$$\frac{dh}{dx} = - \frac{2 \frac{Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx} - (I - J)}{1 - \frac{Q^2 B}{gA^3}} \quad , \quad (7.22)$$

equivalente à equação (7.17). A equação equivalente à equação (7.20) vem

$$\Delta h = \frac{Q_1}{g} \frac{(U_1 + U_2)}{(Q_1 + Q_2)} \left[(U_2 - U_1) + U_2 \frac{(Q_2 - Q_1)}{Q_1} \right] + (I - J)\Delta x \quad . \quad (7.23)$$

Tendo em conta que

$$\Delta Z = \Delta h + I\Delta x \quad , \quad (7.24)$$

em que ΔZ representa a variação da cota da superfície livre e $\Delta z = I\Delta x$ representa a variação da cota geométrica do rasto do canal, a equação (7.23) pode ficar

$$\Delta Z = \frac{Q_1}{g} \frac{(U_1 + U_2)}{(Q_1 + Q_2)} \left[(U_2 - U_1) + U_2 \frac{(Q_2 - Q_1)}{Q_1} \right] + J\Delta x \quad . \quad (7.25)$$

Muitas vezes, no cálculo do regolfo em canais colectores, para as situações do regime supercrítico em canal de declive forte ou de regime fluvial em canal de declive fraco, usa-se uma equação intermédia entre as equações (7.20) e (7.25), isto é, a equação (7.25) sem o termo $J\Delta x$. A perda de carga unitária na expressão numérica é a média aritmética das cargas unitárias nas secções de cálculo 1 e 2, ambas determinadas através de uma equação de resistência empírica, como a de Chézy ou a de Gauckler-Manning-Strickler.

Conforme já assinalado, é conveniente que no canal colector as alturas de água sejam relativamente altas para se garantir uma boa “almofada de água” que ajude a dissipar a energia dos escoamentos entrados lateralmente e, por outro lado, para reduzir a correspondente altura de queda. Assim, habitualmente, o canal colector apresenta um declive fraco e o estabelecimento de uma secção de controlo na sua passagem para o canal evacuador vai garantir que no seu interior o escoamento se dê em regime fluvial.

A secção transversal do canal colector será determinada, num dos lados, pela geometria da soleira descarregadora e, no outro, pelas condições locais. Devido à turbulência e às vibrações determinadas pelos caudais afluentes laterais, o canal exige boas fundações, por exemplo rocha de boa qualidade para ser directamente ancorado na rocha, sendo sempre construído em betão. A secção trapezoidal é a secção transversal usual, com uma relação altura/largura elevada pelas razões já apresentadas. Esta relação e o declive longitudinal dos canais são definidos tendo ainda em conta a necessidade de ser estabelecida a secção de controlo a jusante, para controlar o escoamento fluvial no canal colector e o escoamento supercrítico no canal evacuador.

7.4. Exemplos de aplicação

Exercício 7.1: O caudal de dimensionamento de uma soleira WES é $200 \text{ m}^3/\text{s}$. Qual a largura a dar à soleira de paramento de montante vertical, sabendo que a carga máxima é de 2 m , que $H/H_0=1,4$ e que dois pilares com larguras de 1 m e um coeficiente de contracção $k_p = 0,025$ dividem a soleira em três vãos.

Resolução:

Comprimento total disponível para o escoamento = 30 m ; comprimento útil da soleira = $30,2 \text{ m}$; comprimento total da soleira (incluindo os dois pilares) = $32,2 \text{ m}$; geometria da soleira de acordo com a Figura 7.16

Exercício 7.2: Uma soleira do tipo WES com paramento de montante vertical e com um comprimento de 200 m foi projectada para uma carga de $2,8 \text{ m}$. Quais os caudais correspondentes às cargas de $0,40 \text{ m}$ e $1,50 \text{ m}$ e qual o caudal máximo que poderá ser escoado sem riscos de cavitação.

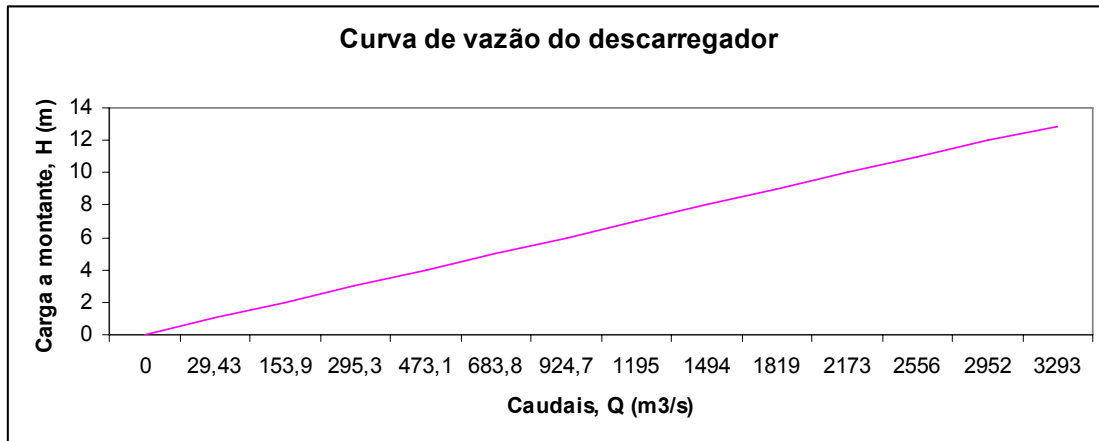
Resolução:

$H=0,40 \text{ m} \rightarrow Q=97 \text{ m}^3/\text{s}$; $H=1,50 \text{ m} \rightarrow Q=774,7 \text{ m}^3/\text{s}$; Caudal máximo sem risco de cavitação, $2208,2 \text{ m}^3/\text{s}$ ($H=2,80 \text{ m}$)

Exercício 7.3: Definir a curva de vazão de uma soleira WES com paramento de montante vertical, com $30,48 \text{ m}$ de comprimento. A soleira não possui pilares e a respectiva carga de dimensionamento é $9,15 \text{ m}$. A sua crista está à cota $365,76 \text{ m}$ e o leito do rio a jusante da soleira está à cota $338,33 \text{ m}$. A albufeira é relativamente profunda e larga, podendo-se desprezar a velocidade do escoamento no canal de aproximação.

Resolução:

Cota (m)	H (m)	H/H ₀ (-)	C _w (-)	Q (m ³ /s)	Cota (m)	H (m)	H/H ₀ (-)	C _w (-)	Q (m ³ /s)
365,76	0	0	0	0	372,76	7	0,765	0,478	1195,197
366,76	1	0,109	0,218	29,432	373,76	8	0,874	0,489	1493,855
367,76	2	0,219	0,403	153,892	374,76	9	0,984	0,499	1818,984
368,76	3	0,328	0,421	295,344	375,76	10	1,093	0,509	2173,113
369,76	4	0,437	0,438	473,073	376,76	11	1,202	0,519	2556,353
370,76	5	0,546	0,453	683,782	377,76	12	1,311	0,526	2952,039
371,76	6	0,656	0,466	924,650	378,51	12,81	1,400	0,532	3293,061



Exercício 7.4: Considere-se uma soleira descarregadora em labirinto com um comprimento total de crista de 40 m, inserida num canal rectangular com 12,5 m de largura. Determinar a profundidade a montante do descarregador necessária para que o caudal de 132 m³/s seja escoado com uma carga hidráulica de 1,5 m. Comentar o valor obtido do ponto de vista construtivo e propor eventuais alterações de geometria da soleira tendo em vista a definição de uma melhor solução construtiva.

Resolução:

$$Cl = 1,30 \rightarrow H/P = 0,15 \rightarrow P = 10m.$$

Exercício 7.5: Considere-se uma soleira descarregadora em labirinto com um caudal de dimensionamento de 76 m³/s a que lhe corresponde uma carga hidráulica de 1,0 m instalado num canal rectangular com uma largura de 15 m. Definir uma solução considerando as soleiras em labirinto; considere-se que o coeficiente de vazão do descarregador frontal correspondente é determinado através da equação de Rehbock.

$$C_f = 0,4023 \left[1 + \frac{0,135H}{P} \right] \left[1 + \frac{0,0011}{H} \right]^{-3/2}$$

Resolução:

Para $P=2,5$ m e considerando os módulos triangulares, vem uma solução com dois módulos, cada um com um comprimento de 21,75 m. $H/P=1/2,5$ e $Q_l/Q=2,7$, vem $l/w=2,9$; para $w/P > 2,5 \rightarrow$ vem $w=15/2$ m, donde $l=21,75$ m.

Exercício 7.6: Um sistema evacuador de uma barragem é constituído por um descarregador lateral do tipo WES, com 15 m de comprimento, que descarrega para canal colector a que se segue um canal evacuador rectangular com 3 m de largura. Para que as alturas de água no canal colector sejam relativamente altas de forma a haver uma boa mistura dos caudais que entram lateralmente, reduzir as velocidades de escoamento no seu interior e evitar a possibilidade de ocorrência de regimes rápidos, sobretudo para os pequenos caudais, definiu-se um declive longitudinal de 1% para este canal.

O canal colector tem uma secção transversal trapezoidal, com uma largura do rasto de 3 m e as espaldas inclinadas a 1:2 (H:V). Entre o canal evacuador e o canal colector há uma pequena transição gradual que faz a

passagem da secção trapezoidal para a secção rectangular, podendo considerar-se que as perdas de energia a que dará origem serão equivalentes a 20% das diferenças de altura cinética nos seus extremos. Sabendo que o caudal máximo será de $120 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, determinar para este caudal:

- a) a altura de água à entrada do canal evacuador;
- b) a altura de água no início da transição entre os dois canais considerado;
- c) a curva de regolfo no canal colector, considerando que a cota na secção inicial do canal evacuador é 100 m e que a pequena transição para o canal colector tem rasto horizontal.

Resolução:

alínea a)

A entrada do canal evacuador é uma secção de controlo que faz o controlo do escoamento rápido para jusante e do escoamento lento para montante. Nessa secção, o escoamento será necessariamente crítico. Assim:

$$q = \frac{Q}{B} = \frac{120}{3} = 40 \text{ m}^2\text{s}^{-1}; \quad h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 5,47 \text{ m}^2\text{s}^{-1}$$

alínea b)

O teorema de Bernoulli aplicado entre as duas secções extremas da transição, respectivamente, a de montante, secção A-A', e a de jusante, secção crítica, vem:

$$E_{A-A'} = E_c + 0,20 \left(\frac{U_c^2}{2g} - \frac{U_{A-A'}^2}{2g} \right)$$

em que E é a energia específica do escoamento. Substituindo, a equação de Bernoulli fica

$$h_{A-A'} + \frac{U_{A-A'}^2}{19,61} = 8,20 \text{ m} + 0,20 \times 2,73 \text{ m} - 0,20 \frac{U_{A-A'}^2}{2g} \rightarrow h_{A-A'} + 1,2 \frac{U_{A-A'}^2}{19,61} = 8,75 \text{ m}$$

Arbitrando sucessivos valores a $h_{A-A'}$ até se garantir a igualdade anterior, vem $h_{A-A'} = 8,50 \text{ m}$.

alínea c)

Considerando as secções de cálculo A-A', B-B', C-C', D-D', E-E' e F-F', respectivamente, como secção de jusante e secções a 3, 6, 9, 12 e 14 m a montante de A-A', o Quadro seguinte apresenta os valores das alturas de água obtidas para as secções de cálculo consideradas, resolvendo iterativamente a equação do regolfo com caudal variação na forma (OBS: na equação, os índices 1 e 2, representam, respectivamente, a secção de montante e a secção de jusante)

$$\Delta Z = \frac{Q_1}{g} \frac{(U_1 + U_2)}{(Q_1 + Q_2)} \left[(U_2 - U_1) + U_2 \frac{(Q_2 - Q_1)}{Q_1} \right]$$

Secção	Δx (m)	z (m)	ΔZ (m)	Z (m)	h (m)	A (m ²)	Q (m ³ s ⁻¹)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
A-A'	-	100,00	-	108,50	8,50	61,63	120
B-B'	3	100,03	0,20	108,70	8,67	63,60	96
			0,15	108,65	8,62	63,01	
C-C'	3	100,06	0,20	108,85	8,79	65,00	72
			0,10	108,75	8,69	63,83	
D-D'	3	100,09	0,20	108,95	8,86	65,83	48
			0,05	108,80	8,71	64,06	
			0,07	108,82	8,73	64,39	
E-E'	3	100,12	0,05	108,87	8,75	64,53	24
F-F'	2	100,14	0,03	108,90	8,76	64,65	8
			0,01	108,88	8,74	64,41	

(continuação)

Secção	U (ms ⁻¹)	$\frac{Q_1}{g(Q_1 + Q_2)}$ (m ⁻¹ s ²)	$U_1 + U_2$ (ms ⁻¹)	$U_2 - U_1$ (ms ⁻¹)	$U_2 \frac{(Q_2 - Q_1)}{Q_1}$ (ms ⁻¹)	ΔZ (m)	OBS
(1)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
A-A'	1,95	-	-	-	-	-	-
B-B'	1,51	0,04535	3,46	0,44	0,4875	0,15	baixo
	1,52		3,47	0,43		0,15	OK
C-C'	1,11	0,04373	2,63	0,41	0,5067	0,11	baixo
	1,13		2,65	0,39		0,10	OK
D-D'	0,73	0,04082	1,84	0,40	0,5650	0,07	baixo
	0,75		1,88	0,38		0,07	alto
	0,75		1,88	0,38		0,07	OK
E-E'	0,37	0,03472	1,12	0,38	0,75	0,04	OK
F-F'	0,12	0,02604	0,49	0,25	0,74	0,01	baixo
	0,13		0,50	0,24		0,01	OK

Coluna 1. Secções de cálculo consideradas.

Coluna 2. Distância entre a secção de cálculo corrente e a anterior.

Coluna 3. Cota do rasto do canal na secção de cálculo corrente.

Coluna 4. Variação da cota da superfície livre arbitrada para a secção de cálculo corrente.

Coluna 5. Cota da superfície livre correspondente à variação arbitrada na coluna 4.

Coluna 6. Altura de água determinada tendo em conta os valores das colunas 3 e 5: $h = Z - z$.

Coluna 7. Área líquida transversal correspondente a h da coluna 6.

Coluna 8. Caudal acumulado até à secção de cálculo corrente, desde a origem do canal (secção A-A').

Coluna 9. Velocidade média do escoamento na secção de cálculo corrente, determinada com os valores das colunas 8 e 7: $U=Q/A$.

Colunas 10, 11, 12 e 13. Valores parcelares da equação (7.25) sem o termo $J\Delta x$.

Coluna 14. Valor calculado de ΔZ , usando os valores das colunas 10,11,12 e 13 na equação (7.25) sem o termo $J\Delta x$.

Coluna 15. Comparação entre os valores calculado e arbitrado para ΔZ , respectivamente, nas colunas 14 e 4: se o valor calculado for maior que o arbitrado, arbitrar um valor mais alto, se, depois, os dois já forem iguais ou a sua diferença for menor que um erro de fecho pré-definido, parar o cálculo e passar à secção seguinte, se não, continuar até os dois valores convergirem; procedimento semelhante se deverá fazer quando o valor calculado for menor que o arbitrado, sendo agora necessário reduzir o valor arbitrado.

8. DISSIPADORES DE ENERGIA

8.1. Considerações gerais

As barragens criam desníveis entre os planos de água a montante e a jusante que são, muitas vezes, consideráveis. A saída de água da albufeira através da descarga de fundo, da tomada de água, do circuito hidráulico da central hidroeléctrica ou do evacuador de cheias, pressupõe a perda de energia do escoamento correspondente ao desnível existente.

Nas centrais hidroeléctricas, a energia cinética nos circuitos hidráulicos é transformada em energia mecânica que acciona a turbina e esta em energia eléctrica, no gerador. Quando não existe turbina, a energia potencial na albufeira é transformada apenas em energia cinética que deverá ser dissipada a jusante da barragem, por meio de turbilhões, de preferência sem originar erosões no leito do rio e sem danificar as obras ou equipamentos instalados nas proximidades. Essa dissipação é uma transformação da energia cinética da água em energia de turbulência e, no final, em calor por efeito do atrito interno do escoamento e do atrito deste com as fronteiras.

Em muitas situações, procura confinar-se a dissipação de energia em estruturas que dispõem de revestimentos de protecção, de forma a evitar a erosão das paredes pela turbulência associada à dissipação. Apesar disso, a jusante das estruturas de dissipação, que têm ainda como objectivo importante acentuar a perda de energia, o escoamento apresenta contudo, na maioria das vezes, uma certa energia residual em relação às condições naturais na linha de água a jusante, que vai diminuindo à medida que o escoamento se aproxima das condições naturais (Figura 8.1). Na Figura 8.1, ΔH_m , ΔH_r e ΔH_j representam, respectivamente, as perdas de energia a montante do ressalto hidráulico, no ressalto e a jusante.

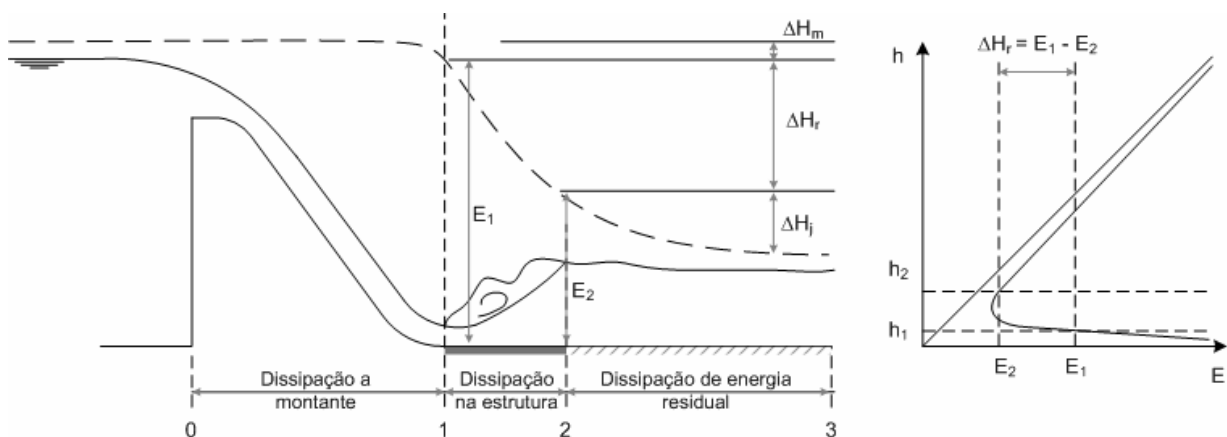


Figura 8.1. Linha de energia num sistema evacuador de cheias de uma barragem.

A Figura 8.2 apresenta uma barragem de gravidade com o evacuador sobre a barragem, com controlo e com guiamento da veia líquida terminando numa bacia de dissipação, em pleno funcionamento. É ainda bem visível a turbulência à saída da bacia.



Figura 8.2. Evacuador de cheias sobre a barragem e terminando em bacia de dissipação, em funcionamento.

As estruturas de dissipação de energia mais usadas são:

- bacias de dissipação por ressalto hidráulico;
- bacias de dissipação em concha de rolo (“roller bucket”);
- bacias de dissipação de impacto;
- macrorugosidades.

Além destes tipos, são ainda adoptadas estruturas do tipo salto de esquí, queda livre e jactos cruzados, que se apresentaram muito sumariamente no capítulo 7.

O Bureau of Reclamation dos E.U.A. estudou, de forma sistemática, este problema, tendo definido um conjunto normalizado de dez estruturas de dissipação de energia correspondentes aos quatro tipos apresentados, que passaram a ser a principal referência na área e que, para as condições definidas, permitem a sua utilização sem necessidade de realização de ensaios hidráulicos (USBR, 1974). Estas estruturas normalizadas destinam-se, fundamentalmente, a pequenas barragens ou outras obras de pequena dimensão. Serão as únicas que se apresentarão no presente capítulo.

8.2. Ressalto hidráulico em canais rectangulares

O ressalto hidráulico é o fenómeno do escoamento que consiste numa sobrelevação brusca da superfície livre numa corrente permanente (regime rapidamente variado) que se dá na passagem do regime rápido a regime lento e que ocupa uma posição fixa, sendo acompanhado de agitação mais ou menos pronunciada e de grandes perdas de energia.

O ressalto hidráulico pode também ser definido como a frente de onda estacionária (que se deslocava de jusante para montante), alimentada pela permanência da perturbação a jusante e que se

imobilizou no leito por a sua celeridade nessa secção igualar a velocidade média da corrente permanente de montante.

A Figura 8.3 apresenta dois exemplos de ressaltos hidráulicos, um numa bacia de cozinha com um caudal não superior a um décimo de litro por segundo e outro no evacuador de cheias da Barragem de Itaipú (Brasil), com um caudal na ordem dos milhares de metros cúbicos por segundo (caudal de dimensionamento de $62200 \text{ m}^3/\text{s}$). O fenómeno hidráulico é o mesmo, apesar de, em termos de caudais, o gradiente ser superior a um para dez milhões.



Figura 8.3. Ressaltos hidráulicos.

A Figura 8.4 apresenta as alturas conjugadas do ressalto (alturas de água imediatamente a montante e a jusante) e as diferentes formas deste. O ressalto hidráulico é geralmente caracterizado pelo Número de Froude da corrente rápida de montante que, para canais rectangulares, é definido por

$$F_{r1} = \frac{U_1}{\sqrt{gh_1}} \quad (8.1)$$

Para valores de F_{r1} inferiores ou iguais a 1, o regime é lento ou crítico e não há ressalto. Para valores entre $1 < F_{r1} \leq 1,7$, é muito pequena a diferença das alturas conjugadas e o ressalto é caracterizado por ligeiro enrugamento na superfície livre, pouco diferente do que se observa no regime crítico – *ressalto ondulado*. Para valores compreendidos entre $1,7 \leq F_{r1} < 2,5$, nota-se o mesmo fenómeno, embora mais acentuado, aparecendo já pequenos turbilhões superficiais – *ressalto fraco*. Para valores entre $2,5 \leq F_{r1} < 4,5$, o escoamento tem carácter pulsatório, a maior turbulência ocorre, ora junto ao fundo, ora à superfície – *ressalto oscilante*; cada pulsação produz uma onda de período irregular que, na natureza, se pode propagar muito para jusante, o que pode ocasionar estragos nas margens e/ou nos equipamentos. Para valores compreendidos entre $4,5 \leq F_{r1} < 9,0$, o ressalto é bem caracterizado e

* Em canais rectangulares, $h_m = h$.

localizado – *ressalto estável*. Para valores $F_{r1} > 9,0$, notam-se massas de água que rolam para baixo no início do ressalto e caem sobre a corrente rápida de montante de maneira intermitente, provocando novas ondulações para jusante – *ressalto forte* (Lencastre, 1983; USBR, 1974).

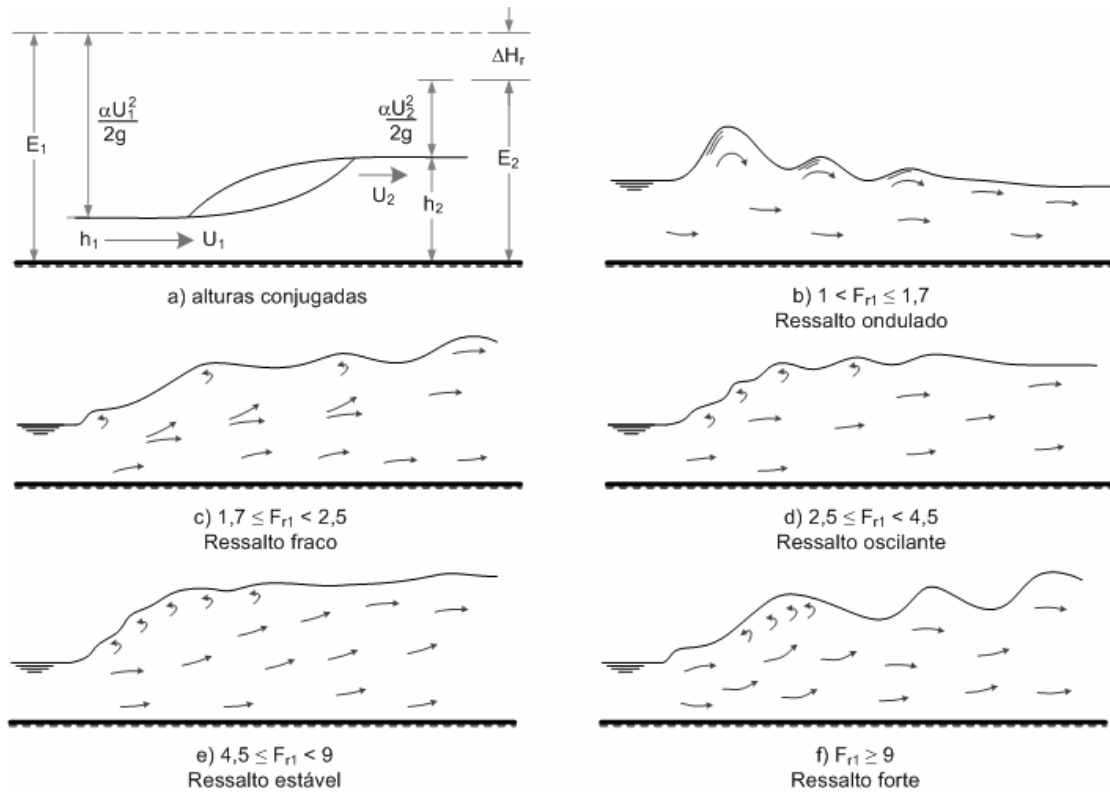


Figura 8.4. Formas do ressalto hidráulico (adaptado de Lencastre, 1983).

A aplicação do teorema de Euler ao volume líquido compreendido entre as secções 1 e 2 (Figura 8.4a) num canal prismático conduz a

$$M_1 = M_2 \quad (8.2)$$

e, tendo em conta a equação (7.12),

$$\gamma A_1 h_{G1} + \alpha' \frac{\gamma}{g} \frac{Q^2}{A_1} = \gamma A_2 h_{G2} + \alpha' \frac{\gamma}{g} \frac{Q^2}{A_2} \quad (8.3)$$

admitindo que a força tangencial resistente é compensada pela componente do peso segundo a direcção do escoamento (ou que ambas são desprezáveis).

Exprimindo a profundidade do centro de gravidade da secção líquida transversal h_G como uma fracção da altura de água, $h_G = \zeta h$, considerando $\alpha' = 1$ e introduzindo o Número de Froude de montante, a equação (8.3), depois de dividir por $\gamma A_1 h_1$, vem

$$\zeta_2 \frac{h_2}{h_1} \frac{A_2}{A_1} - \zeta_1 = F_{r1}^2 \left(1 - \frac{A_1}{A_2} \right) \quad (8.4)$$

Em canais rectangulares, $\zeta_1 = \zeta_2$ e $A_2 / A_1 = h_2 / h_1$. Então, a equação (8.4) fica

$$\frac{h_2^2}{h_1^2} + \frac{h_2}{h_1} - 2F_{r1}^2 = 0 \quad (8.5)$$

equação do 2º grau que tem como raiz real

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + 8F_{r1}^2} \right] \quad (8.6)$$

Esta solução pode também ser encontrada indo pela definição de ressalto como onda estacionária. A celeridade da onda é

$$c = U_1 \quad (8.7)$$

e, por definição (Varenes, 1975),

$$c = \sqrt{gh_1} \sqrt{1 + \frac{3}{2} \frac{h_2 - h_1}{h_1} + \frac{1}{2} \frac{(h_2 - h_1)^2}{h_1^2}} \quad (8.8)$$

Então, tendo em conta a equação (8.7) e colocando ao quadrado, vem

$$U_1^2 = gh_1 \left[1 + \frac{3}{2} \frac{(h_2 - h_1)}{h_1} + \frac{1}{2} \frac{(h_2 - h_1)^2}{h_1^2} \right] \quad (8.9)$$

Depois de multiplicar por $2h_1$ e simplificando, vem

$$2U_1^2 h_1 = gh_2 (h_1 + h_2) \quad (8.10)$$

podendo obter-se a equação (8.5) e, conseqüentemente, também a equação (8.6), após a introdução do Número de Froude de montante.

A perda de carga ou a energia absorvida no ressalto hidráulico, ΔH_r , corresponde à diferença das energias específicas das secções imediatamente a montante e a jusante do ressalto, E_1 e E_2 respectivamente (canal de rasto horizontal), ou das respectivas cargas totais H_1 e H_2 (Figuras 8.1 e 8.2). Para um canal de rasto horizontal, vem

$$\Delta H_r = E_1 - E_2 = H_1 - H_2 = h_1 + \frac{U_1^2}{2g} - \left(h_2 + \frac{U_2^2}{2g} \right) \quad (8.11)$$

Tendo em conta que para o caudal unitário q (caudal por unidade de largura, canal rectangular) se pode definir a relação $U_1 = q / h_1$, tem-se para a equação (8.11)

$$\Delta H_r = \frac{q^2}{2g} \frac{h_2^2 - h_1^2}{h_2^2 h_1^2} + (h_1 - h_2) \quad (8.12)$$

Usando também o conceito de caudal unitário, a equação (8.10), depois de dividir por 4, vem

$$\frac{q^2}{2g} = \frac{h_1 h_2 (h_1 + h_2)}{4} \quad (8.13)$$

Assim, substituindo na equação (8.12) e simplificando, vem

$$\Delta H_r = \frac{(h_1 + h_2)(h_2^2 - h_1^2) + 4h_1 h_2 (h_1 - h_2)}{4h_1 h_2} \quad (8.14)$$

ou

$$\Delta H_r = \frac{(h_2 - h_1) \{ (h_1 + h_2)^2 - 4h_1 h_2 \}}{4h_1 h_2} \quad (8.15)$$

ou, ainda,

$$\Delta H_r = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1 h_2} \quad (8.16)$$

A relação H_2/H_1 denomina-se eficiência do ressalto. A perda de energia relativa é dada por

$$\frac{H_1 - H_2}{H_1} = 1 - \frac{H_2}{H_1} \quad (8.17)$$

A Figura 8.5 apresenta a perda de energia relativa em função de F_{r1} .

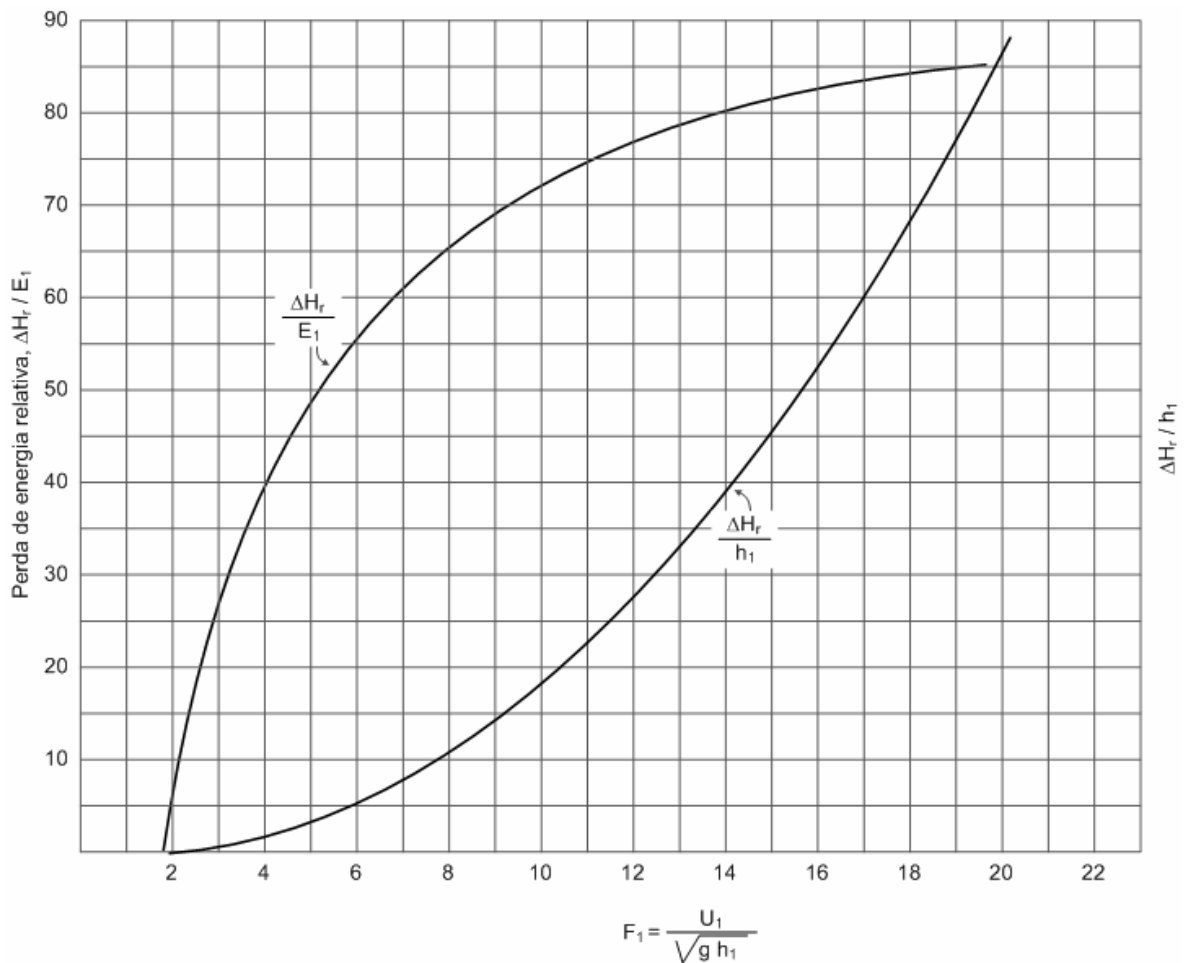


Figura 8.5. Perda de energia relativa do ressalto em canais de rasto horizontal (bacia USBR tipo I, USBR, 1974).

O ressalto hidráulico aparece na passagem do regime rápido a regime lento e na secção em que se igualam as impulsões totais de montante e de jusante (equação 8.2), conforme assinalado. Conhecidos os perfis da superfície livre de montante e de jusante do ressalto e determinando as respectivas curvas M_1 e M_2 , o ressalto localiza-se no ponto de encontro das duas curvas.

O ressalto pode também localizar-se usando as alturas conjugadas. Conhecido o perfil da superfície livre a montante do ressalto, pode traçar-se a curva das respectivas alturas conjugadas. O ressalto localiza-se no ponto em que essa curva encontra a superfície livre do regime lento a jusante. Cálculo semelhante pode ser realizado partindo agora do perfil da superfície livre a jusante do ressalto.

O comprimento do ressalto L_b é a característica do ressalto mais difícil de determinar. É difícil definir o fim do ressalto. Do ponto de vista prático e para o dimensionamento de bacias de dissipação, deve considerar-se o fim do ressalto onde já não houver necessidade de revestimento de betão (comprimento do ressalto igual ao da bacia). A Figura 8.6 apresenta o comprimento do ressalto (ou da bacia) para as bacias USBR tipo I, II e III (USBR, 1974).

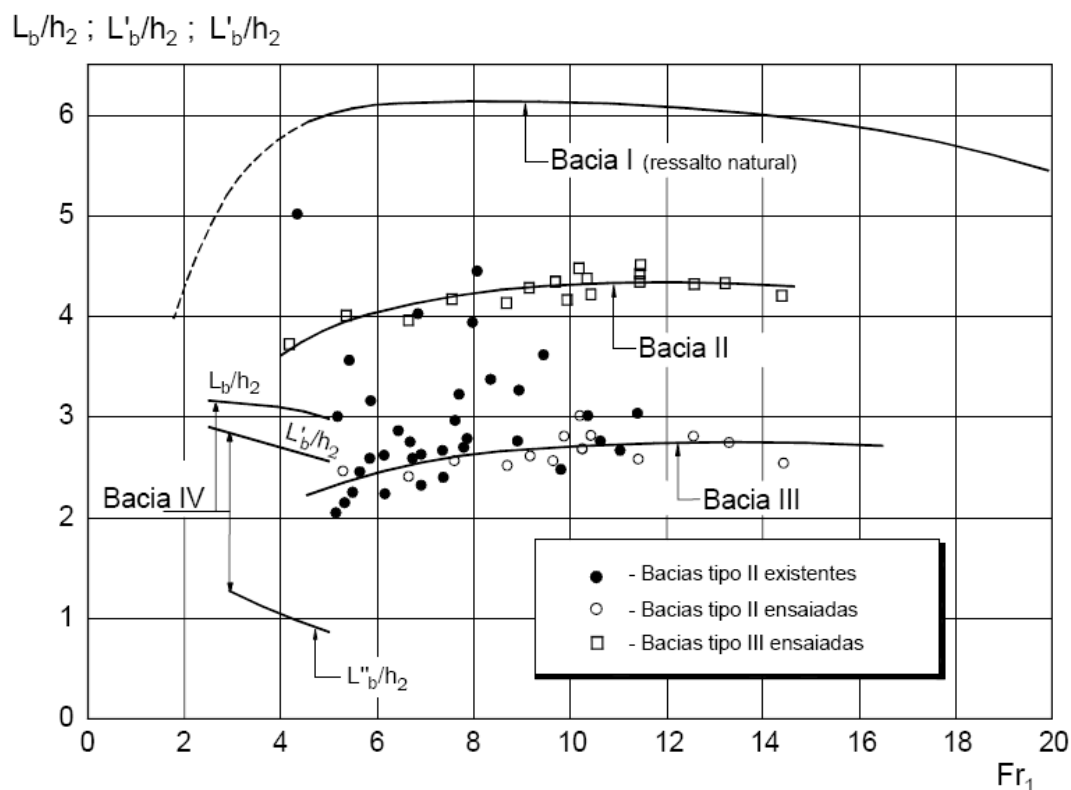


Figura 8.6. Comprimento das bacias de dissipação USBR por ressalto hidráulico (adaptado de USBR, 1974).

8.3. Bacias de dissipação por ressalto hidráulico

Estas bacias deverão ter as dimensões necessárias para confinar o ressalto correspondente ao caudal de dimensionamento. Contudo, deve verificar-se o seu funcionamento para caudais inferiores (HEC, 1975).

As bacias deste tipo a apresentar são as bacias normalizadas do Bureau of Reclamation designadas por bacias USBR tipos II, III e IV (USBR, 1974).

A altura dos muros laterais depende das características do ressalto, em especial das oscilações da superfície livre. Como ordem de grandeza da folga a adoptar, poderá tomar-se o valor $0,25 h_2$.

As bacias de dissipação por ressalto são escolhidas em função dos parâmetros U_1 e F_{r1} (Quadro 8.1). A bacia USBR tipo IV usa-se para $2,5 < F_{r1} < 4,5$, enquanto as outras duas para $F_{r1} > 4,5$. Os valores apresentados no Quadro 8.1 não devem ser excedidos sem se proceder a ensaios em modelo físico.

De acordo com a norma do USBR (1974), quando um ressalto hidráulico se dá num canal horizontal de secção rectangular constante, este é designado por Bacia USBR tipo I.

Quadro 8.1. Bacias de dissipação por ressalto hidráulico do tipo USBR. Condições de utilização.

Tipo	F_{r1} (-)	U_1 (m/s)	g (m ² /s)
II	> 4,5	-	< 45
III	> 4,5	< 18	< 18
IV	2,5 < F_{r1} < 4,5	-	-

O ressalto no interior das bacias de dissipação provoca flutuações de pressão, mais fortes quando a bacia é dotada de acessórios, e, particularmente, de blocos de amortecimento. Estas flutuações de pressão podem originar cavitação e a consequente erosão do betão. Para os domínios de aplicação definidos, este risco é relativamente baixo para as bacias normalizadas USBR.

i) Bacia com blocos de queda e soleira terminal dentada (Bacia USBR tipo II) – As bacias de dissipação são projectadas para conter o ressalto e diminuir o comprimento deste, acentuando a perda de energia. É possível diminuir o comprimento do ressalto em relação ao que ocorre em canais horizontais de secção rectangular (Bacia USBR tipo I), recorrendo a acessórios nas bacias, tais como soleiras e blocos.

A bacia USBR tipo II dispõe de blocos de queda a montante, na ligação do canal inclinado à bacia, e de uma soleira dentada na sua extremidade de jusante (Figura 8.7), não possuindo mais acessórios no seu interior.

Os blocos de queda dividem a lâmina líquida em diferentes jactos, sendo desviados do fundo os que passam sobre os blocos. Cria-se, assim, um grande número de turbilhões dissipadores de energia. A acção destes permite reduzir o comprimento da bacia e diminuir a tendência para o ressalto se deslocar para jusante, sobretudo quando a superfície livre a jusante está abaixo de h_2 (HEC, 1975).

A soleira terminal dentada cria turbilhões que tendem a estabilizar o fundo a jusante da bacia, ainda que constituído por elementos móveis.

As dimensões e a disposição dos blocos de queda e da soleira terminal podem obter-se na Figura 8.7 e o comprimento da bacia na Figura 8.6. Através da Figura 8.6, pode concluir-se que o comprimento do ressalto e, consequentemente da bacia, é reduzido para 63 a 72% do comprimento da bacia USBR do tipo I.

O nível de água a jusante T_w (canal ou linha de água) deve ser pelo menos igual à altura conjugada h_2 , sendo recomendável uma margem de segurança de 5%, isto é, $T_w > 1,05 h_2$ (USBR, 1974).

O perfil médio no tempo da superfície livre no interior de uma bacia USBR tipo II pode ser estimado através da Figura 8.8.

ii) Bacia com blocos de queda, blocos de amortecimento e soleira terminal contínua (Bacia USBR tipo III) – Estas bacias dispõem de blocos de queda, blocos de amortecimento (ou blocos de impacto) e soleira contínua a jusante (Figura 8.9).

Os blocos de queda são iguais aos da bacia USBR tipo II. Os blocos de impacto e a soleira de saída da bacia são dimensionados de acordo com a Figura 8.10.

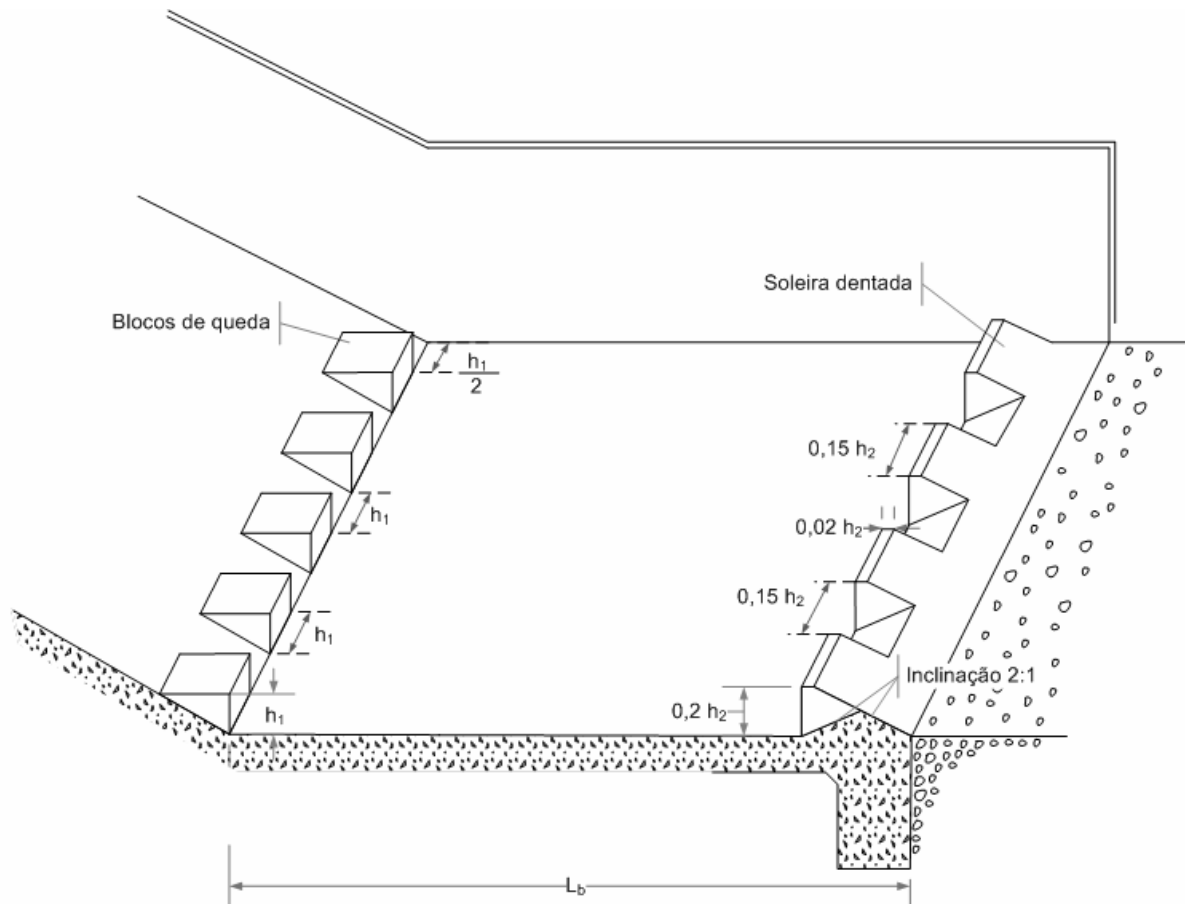


Figura 8.7. Bacia USBR tipo II (adaptado de USBR, 1974).

Os blocos de amortecimento recebem o impacto do escoamento, criando grandes turbilhões que dissipam energia e originam flutuações de pressão muito importantes. Estas flutuações de pressão, no caso de velocidades a montante superiores a 18 m/s , provocam cavitação que, por sua vez, dá lugar a erosão nos blocos de amortecimento e no fundo da bacia.

A finalidade da soleira contínua de jusante é dirigir as correntes do fundo para o alto, afastando-as do rasto à saída da bacia.

A definição e dimensão deste tipo de bacia e dos respectivos acessórios são indicadas nas Figuras 8.9 e 8.10.

O comprimento da bacia é determinado usando a Figura 8.6. O comprimento é cerca de 63% do da bacia USBR tipo II e de 38 a 45% da do tipo I.

Tal como acontece com a bacia USBR tipo II, também é recomendável que a altura de água a jusante seja igual à altura conjugada do ressalto ($T_w = h_2$), uma vez que lhe corresponde um melhor comportamento da bacia. Para $T_w < h_2$, as velocidades do escoamento à saída da bacia ainda são

consideráveis. O nível mínimo a jusante, compatível com a fixação do ressalto, é $T_w=0,83h_2$ (USBR, 1974). Para $T_w > h_2$, habitualmente não há vantagem porque, quase sempre, essa condição obriga a uma maior escavação para assentar a bacia.

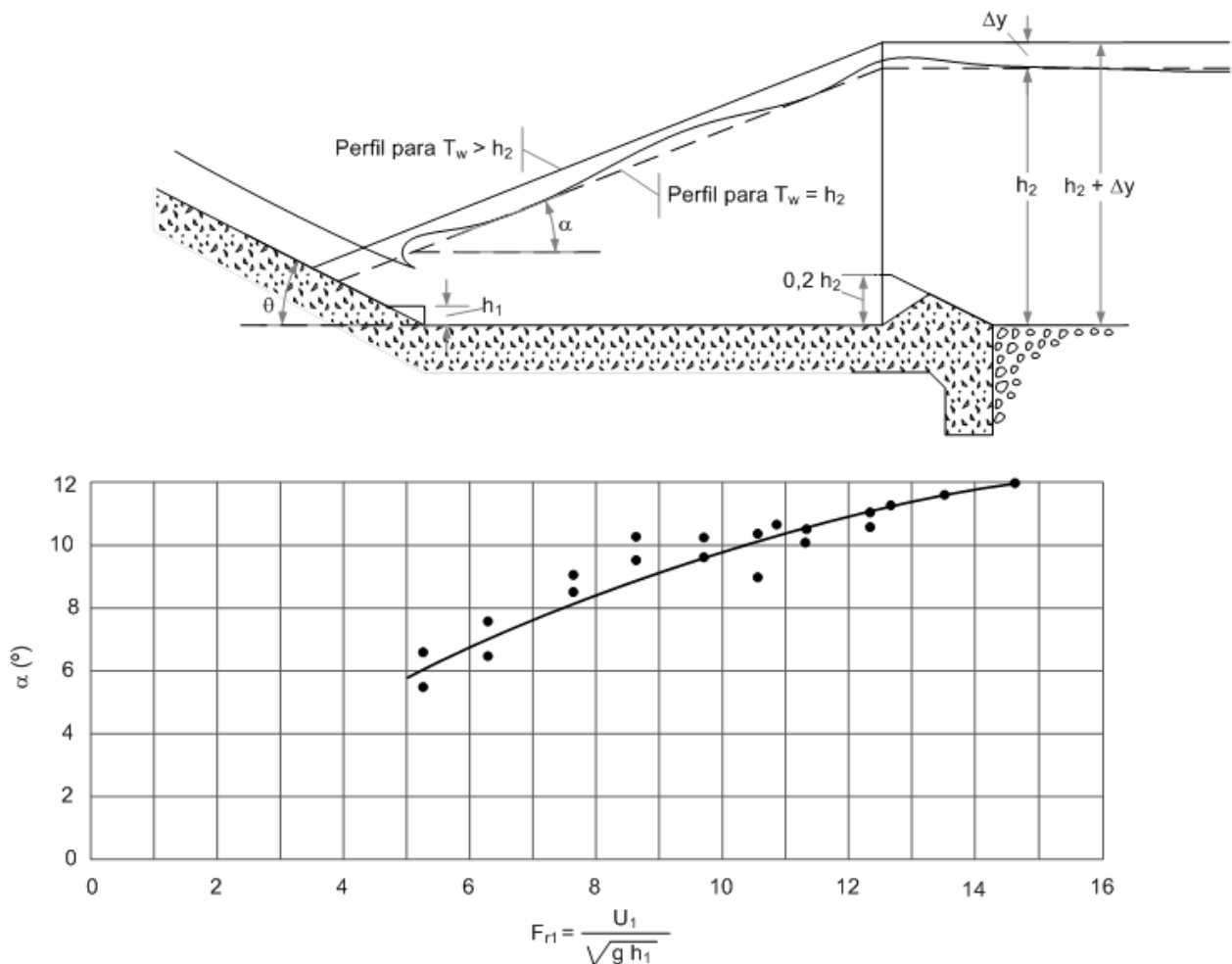


Figura 8.8. Perfil médio da superfície livre numa bacia USBR tipo II (adaptado de USBR, 1974).

O perfil médio da superfície livre pode ser estimado através da Figura 8.11.

iii) *Bacia com deflectores e soleira terminal contínua (Bacia USBR tipo IV)* – Estas bacias são particularmente indicadas para os casos de ressalto oscilante, o que acontece para o intervalo de $2,5 < F_{r1} < 4,5$ (Figura 8.4 e Quadro 8.1). Os jactos oscilam intermitentemente do fundo para a superfície.

A oscilação dos jactos entre o fundo e a superfície origina uma onda que é difícil amortecer e que pode propagar-se quilómetros para jusante. Ao encontrar obstáculos, a onda pode ser amortecida ou amplificada e danificar canais de terra e de enrocamento.

A eficiência da bacia para a gama de F_{r1} mencionada reside no efeito dos deflectores (Figura 8.12), que atenuam de forma significativa as ondulações.

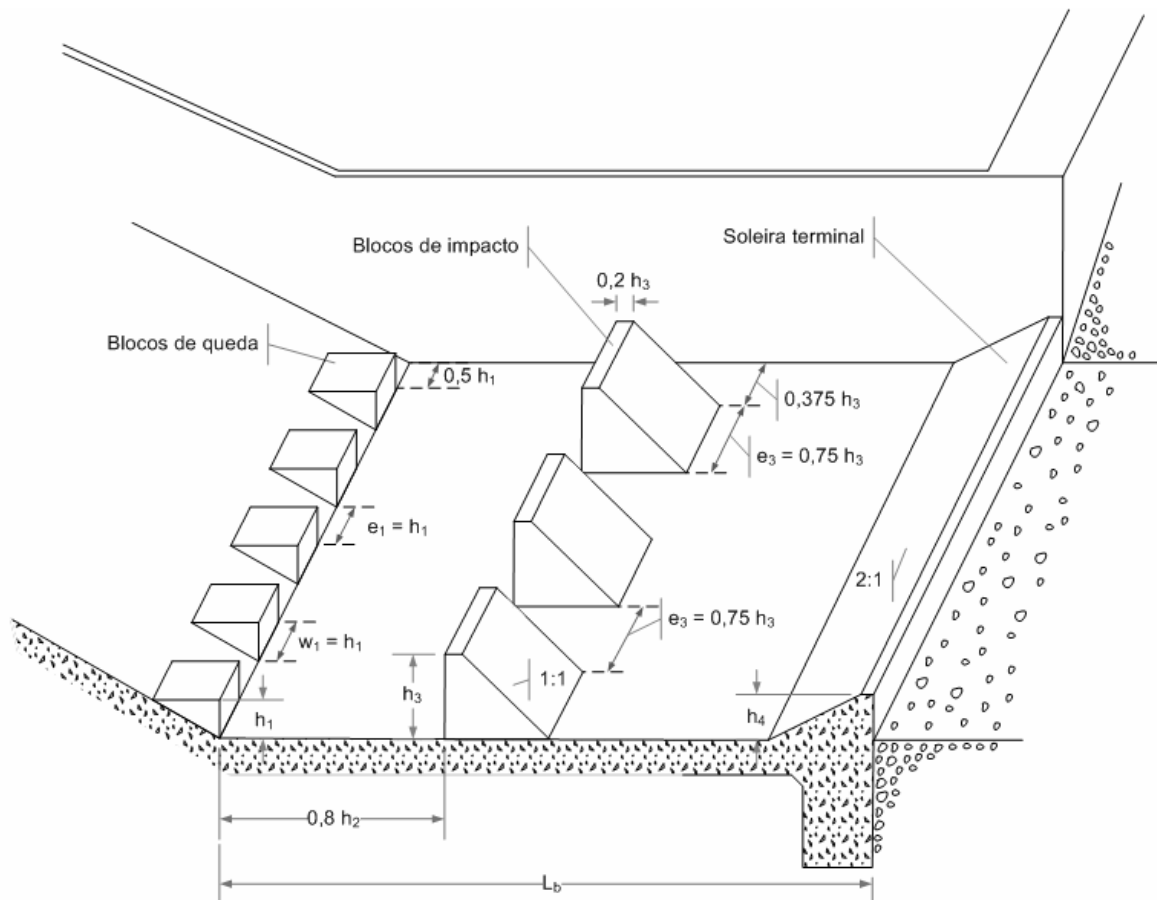


Figura 8.9. Bacia USBR tipo III (adaptado de USBR, 1974).

O seu dimensionamento é feito de acordo com a Figura 8.12. O comprimento da estrutura é igual ao da bacia USBR tipo I (Figura 8.6).

É recomendado que a altura de água a jusante na linha de água seja 5-10% superior à altura conjugada do ressalto h_2 , ($T_w > 1,05 - 1,10 h_2$).

8.4. Bacia de dissipação por impacto

É a bacia USBR tipo VI (USBR, 1974). Consiste numa estrutura em forma de caixa. Não apresenta exigências de níveis de água a jusante, ao contrário dos dissipadores de energia anteriormente apresentados, para o funcionamento em condições desejáveis. São habitualmente estruturas de pequena dimensão para serem usadas à saída de condutas, sendo, por isso, muito usadas em descargas de fundo e em estruturas de drenagem (Figura 8.13). Podem, contudo, ser adaptadas a saídas de canais.

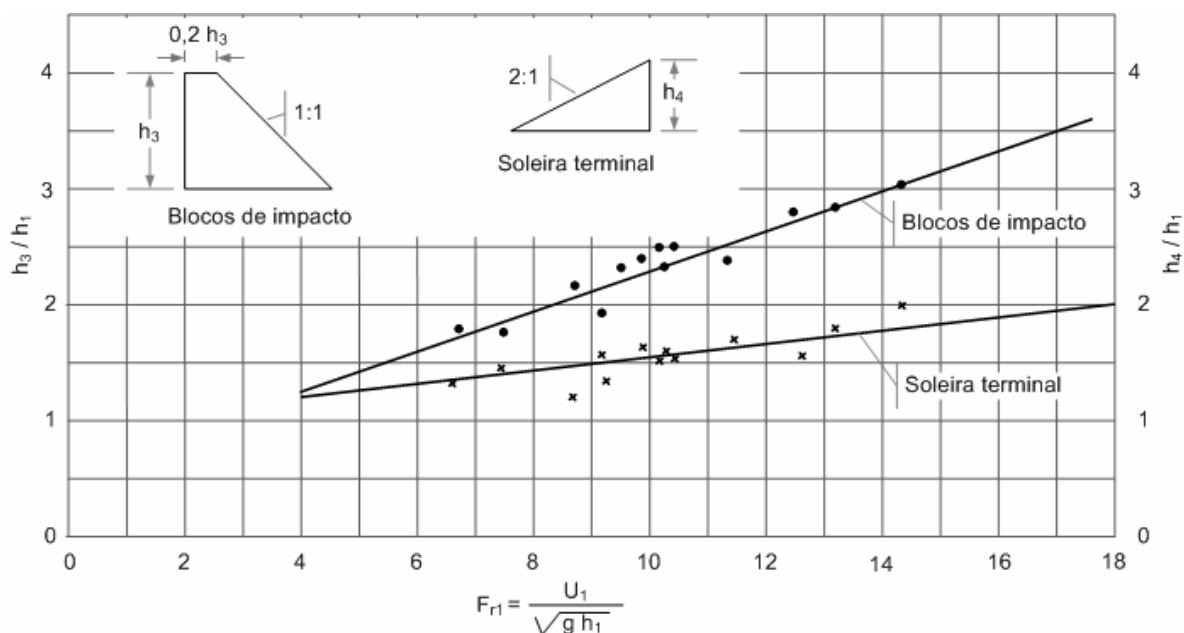


Figura 8.10. Altura dos blocos de amortecimento e da soleira terminal em bacias USBR tipo III (adaptado de USBR,1974).

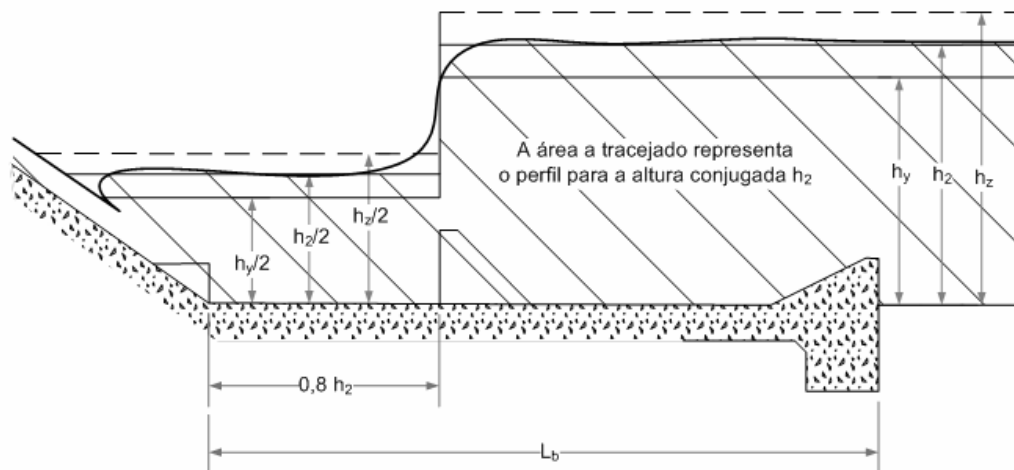


Figura 8.11. Perfil médio da superfície livre numa bacia USBR tipo III (adaptado de USBR,1974).

Utiliza como elemento de impacto uma laje em forma de *L* invertido (Figura 8.14). A veia líquida incide directamente na parte vertical da laje e é desviada para jusante pelas partes superior e inferior da mesma (Figura 8.13).

A velocidade do escoamento à saída da conduta (entrada da bacia) não deve exceder 9 *m/s* e o diâmetro da conduta pode ir até aos 1,80 *m*.

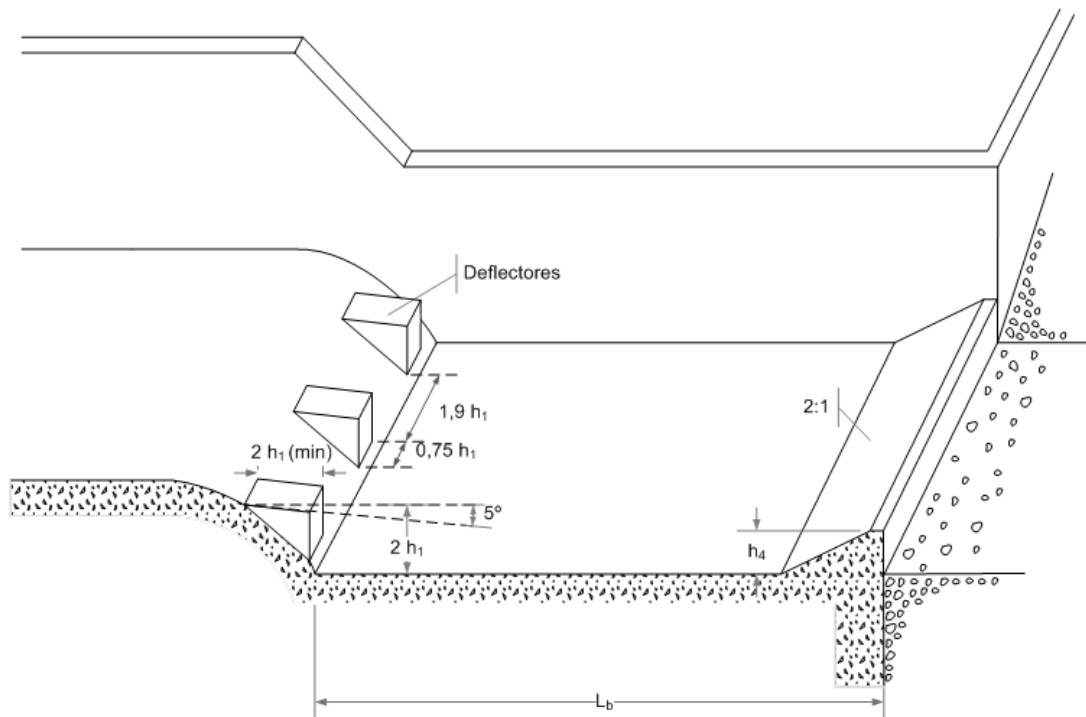


Figura 8.12. Bacia USBR tipo IV (adaptado de USBR, 1974).

Embora não apresente exigências de nível a jusante (T_w) conforme assinalado, o funcionamento melhora com uma altura de água acima do bordo de saída da caixa. O nível de jusante não deve, contudo, exceder o meio da conduta, para que o escoamento não se dê apenas pela parte superior da laje de impacto.

Há uma variante desta bacia com blocos no seu interior (USBR, 1974) que não necessita de enrocamento de protecção a jusante, o que não é o caso das apresentadas nas Figuras 8.13 e 8.14. A dimensão dos blocos e a espessura do tapete de enrocamento a usar são função do diâmetro da conduta (USBR, 1974).

O projecto destas bacias envolve os seguintes passos:

- PASSO 1 – cálculo da altura de água equivalente, h_E

A altura equivalente é uma altura de água teórica na secção de saída da conduta, com secção transversal circular ou não; a área transversal da conduta é transformada na área rectangular equivalente, em que o rectângulo tem uma largura dupla da altura do escoamento.

i) secção rectangular, $h_E = h_u$, em que h_u é a altura do escoamento uniforme

ii) outra secção, $h_E = \sqrt{A/2}$

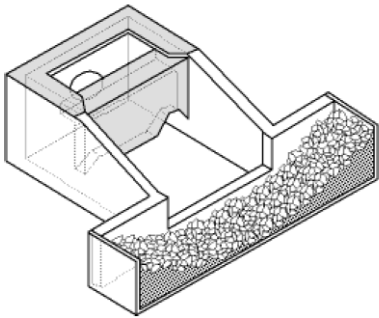


Figura 8.13. *Bacia de dissipação por impacto, USBR tipo VI.*

- **PASSO 2** – Número de Froude e energia específica à saída da conduta

- i) número de Froude, $F_r = U_0 / \sqrt{gh_E}$

- ii) energia específica, $E_0 = h_E + U_0^2 / 2g^*$

- **PASSO 3** – cálculo da largura da bacia

- i) usar a Figura 8.15; entrar com F_r e retirar E_0/W

- ii) largura da bacia, $W = E_0 / (E_0/W)$

- **PASSO 4** – dimensionamento da bacia

- i) entrar com o valor de W obtido no Quadro 8.2

- ii) obter as outras dimensões da bacia no Quadro 8.2

- **PASSO 5** – perda de energia

- i) usar a Figura 8.16; entrar com F_r e retirar $\Delta H_r / E_0$

* O índice 0 indica a secção de saída da conduta.

• PASSO 6 – velocidade do escoamento à saída da bacia, U_b^*

i) energia específica à saída da bacia, $E_b = E_0 - \Delta H_r$

ii) $E_b = h_b + U_b^2 / 2g$; $U_b = (Q / W) / h_b$

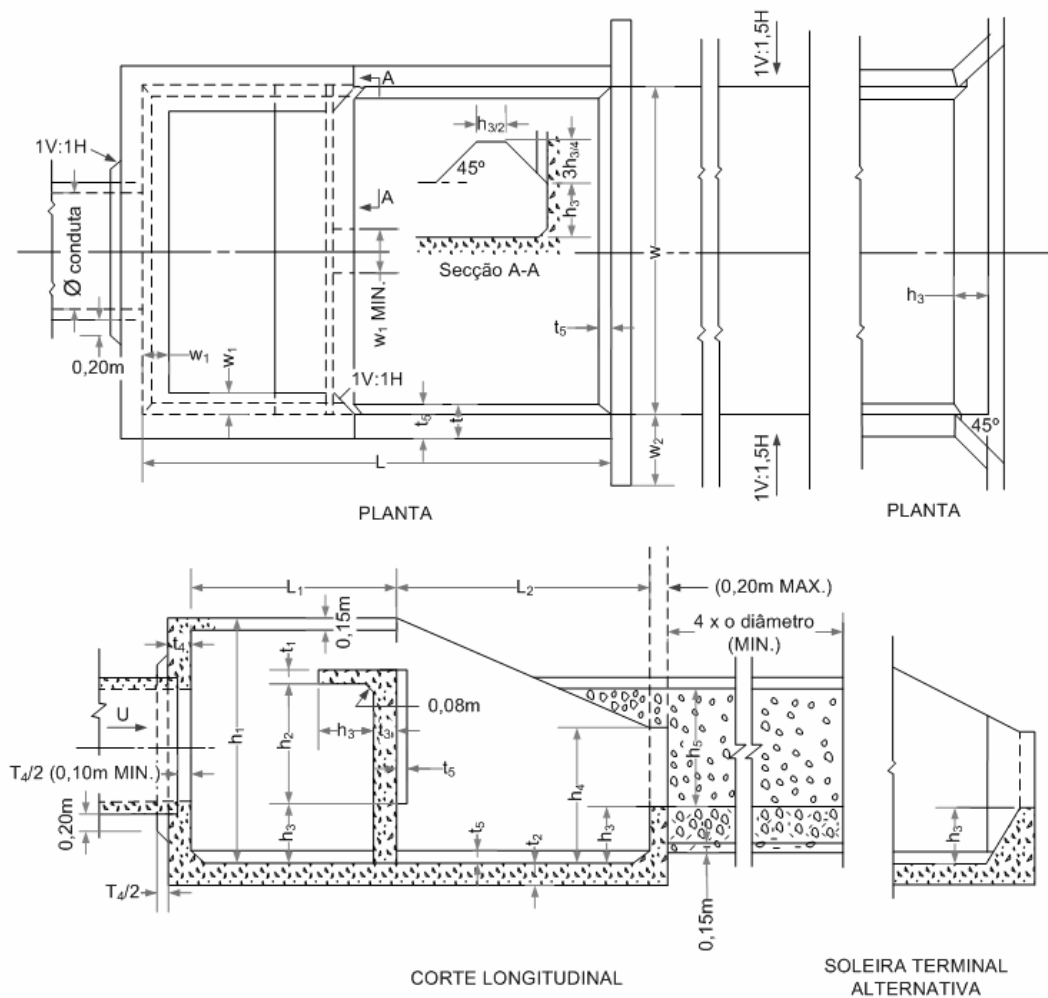


Figura 8.14. Planta e cortes de uma bacia de dissipação por impacto, bacia USBR tipo VI (adaptado de HEC, 1975).

8.5. Bacia de dissipação em concha de rolo (“roller bucket”)

É a bacia USBR tipo VII (USBR, 1974).

Nas situações em que o nível a jusante é muito superior ao nível conjugado do ressalto que se formaria numa bacia com o fundo ao nível do leito da linha de água a jusante (ressalto submerso), é aconselhável o emprego de estruturas de dissipação do tipo “bucket” submerso.

* O índice b assinala a secção transversal à saída da bacia.

USBR (1974) apresenta dois tipos diferentes de dissipadores do tipo “bucket”: *sem dentes* ou *sólidos* (Figura 8.17a) e *com dentes* ou *deflectores* (Figura 8.17c).

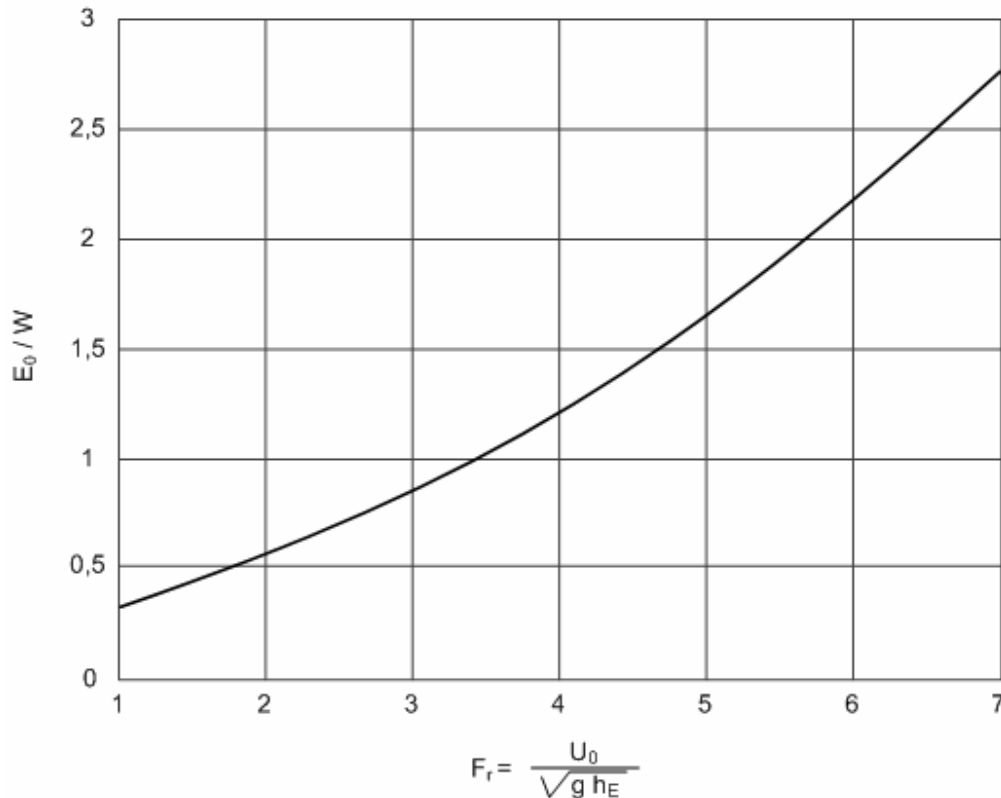


Figura 8.15. Curva de dimensionamento de uma bacia de dissipação por impacto, bacia USBR tipo VI (adaptado de HEC, 1975).

Nos dissipadores em concha de rolo sólidos, o escoamento à saída do lábio é completamente dirigido para cima, formando um cachão à superfície da água (“boil”, almofada de água não interessada no escoamento) e dois rolos, um no “bucket” e outro a jusante (Figura 8.17b). O rolo a jusante junto ao fundo desloca o material deste e deposita-o junto ao lábio, donde é sucessivamente captado pela corrente, transportado para jusante e depositado, originando um movimento constante. A entrada de água no dissipador em condições assimétricas provoca a penetração de material sólido na concha, o que tem o inconveniente de originar abrasão.

Nos dissipadores com deflectores, o escoamento à saída é em parte dirigido para cima pelos deflectores e, em parte, passa entre esses deflectores, sendo dirigido mais para a frente do que para cima, obtendo-se, assim, uma grande dispersão do escoamento (Figura 8.17d). O material sólido que penetra na concha é impelido para jusante.

Quadro 8.2 Dimensões das bacias de dissipação USBR tipo VI (adaptado de HEC, 1975)

Dimensões da bacia USBR tipo VI (m)														
W	h_1	L	h_2	h_3	L_1	L_2	h_4	W_1	W_2	t_3	t_2	t_1	t_4	t_5
1,22	0,94	1,65	0,46	0,20	0,71	0,94	0,51	0,10	0,33	0,15	0,15	0,15	0,15	0,08
1,52	1,17	2,03	0,58	0,25	0,99	1,17	0,64	0,13	0,43	0,15	0,15	0,15	0,15	0,08
1,83	1,40	2,44	0,69	0,30	1,04	1,40	0,76	0,15	0,51	0,15	0,15	0,15	0,15	0,08
2,13	1,65	2,87	0,79	0,36	1,22	1,65	0,89	0,15	0,58	0,15	0,15	0,15	0,15	0,08
2,44	1,88	3,25	0,91	0,41	1,40	1,88	1,02	0,18	0,66	0,18	0,18	0,15	0,15	0,08
2,74	2,11	3,66	1,04	0,46	1,57	2,10	1,14	0,20	0,76	0,20	0,18	0,18	0,18	0,08
3,05	2,34	4,09	1,14	0,50	1,75	2,34	1,27	0,23	0,84	0,23	0,20	0,20	0,20	0,08
3,35	2,57	4,45	1,27	0,56	1,93	2,57	1,40	0,25	0,91	0,23	0,23	0,20	0,20	0,10
3,66	2,79	4,88	1,37	0,61	2,08	2,79	1,52	0,28	0,91	0,25	0,25	0,20	0,23	0,10
3,96	3,05	5,28	1,50	0,66	2,26	3,05	1,65	0,30	0,91	0,28	0,28	0,20	0,25	0,10
4,27	3,28	5,67	1,60	0,71	2,44	3,28	1,78	0,33	0,91	0,28	0,30	0,20	0,28	0,13
4,57	3,51	6,10	1,70	0,76	2,59	3,51	1,91	0,36	0,91	0,30	0,30	0,20	0,30	0,13
4,88	3,73	6,50	1,83	0,81	2,77	3,73	2,03	0,38	0,91	0,30	0,30	0,23	0,30	0,15
5,18	3,96	6,86	1,93	0,86	2,95	3,96	2,16	0,41	0,91	0,33	0,33	0,23	0,30	0,15
5,49	4,19	7,29	2,03	0,91	3,12	4,19	2,29	0,41	0,91	0,33	0,33	0,25	0,33	0,18
5,79	4,45	7,72	2,16	0,97	3,30	4,45	2,41	0,43	0,91	0,33	0,36	0,25	0,33	0,18
6,10	4,67	8,10	2,29	1,02	3,48	4,67	2,54	0,46	0,91	0,36	0,36	0,25	0,36	0,20

Quando o nível a jusante é baixo (“bucket” não submerso), o ressalto é expulso da concha (ejeção do rolo, Figura 8.18).

USBR (1974) fornece indicações para projecto de dissipadores em concha de rolo, com ou sem dentes, sendo dispensáveis ensaios hidráulicos, excepto se se verificar uma das seguintes condições:

- funcionamento prolongado com caudais próximos do caudal de dimensionamento;
- caudais por unidade de largura superiores a $45 - 55 \text{ m}^3/\text{s}$;
- velocidade à entrada da concha superior a 22 m/s ;
- possível existência de correntes de retorno à saída da concha;
- ondas a jusante que possam provocar problemas.

O escoamento em condições normais de funcionamento (“bucket” submerso) corresponde a níveis a jusante (T_w) situados entre duas alturas limites, nível máximo N_M e nível mínimo N_m (Figura 8.19).

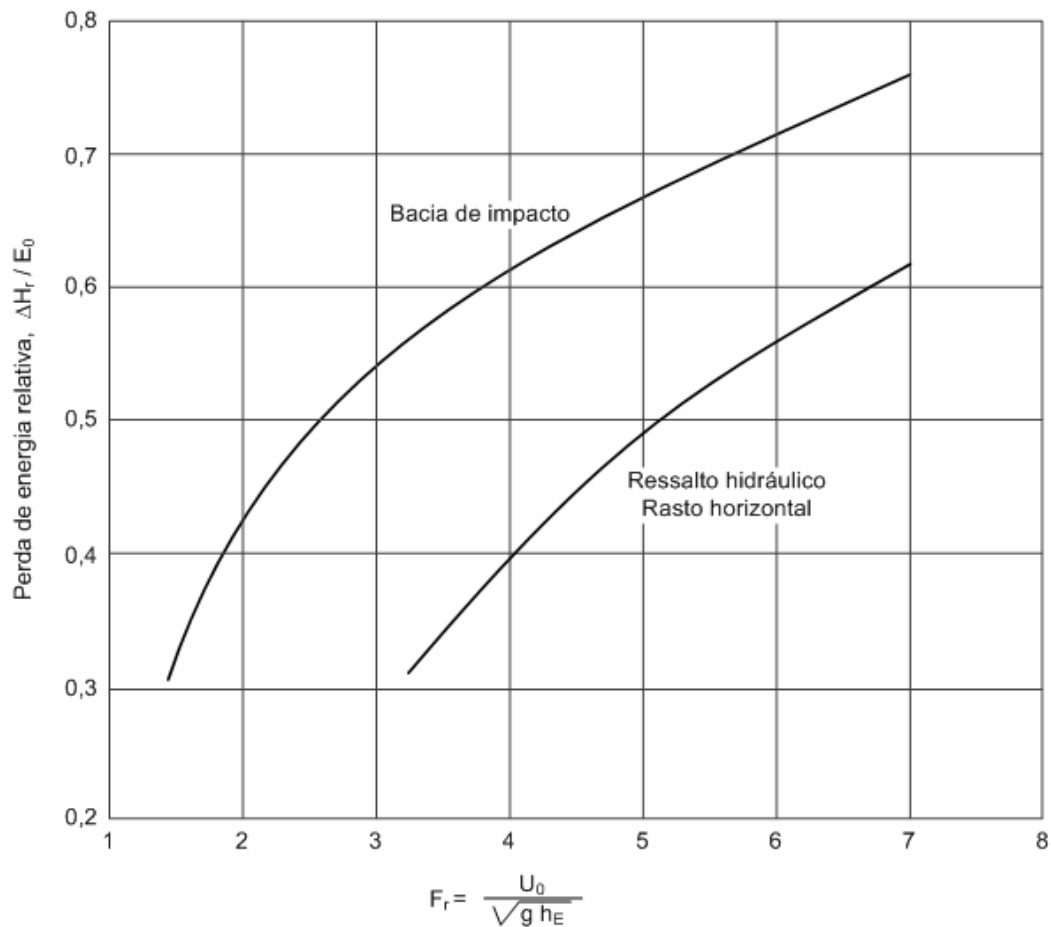


Figura 8.16. Perda de energia relativa numa bacia de dissipação por impacto, bacia USBR tipo VI (adaptado de HEC, 1975).

O dimensionamento faz-se de acordo com a Figura 8.19. Conhecido F_{r1} determina-se o raio mínimo do “bucket” r , que conduz às menores dimensões; r é dado de forma adimensional pelo parâmetro $r / E_1 = r / (h_1 + U_1^2 / 2g)$ (parte inferior da Figura 8.19). A secção de montante para o cálculo de h_1 e U_1 é a que corresponde ao nível de jusante T_w . A Figura 8.19 possui indicações para o cálculo das alturas máximas e mínimas na restituição ao rio, N_M e N_m , no intervalo dos quais o dissipador funciona em condições desejáveis. A Figura 8.19 permite ainda determinar o nível de jusante do rio, N_E , abaixo do qual o ressalto é expulso da concha – ejeção do rolo. Os níveis N_E , N_M e N_m são referidos ao fundo do “bucket” e não ao leito do rio a jusante. Se o nível natural no rio T_w for superior ou inferior, respectivamente, a N_M e N_m , terá de se modificar o valor do raio r .

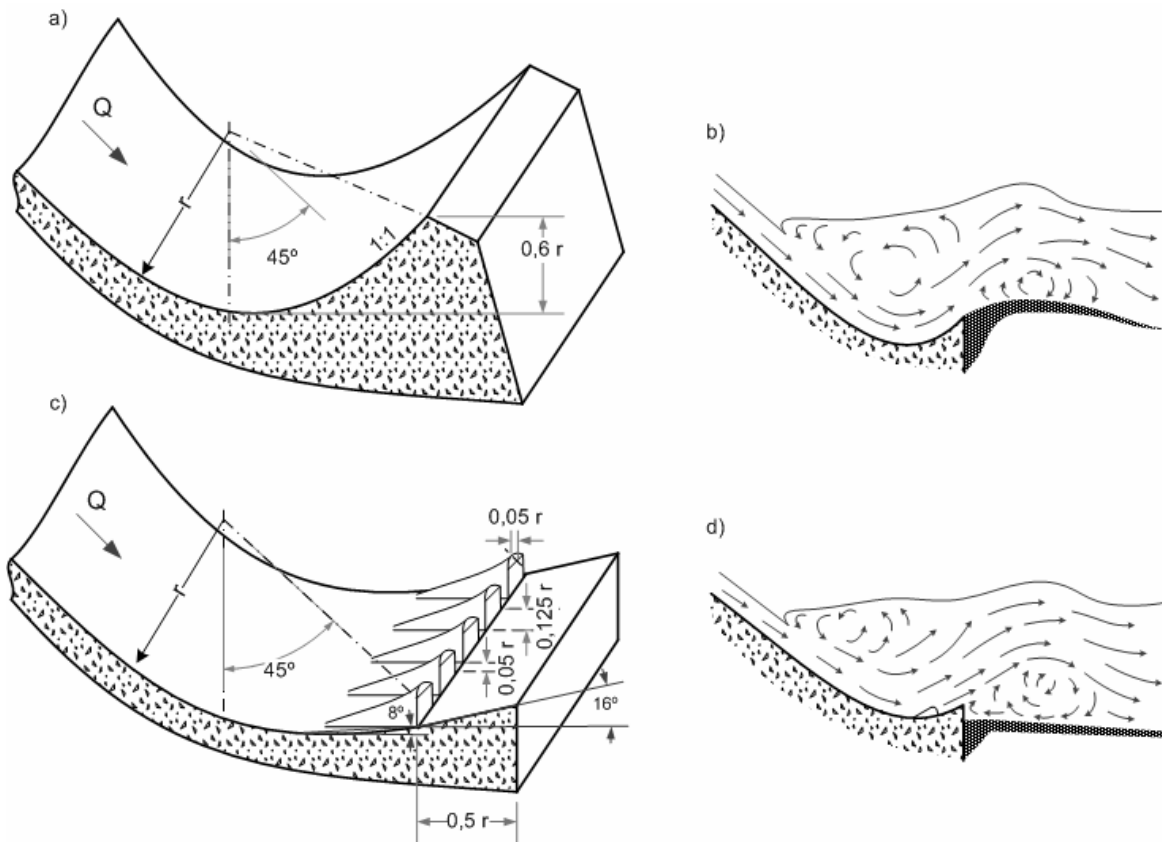


Figura 8.17. Bacia de dissipação do tipo: a e b) “bucket” sólido; c e d) “bucket” com dentes (USB, 1974).

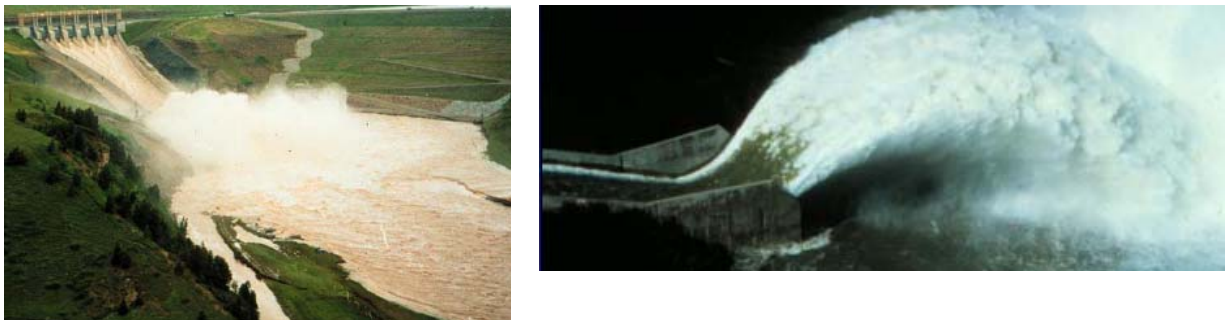


Figura 8.18. Bacias de dissipação em concha de rolo, funcionando com ejeção do rolo.

8.6. Macrorrugosidades

É a bacia USB tipo IX (USB, 1974).

São habitualmente usadas em canais, nomeadamente em quedas inclinadas e canais evacuadores (Figura 8.20). Também são usadas em linhas de água para protecção contra a erosão hídrica ou os riscos de ravinamento.

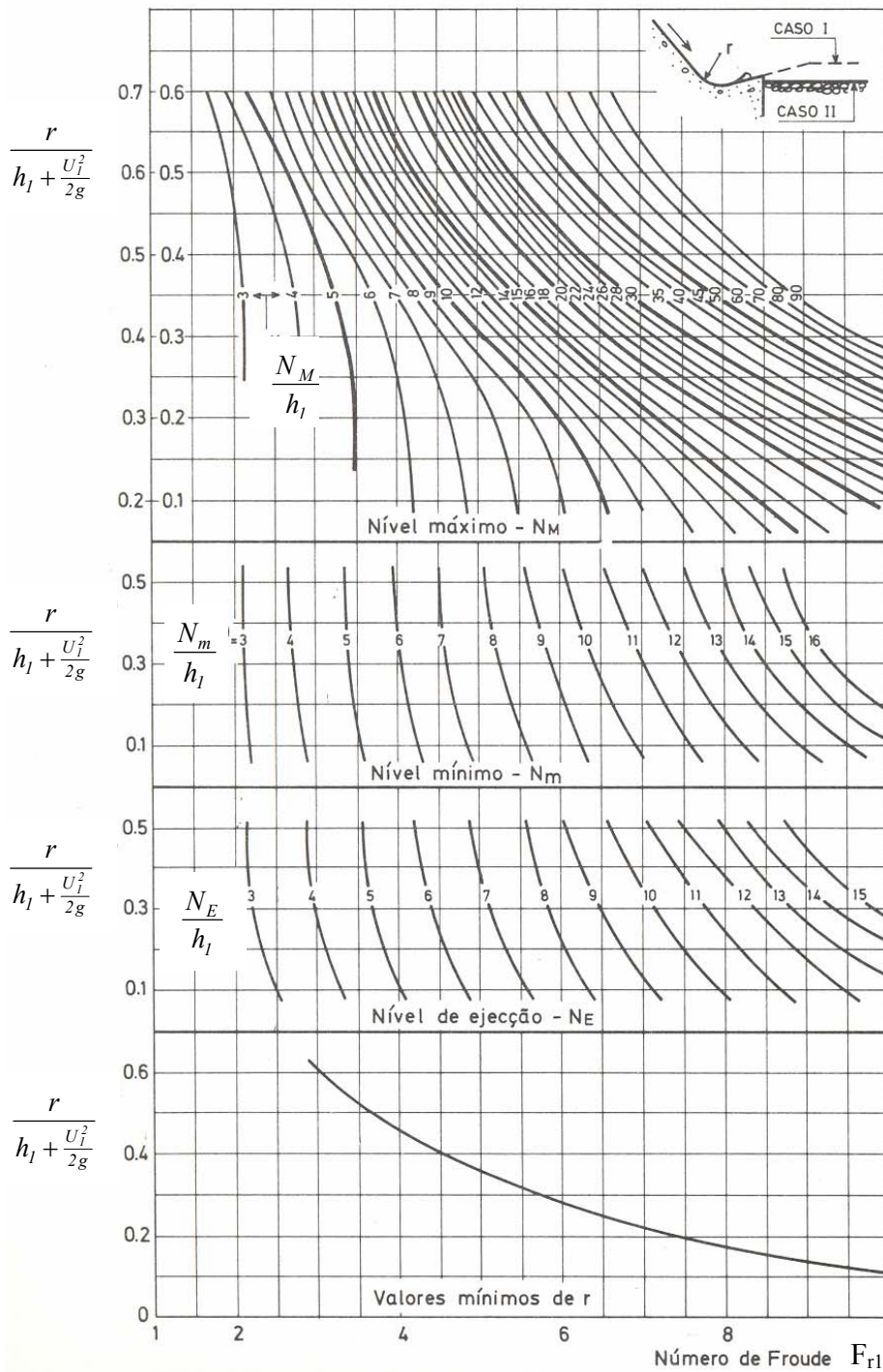
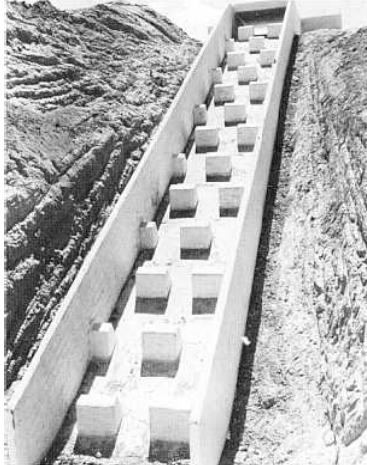


Figura 8.19. Dimensionamento de bacias de dissipação em concha de rolo (ressalto submerso) (Lencastre, 1983).

a) Queda em canal



b) Canal evacuador



c) Proporções de uma rampa de dissipação de energia com macrorugosidades (USBR, 1974)

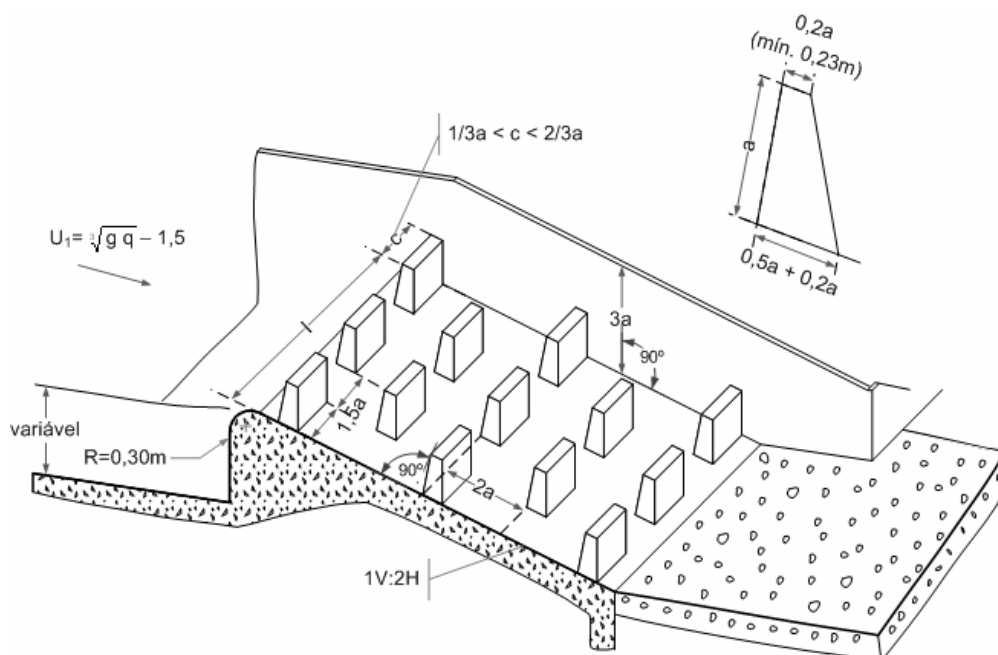


Figura 8.20. Bacia de dissipação USBR tipo IX, ou macrorugosidades.

Os blocos ocupam toda a queda ou rampa e o emprego deste tipo de bacias está limitado a pequenos caudais por unidade de largura e a regiões onde não se forma gelo, nem se prevejam corpos flutuantes. A limitação do caudal máximo resulta da possibilidade de ocorrência de cavitação dos blocos.

USBR (1974) define estas estruturas e as condições da sua utilização. Na Figura 8.18c, indica-se a definição e as dimensões dos blocos destas rampas para declives no intervalo 1:2 a 1:4 (H:V). USBR (1974) apresenta indicações para declives mais suaves.

O caudal unitário não deve ultrapassar $5,6 \text{ m}^2/\text{s}$, verificando-se condições menos severas na base da rampa (erosão) para $3,3 \text{ m}^2/\text{s}$ e um escoamento relativamente tranquilo para $1,8 \text{ m}^2/\text{s}$.

A velocidade de aproximação deve ser tão baixa quanto possível e sempre inferior à velocidade do regime crítico, encontrando-se as melhores condições de funcionamento para valores abaixo de metade da velocidade crítica. As condições de dimensionamento para canais rectangulares são:

$$q < 5,6 \text{ m}^2 / \text{s} \quad (8.18)$$

$$U_1 \leq \sqrt[3]{gq} \quad (8.19)$$

As condições mais adequadas de funcionamento verificam-se para $U_1 = 0,5 \sqrt[3]{gq}$.

As fiadas dos blocos impedem a aceleração do escoamento para jusante, sendo necessárias, no mínimo, quatro fiadas. Não há vantagem em usar mais fiadas que as indicadas por USBR (1974), uma vez que demasiadas fiadas reduzem a eficiência da acção de dissipação ocorrida no espaço entre blocos.

A altura mínima, a , dos blocos deve ser $0,8 h_c$, em que h_c é a altura crítica do escoamento. A largura e o espaçamento dos blocos devem ser iguais, preferivelmente, cerca de $1,5 a$ e não inferiores a a . Blocos de largura igual a $1/3 a$ ou $2/3 a$ podem ser colocados junto dos muros laterais.

A rampa deve prolongar-se para baixo da superfície livre de jusante e pelo menos uma fiada de blocos deve ficar enterrada.

8.7. Exemplos de aplicação

Exercício 8.1: Um descarregador de cheias de uma albufeira é continuado por um canal evacuador rectangular com 100 m de largura. O escoamento na base do canal evacuador (pé do sistema evacuador) dá-se em regime torrencial, com velocidades muito altas e com forte poder erosivo. A jusante do pé do evacuador ocorre um ressalto hidráulico. Determinar a distância a partir do pé do evacuador a que ocorrerá o ressalto (essa distância coincidirá com o comprimento de canal a jusante do evacuador em que será importante haver protecção contra a acção erosiva).

Outros dados do problema:

- $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$;
- coef. Manning, $n = 0,025$;
- largura do canal = 100 m
- Declive do rasto do canal, $I = 0,0035$
- altura do escoamento no pé do evacuador, $h_1 = 0,175 \text{ m}$.

Resolução

Não há muita informação sobre as características do canal a jusante do evacuador. Por isso, vai assumir-se que é suficientemente comprido para que nele possa ocorrer o regime uniforme e que possui o mesmo coeficiente de Manning do troço imediatamente a jusante do evacuador e o mesmo declive do rasto.

- altura do escoamento uniforme no canal a jusante do evacuador, $h_u = 0,91$ m;

- altura do escoamento crítico no canal a jusante do evacuador, $h_c = 0,74$ m, canal de declive fraco.

$$H_1 = H_2 + (J_{\text{medio}} - I)\Delta X$$

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + 8F_{r1}^2} \right]$$

secção	X	ΔX	h	U	H	J	$(J_{\text{medio}} - I)\Delta X$	H	F_{r1}	h_2	OBS.
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
0	0	0	0,175	11,429	6,832	0,8378566	-	-	8,72	2,072	
1	7	7	0,25	8,000	3,512	0,2556788	3,803	7,315			
			0,26	7,692	3,276	0,2244048	3,693	6,969			
			0,265	7,547	3,168	0,2106273	3,645	6,813	4,68	1,626	OK.
2	15	8	0,30	6,667	2,565	0,1394226	1,372	3,937			
			0,34	5,882	2,104	0,0919605	1,182	3,286			
			0,35	5,714	2,014	0,0835127	1,149	3,163	3,08	1,360	OK
3	23	8	0,40	5,000	1,674	0,0535822	0,520	2,194			
			0,42	4,762	1,576	0,0455637	0,488	2,064			
			0,43	4,651	1,533	0,0421377	0,475	2,008	2,27	1,025	OK
4	31	8	0,48	4,167	1,365	0,0292416	0,258	1,623			
			0,49	4,082	1,339	0,0273066	0,250	1,589			
			0,495	4,040	1,327	0,0264014	0,246	1,573	1,83	1,057	OK
5	40	9	0,55	3,636	1,224	0,0186094	0,171	1,395			
			0,58	3,448	1,186	0,0156024	0,158	1,344			
			0,59	3,390	1,176	0,0147421	0,154	1,330	1,41	0,853	OK
6	50	10	0,75	2,667	1,112	0,0066531	0,072	1,184			
			0,74	2,703	1,112	0,0069557	0,074	1,186	1,00	0,74	OK
			0,73	2,740	1,113	0,0072765	0,075	1,121			
			0,735	2,721	1,112	0,0071137	0,074	1,186			

Coluna 1. Número da secção de cálculo.

Coluna 2. Distância da secção de cálculo à origem do canal (fim do canal evacuador).

Coluna 3. Distância entre secções de cálculo consecutivas.

Coluna 4. Alturas de água a montante do ressalto correspondentes às secções da coluna 1; fixado o valor da coluna 3, a altura de água é o valor que se obtém através da resolução iterativa da equação de Bernoulli, na forma apresentada (marcha de cálculo de montante para jusante – regime rápido).

Coluna 5. Velocidade média do escoamento para o valor da coluna 4.

Coluna 6. Carga hidráulica na secção de cálculo, considerando os valores das colunas 5 e 4 obtida através da equação $H = z + h + U^2 / 2g$

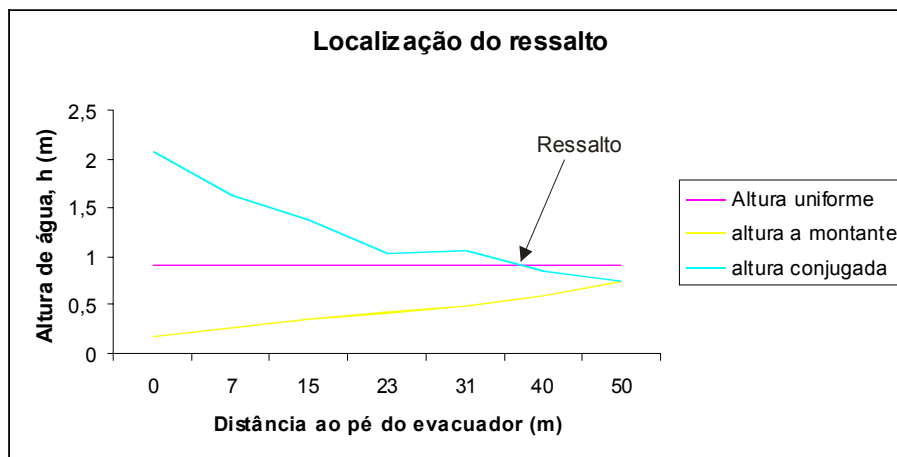
Coluna 7. Perda de carga unitária na secção de cálculo, calculada através da equação de Gauckler-Manning-Strickler e considerando os valores das colunas 5 e 4, $J = (Q/K_S AR^{2/3})^2$;

Coluna 8. Termo da perda de carga entre a secção de cálculo corrente e a anterior na equação de Bernoulli na forma apresentada; J_{medio} é a média aritmética das perdas de carga unitárias das secções de cálculo corrente e anterior;

Coluna 9. Soma da Carga hidráulica na secção de cálculo corrente, coluna 6, com o valor da coluna 8; o processo iterativo termina quando este valor for igual ao da secção de cálculo anterior, na coluna 6 ou a sua diferença estiver abaixo de um erro de fecho que se defina; quando isto acontece, a altura de água estimada para a secção de cálculo corrente, coluna 4, serve, se não, deve arbitrar-se novo valor.

Coluna 10. Número de Froude na secção de cálculo corrente, obtido considerando os valores das colunas 4 e 5;

Coluna 11. Altura de água conjugada para a secção corrente, determinada através da equação apresentada e considerando a altura de água da coluna 4.



Exercício 8.2: Dimensionar uma bacia de dissipação de impacto, considerando os seguintes dados:

-diâmetro da conduta = 1,219 m;

-Caudal, $Q=8,496 \text{ m}^3/\text{s}$;

-velocidade do escoamento na secção de saída da conduta, $U_0=12,192 \text{ m/s}$

Resolução

i) altura de água equivalente

$$A=Q/U_0=0,697 \text{ m}^2$$

$$h_E=0,59 \text{ m}$$

ii) número de Froude e energia específica à saída da conduta

$$Fr=5,07$$

$$E_0=8,17 \text{ m}$$

iii) largura da bacia

$$W=4,86 \text{ m}$$

iv) outras dimensões da bacia

interpolando no Quadro 8.2

v) perda de energia relativa

$$\Delta H_r = 5,47 \text{ m}$$

vi) velocidade do escoamento à saída da bacia

$$E_b = 2,70 \text{ m}$$

h_b (m)	$U_b = (Q/W)/h_b$ (m/s)	$E_b = h_b + U_b^2 / 2g$ (m)
1,00	1,748	1,156
0,40	4,37	1,37
0,20	8,74	4,09
0,30	5,827	2,03
0,25	6,992	2,74
0,26	6,723	2,56

Exercício 8.3: Dimensionar uma bacia de dissipação por rolo, considerando que o caudal máximo a descarregar é de $190 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ e que a bacia tem a largura de 12 m . À entrada da bacia o escoamento apresenta para o caudal máximo uma velocidade média de 22 ms^{-1} e uma altura de água de $0,65 \text{ m}$.

Resolução

$$F_{r1} = 8,7$$

Da Figura 8.19, retira-se que

$$\frac{r_{min}}{h_1 + \frac{U_1^2}{2g}} = 0,15; \text{ como } h_1 + \frac{U_1^2}{2g} = 25,32 \text{ m} \rightarrow r_{min} = 3,80 \text{ m}.$$

Se $r = r_{min}$ e para $F_{r1} = 8,7$, obtém-se ainda da Figura 8.19

$$\frac{N_E}{h_1} = 11,4; \quad \frac{N_m}{h_1} = 13,0; \quad \frac{N_M}{h_1} = 19$$

Se a altura de água a jusante no rio, medida em relação ao fundo da bacia, for inferior a $N_m = 8,45 \text{ m}$ ou superior a $N_M = 12,35 \text{ m}$, terá de se aumentar o valor de r do rolo e refazer o cálculo até que seja satisfeita esta condição.

O nível abaixo do qual há ejeção do rolo é $N_E = 7,41 \text{ m}$ (Figura 8.19, caso II, ou seja, em que o valor de N_E foi determinado na parte superior da Figura 8.19 usando os valores interiores do eixo das ordenadas).

Uma vez fixado o valor de r , deve verificar-se o comportamento do “bucket” para caudais inferiores ao caudal máximo.

A geometria final do “bucket” é estabelecida recorrendo à Figura 8.17.

Exercício 8.4: Projectou-se um canal para transportar caudais até $3,0 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, tendo-se optado por uma secção transversal trapezoidal com uma largura de rasto de $1,2 \text{ m}$ e taludes inclinados a 1:1. O declive longitudinal do rasto é de $0,0004$ e o coeficiente de resistência de Gauckler-Manning-Stirckler é $K_s = 70 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$.

Para atravessar uma zona de declive acentuado, escolheu-se uma queda única inclinada com secção rectangular, uma largura de $1,15 \text{ m}$, com um comprimento de 100 m e um declive longitudinal de $13,5 \%$.

Escolher o tipo de bacia de dissipação a usar na extremidade de jusante da queda, definir as respectivas dimensões e definir a cota do fundo relativamente ao rasto do canal a jusante. Admita-se que a queda é suficientemente comprida para obter o regime uniforme.

Resolução

Alturas de água uniforme, respectivamente, na queda e nos trechos a montante e a jusante daquela, $0,30 \text{ m}$ e $1,208 \text{ m}$.

Usando a equação (8.1), obtém-se $F_{r1} = 5,07$ e, através da equação (8.6), obtém-se uma altura conjugada do ressalto $h_2 = 2,0 \text{ m}$.

Como $F_{r1} > 4,5$, $U_1 < 18 \text{ m/s}$ e $q < 18 \text{ m}^2/\text{s}$, usando o Quadro 8.1 conclui-se que a bacia de dissipação mais adequada é a USBR do tipo III.

Blocos de queda:

- da Figura 8.9, retira-se que os blocos de queda deverão ter uma altura $h_1 = 0,30 \text{ m}$;
- número de blocos: $2 (2 \times 0,30 \text{ m} + 0,30 \text{ m} = 0,90 \text{ m})$;
- distância entre os blocos e as paredes laterais, $(1,15 \text{ m} - 0,90 \text{ m})/2 = 0,125 \text{ m}$.

Blocos de impacto:

- da Figura 8.10, retira-se que $h_3/h_1 = 1,42 \rightarrow h_3 \approx 0,43 \text{ m}$;
- espessura superior de cada bloco, $0,086 \text{ m}$;
- número de blocos: 2
- espaçamento entre blocos, $0,30 \text{ m}$;
- distância entre os blocos e as paredes laterais, $0,125 \text{ m}$.

Soleira terminal contínua:

- da Figura 8.10, retira-se que $h_4/h_1 = 1,32 \rightarrow h_4 \approx 0,40 \text{ m}$.

Distância entre os blocos de queda e os blocos de amortecimento: $0,80 h_2 = 1,60 \text{ m}$ (Figura 8.9).

Comprimento da bacia: $L_b/h_2 = 2,4$ (Figura 8.6) $\rightarrow L_b = 4,80 \text{ m}$ (o comprimento do ressalto sem bacia seria 12 m , Figura 8.6).

Cota do fundo da bacia: para $T_w = h_2$ vem que o fundo da bacia deve ficar rebaixado de $2,0 \text{ m} - 1,203 \text{ m} \approx 0,80 \text{ m}$ relativamente ao rasto do canal de jusante, para a bacia funcionar nas melhores condições.

Altura das paredes laterais da bacia: considerando uma folga de 15% , vem $2,30 \text{ m}$.

9. TOMADA DE ÁGUA E DESCARGA DE FUNDO

9.1 Introdução geral

Uma barragem é uma estrutura hidráulica construída numa linha de água para reter/armazenar água no reservatório a que dá origem, a albufeira. A passagem dos volumes armazenados para jusante exige, muitas vezes, a construção de estruturas de tomadas de água. Estas estruturas permitem a alimentação controlada de turbinas para produção hidroeléctrica e/ou os usos consumptivos diversos da água – abastecimento público, rega, abastecimento a indústrias e outros e os usos não consumptivos como, por exemplo, a garantia de determinados caudais na linha de água a jusante para recreio e por exigências ecológicas. As tomadas de água podem ser também necessárias nos órgãos de segurança e de exploração das barragens, tais como evacuadores de cheias do tipo orifício e nas descargas de fundo.

Podem, desde já, assinalar-se dois tipos diferentes de tomadas de água quanto à sua localização: tomadas de água localizadas acima da cota máxima que previsivelmente será atingida pelos sedimentos depositados na albufeira, habitualmente, o tipo usado para os diferentes usos da água, consumptivos ou não; tomadas de água junto ao fundo, solução especial adoptada nas descargas de fundo para esvaziar e/ou limpar a albufeira (remover ou arrastar os sedimentos depositados).

A Figura 9.1 apresenta a torre da tomada de água (ou torre de manobras dos equipamentos da tomada de água) da Barragem de Abrilongo, que alimenta uma central hidroeléctrica de pé de barragem e uma válvula para rega integrada no circuito em pressão de alimentação da turbina (válvula de rega independente). Como é bem visível, a tomada de água está a uma cota bem acima do fundo da albufeira.



Figura 9.1 – Torre da tomada de água da Barragem de Abrilongo (CNPGB).

A Figura 9.2 apresenta um corte longitudinal da Barragem de Campilhas, sendo visível que há uma única galeria de saída para o evacuador de cheias, do tipo poço vertical, para a tomada de água para rega, abastecimento público e produção hidroeléctrica e para a tomada de água da descarga de fundo. Esta última está situada junto ao fundo da albufeira, como é desejável e habitual, e aquela está localizada bem mais acima.

9.2. Tomada de água – circuito hidráulico

9.2.1. Constituição geral

Não considerando o caso particular dos evacuadores de cheias do tipo orifício através da barragem, as tomadas de água e os circuitos hidráulicos associados são, no mínimo, constituídos por:

i) *tomada de água* – estrutura situada mais a montante, na albufeira, é a estruturas de entrada no sistema de descarga; estas estruturas incluem muitas vezes comportas ou válvulas, divisórias, grelhas e/ou cortinas para peixes;

ii) *conduta* – através da barragem habitualmente; por vezes, aparece parcialmente sobre o talude de jusante da barragem para minorar os riscos de erosão interna, conforme assinalado no capítulo 2, como, por exemplo, na alimentação da central hidroeléctrica do tipo pé de barragem em barragens de aterro;

iii) *estruturas de controlo* – são tipicamente comportas ou válvulas localizadas na tomada de água, na conduta, na câmara das comportas ou na estrutura terminal a jusante;

iv) *conduta de arejamento* – necessária em sistemas evacuadores ou de descarga em conduta ou galeria; o arejamento é necessário para prevenir a rotura da veia líquida ou a formação de ondas de subpressão responsáveis pelo aparecimento da cavitação; a conduta de arejamento é sobretudo necessária imediatamente a jusante da comporta de serviço, na passagem dos escoamentos em pressão para os escoamentos com superfície livre, aparecendo também nos evacuadores em poço, imediatamente a jusante da curva de passagem do poço vertical para a galeria horizontal (Figura 9.2).

v) *estruturas de jusante* – é a estrutura situada a jusante, na saída da conduta; pode incluir comportas ou válvulas e incluir algum tipo de estrutura dissipadora de energia e de protecção do leito do rio contra a erosão.

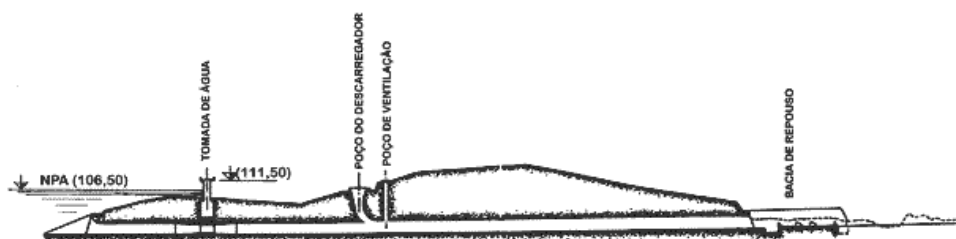


Figura 9.2 – Sistema evacuador de cheias e tomadas de água da Barragem de Campilhas (CNPGB).

9.2.2. Estruturas de controlo

Dependendo das exigências do projecto, estes sistemas podem ou não ser equipados com estruturas de controlo. As estruturas de controlo são, nomeadamente, usadas nas albufeiras de fins

múltiplos que armazenam água para rega, abastecimento público, etc. e de fim único para controlo de cheias, em que seja necessário o controlo de caudais para jusante.

A localização destas estruturas de controlo no circuito hidráulico pode influenciar os riscos associados à erosão interna e ao fenómeno de “erosão retrogressiva” ao longo da parede exterior da conduta nas barragens de aterro.

Conforme assinalado, estas estruturas são constituídas por comportas (ou válvulas), que podem ser motorizadas ou operadas hidráulica ou manualmente. Existe habitualmente uma comporta (ou válvula) de serviço e uma comporta (ou válvula) de revisão. A comporta de serviço deve permitir uma variação contínua entre as duas posições extremas: toda aberta ou toda fechada. A velocidade de ajustamento da posição da comporta deverá ser definida com as temporizações necessárias de forma a minorar os riscos de choque hidráulico. A comporta de revisão trabalha apenas quando a de serviço necessita de reparação ou quando se torna necessário inspeccionar o trecho de conduta entre as duas comportas (por norma, a comporta de serviço situa-se a jusante da comporta de revisão).

As estruturas de controlo podem estar localizadas na extremidade de montante ou de jusante da conduta ou numa posição intermédia, podendo assinalar-se as quatro situações seguintes (FEMA, 2005a; USBR, 1987):

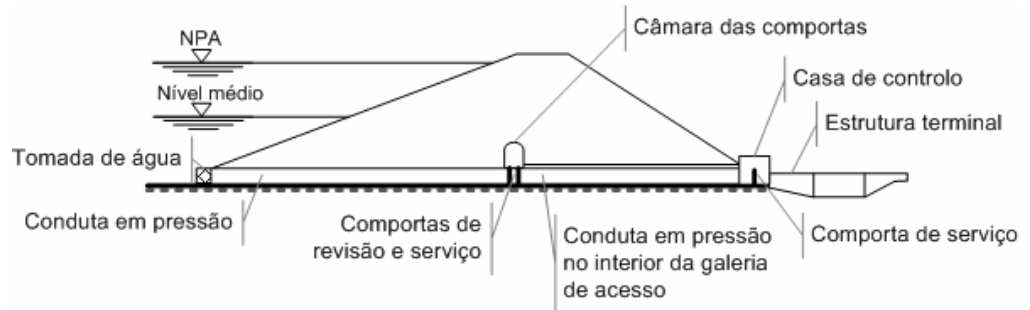
- controlo intermédio com acesso por jusante (Figura 9.3a);
- controlo intermédio sem acesso por jusante (Figura 9.3b);
- controlo a montante (Figura 9.3b);
- controlo a jusante (Figura 9.3c).

Controlo intermédio com acesso por jusante – Neste caso, a câmara das comportas (ou válvulas) está situada num ponto intermédio, contendo a comporta de revisão e, por vezes, também a comporta de serviço. Existe também uma comporta ou válvula de serviço adicional localizada na parte de jusante da conduta, acessível através do edifício construído para sua manobra. Este edifício poderá conter os volantes para a operação manual das comportas, painéis de controlo das mesmas e equipamentos diversos necessários, tais como pequenos geradores, caudalímetros, bombas de ar, equipamentos para manutenção e reparação, etc.

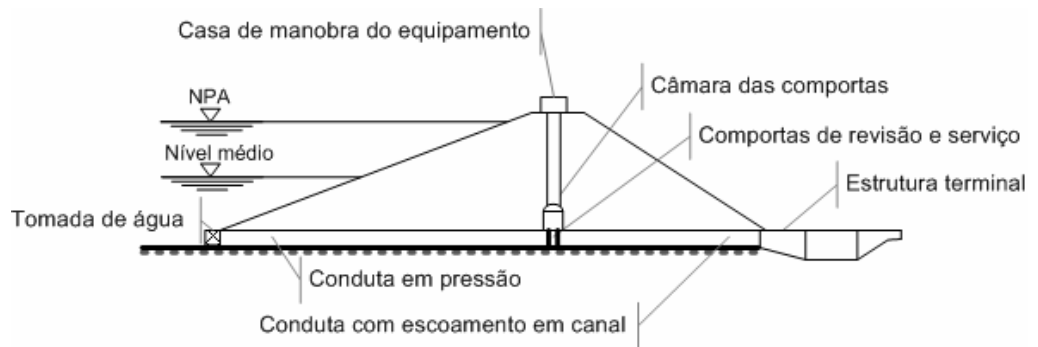
A montante da câmara das comportas, a conduta está em pressão, o mesmo podendo acontecer a jusante quando a comporta de serviço de jusante estiver parcial ou totalmente fechada.

A conduta (habitualmente em aço) pode ser instalada no interior de uma galeria acessível por jusante até à câmara das comportas, para inspeção e manutenção (Figura 9.4).

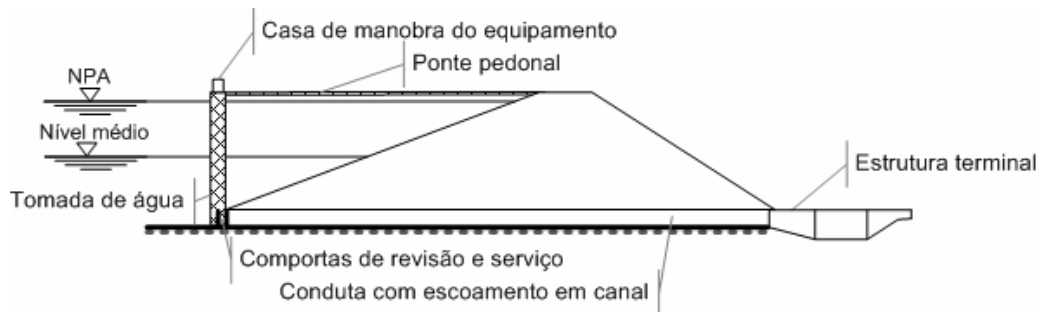
a) Controlo intermédio com acesso por jusante



b) Controlo intermédio sem acesso por jusante



c) Controlo a montante



d) Controlo a jusante

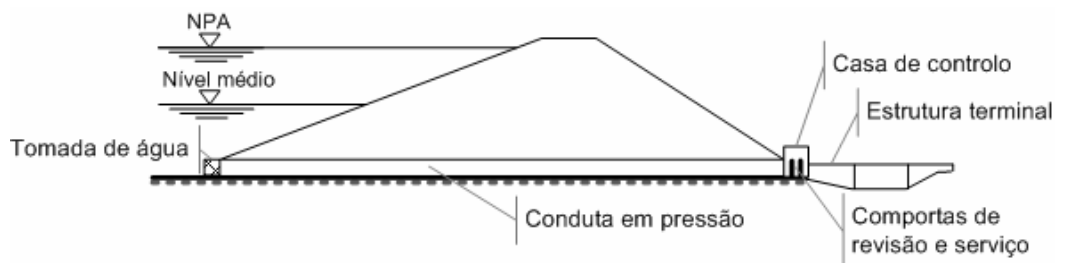


Figura 9.3 – Localização das estruturas de controlo (adaptado de FEMA, 2005b).

Controlo intermédio sem acesso por jusante – Também aqui, a câmara das comportas se situa num ponto intermédio, não existindo, agora, a comporta de serviço adicional na parte de jusante da conduta.



Figura 9.4 – Galeria de acesso à conduta, no caso do controlo intermédio com acesso por jusante (FEMA, 2005b).

A montante da câmara das comportas, a conduta estará sempre em pressão, havendo, habitualmente, escoamento com superfície livre a jusante. O acesso para inspeção e manutenção é agora mais limitado, podendo aceder-se à parte de jusante da conduta pelo seu interior até à câmara das comportas quando estas estiverem totalmente fechadas. Contudo, não se pode, tal como já acontecia no caso anterior, aceder à parte da conduta a montante da câmara das comportas porque permanece em carga, a não ser que haja válvula ou comporta adicional (de emergência) na tomada de água que se possa fechar totalmente. O acesso à câmara das comportas é habitualmente garantido através de poço de acesso específico a partir do coroamento da barragem (FEMA, 2005b).

Controlo a montante – Neste caso, as comportas ou válvulas estão instaladas na ou imediatamente a jusante da tomada de água. Toda a conduta funciona como canal fechado enterrado (galeria), consequentemente, com escoamento com superfície livre. O acesso ao interior da galeria é muito fácil a partir de jusante quando estiverem totalmente fechadas as comportas a montante.

Habitualmente, o comando ou manobra das comportas ou válvulas é realizado a partir de uma torre na albufeira, a que se acede por uma ponte pedonal (Figuras 9.1 e 9.3c).

Controlo a jusante – Agora, as comportas estão localizadas na ou imediatamente a montante das estruturas de jusante. Toda a conduta funciona em pressão, desde a tomada de água até às comportas.

Este tipo de controlo apresenta maiores riscos que os anteriores. Qualquer defeito ou fragilidade das paredes da conduta podem originar roturas da mesma, devido às enormes pressões a que está sujeita, o que é particularmente perigoso nas barragens de aterro.

9.2.3. Estruturas de jusante

No caso das tomadas de água para alimentar a linha de água a jusante da barragem ou no caso das descargas de fundo, à saída da conduta, quer esta funcione em canal ou em pressão, o escoamento dá-se normalmente em alta velocidade, quase sempre com direcção horizontal. Se o leito do rio for escavado em rocha, não haverá problema de erosão, pelo que os caudais podem ser directamente restituídos à linha de água. Caso contrário, o jacto deverá ser direccionado para a atmosfera através de deflectores apropriados ou o excesso de energia ser absorvido em estruturas dissipadoras, como são as bacias de dissipação por impacto (USBR, 1974), talvez a estrutura mais usada neste tipo de situações, sobretudo em pequenas barragens de aterro. A Figura 9.5a apresenta uma saída directa para a linha de água e a Figura 9.5b apresenta uma saída equipada com uma bacia de dissipação de impacto.

a) Descarga directa para o rio
(<http://www.dickensonctyva.com>)



b) Bacia de dissipação de impacto
(FEMA 2005b)



Figura 9.5 – Estruturas de jusante em descargas de fundo.

9.3. Tomada de água

9.3.1. Introdução

As estruturas de tomada de água nas albufeiras deverão ser concebidas de modo a perturbar o menos possível o escoamento no circuito hidráulico associado. Podem distinguir-se as tomadas de água situadas a grande profundidade das tomadas de água situadas a pequena profundidade.

As tomadas de água a grande profundidade têm as seguintes exigências hidráulicas (Sinniger e Hager, 1989):

- minimização dos riscos de cavitação;
- minimização das perdas de carga;
- ausência de zonas de separação dos escoamentos, que poderiam conduzir a vibrações.

As tomadas de água situadas a pequenas profundidades devem ficar o mais próximo possível da superfície livre para que a sua construção seja mais económica. Contudo, há necessidade de haver uma submersão mínima para minorar os riscos de formação de vórtices que podem arrastar materiais

flutuantes para os orifícios das tomadas de água, contribuindo para a obstrução das grelhas e para introduzir no circuito hidráulico detritos de dimensão menor que o afastamento entre barras da grelha.

Os vórtices podem dar origem a fenómenos complexos devidos à entrada de ar no circuito, à formação de vibrações e à propagação do escoamento rotacional da superfície livre para o escoamento em pressão no circuito hidráulico.

De modo geral, podem assinalar-se as seguintes exigências hidráulicas para as tomadas de água situadas a pequena profundidade (Sinniger e Hager, 1989):

- escoamentos sem formação de vórtices;
- ausência de arrastamento de ar para o circuito, quando não for possível evitar a formação de vórtices;
- limitação do escoamento rotacional.

9.3.2. Submersão

Define-se submersão crítica de uma tomada de água como a profundidade a partir da qual não aparecem vórtices fortes, definidos como os que chegam até à tomada de água (Jain *et al.*, 1980, citado em Sinniger e Hager, 1989). A Figura 9.6 mostra três situações de submersão insuficiente, em que os vórtices chegam até à tomada de água, podendo provocar arrastamento de ar ou de corpos flutuantes para o circuito hidráulico.

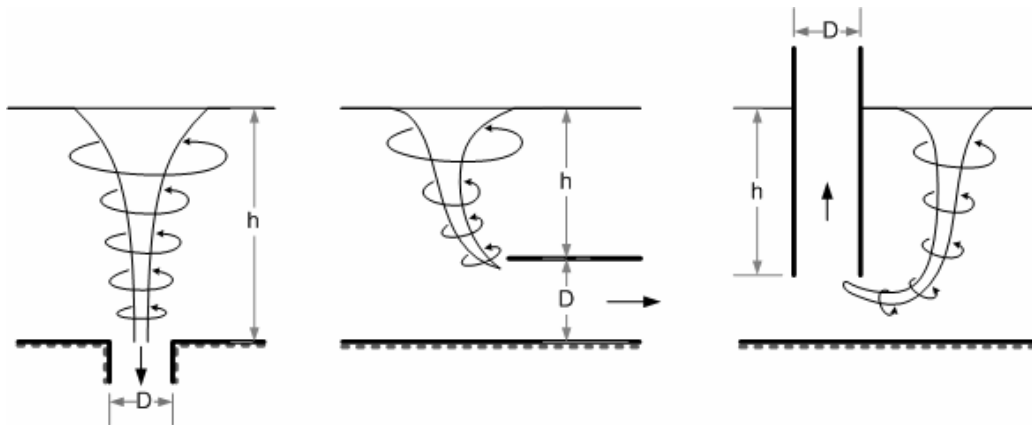


Figura 9.6 – Vórtices fortes em tomadas de água com submersão insuficiente.

A submersão deve obedecer à seguinte relação:

$$\frac{h}{D} \geq \frac{1}{2} + c_1 \frac{U}{\sqrt{gD}} = \frac{1}{2} + c_1 F_r \quad , \quad (9.1)$$

em que D é o diâmetro da conduta, c_1 é um coeficiente que pode tomar o valor de 1,7, se o escoamento se aproxima de forma simétrica da tomada de água, ou o valor de 2,2, no caso de uma aproximação

tangencial ao plano da tomada, e um valor intermédio para aproximações oblíquas e U é a velocidade média do escoamento na conduta.

Há medidas construtivas que podem ser tomadas para evitar a formação de vórtices devida à tomada de água, podendo distinguir-se as que têm como objectivo impedir o escoamento rotacional na vizinhança da tomada de água e as que visam afastar a base do vórtice da tomada (Sinniger e Hager, 1989). A Figura 9.7 apresenta alguns exemplos.

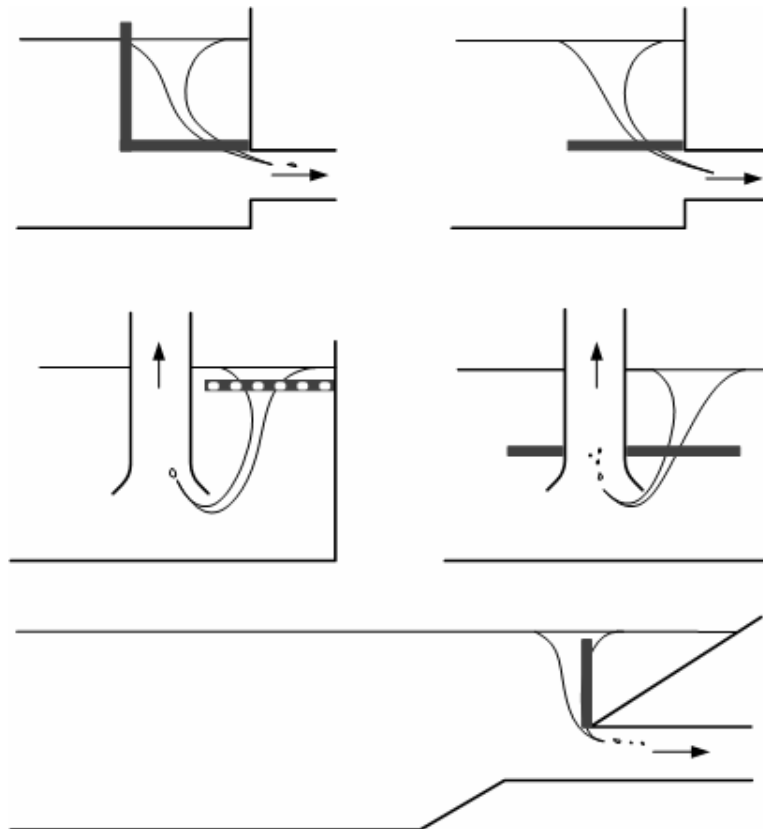


Figura 9.7 – Medidas construtivas para impedir o arrastamento de ar com a ajuda de paredes e grelhas flutuantes (Sinniger e Hager, 1989).

9.3.3. Grelhas

As grelhas, que por norma equipam a tomada de água, são os órgãos de protecção do circuito hidráulico contra a entrada de detritos ou corpos que possam danificar os restantes órgãos hidromecânicos (válvulas, comportas, turbinas, filtros, etc.). São constituídas, habitualmente, por painéis rectangulares formados por barras verticais e horizontais. Na Figura 9.8a, apresenta-se uma grelha metálica de uma tomada de água constituída por painel único rectangular e, na Figura 9.8b, grelhas de protecção de descargas de fundo constituídas por vigas de betão armado.

Por vezes, pode haver vantagem na instalação de grelhas inclinadas, para o dispositivo de limpeza ter tendência para se manter junto das barras. A inclinação de 20° é habitualmente suficiente.

A colmatação das grelhas é um fenómeno complexo, faz aumentar as perdas de carga, passando o escoamento a ter maiores velocidades nas zonas não obstruídas e a arrastar uma maior quantidade de detritos nessas zonas. A limpeza pode ser manual ou automática. Neste caso, o automatismo entra em funcionamento quando a perda de carga chega a um determinado valor.

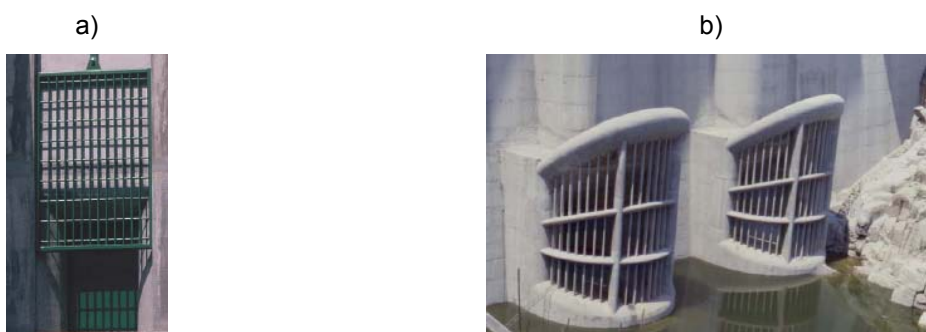


Figura 9.8 – Grelhas em tomadas de água em albufeiras: a) acima da cota máxima de depósito de sedimentos, numa torre da tomada de água; b) junto ao fundo, em descargas de fundo (Pinheiro, 2006b).

9.4. Dimensionamento da tomada de água e do circuito hidráulico associado

9.4.1. Introdução geral

O dimensionamento da tomada de água e de todo o circuito hidráulico associado é um problema clássico dos escoamentos em pressão, em que as diferentes perdas de cargas singulares assumem um papel muito relevante. A carga disponível na albufeira, subtraída das perdas de carga totais no circuito, determina a carga hidráulica disponível à saída do circuito hidráulico, o que traduz a aplicação clássica do Teorema de Bernoulli.

9.4.2. Perda de carga na grelha

O dimensionamento da secção a obter pela grelha tem em conta a velocidade máxima aceitável para o escoamento, valor directamente associado à colmatação das grelhas e da sua limpeza. Em locais de difícil acesso e sem limpeza automática das grelhas, os valores aceitáveis para as velocidades médias dos escoamentos são, por regra, muito baixos. Quando existam dispositivos de limpeza automática ou quando as tomadas de água se encontram permanentemente submersas, como é o caso das tomadas de água em albufeiras, são aceitáveis velocidades até 1 m/s (Sentürk, 1994).

A perda de carga na grelha depende dos seguintes factores: secção transversal das barras; relação entre a secção livre e a secção obstruída pelas barras da grelha; orientação em planta da grelha em relação ao escoamento. É habitual não considerar a obstrução das barras de solidarização transversal na determinação da relação entre secção livre e secção obstruída pelas barras,

considerando-se apenas o afastamento e a espessura das barras verticais. Com base nestes elementos, é possível determinar o coeficiente de perda de carga localizada (Lencastre, 1983), K_g , sendo a perda de carga, ΔH_g , determinada por

$$\Delta H_g = K_g \frac{U^2}{2g} \quad , \quad (9.2)$$

sendo U a velocidade média do escoamento considerando que toda a área está livre (não colmatada) e com (Lencastre, 1983)

$$K_g = K_d K_f p_1^{1,6} f(a/b) \operatorname{sen} \beta \quad , \quad (9.3)$$

em que:

K_d - é o coeficiente de risco de colmatção da grelha: com valor de 1,1 a 1,2, para grelhas equipadas com limpador automático moderno; com valor de 1,5, para grelhas equipadas com limpador automático antigo; com valor de 2 a 4, ou superior, em função das características do curso de água, para grelhas com limpeza manual;

K_f - é o coeficiente de forma das barras da grelha: com valor de 0,51, para secção rectangular alongada; com valor de 0,35, para secção circular; com valor de 0,32, para secção alongada com semi-círculos nas extremidades;

p_1 - relação entre a área obstruída pela grelha e a sua área total;

$$f(a/b) = 8 + 2,3(b/a) + 2,4(a/b);$$

a - afastamento entre barras (Figura 9.9);

b - dimensão das barras no sentido do escoamento (Figura 9.9);

β - ângulo da grelha com a horizontal.

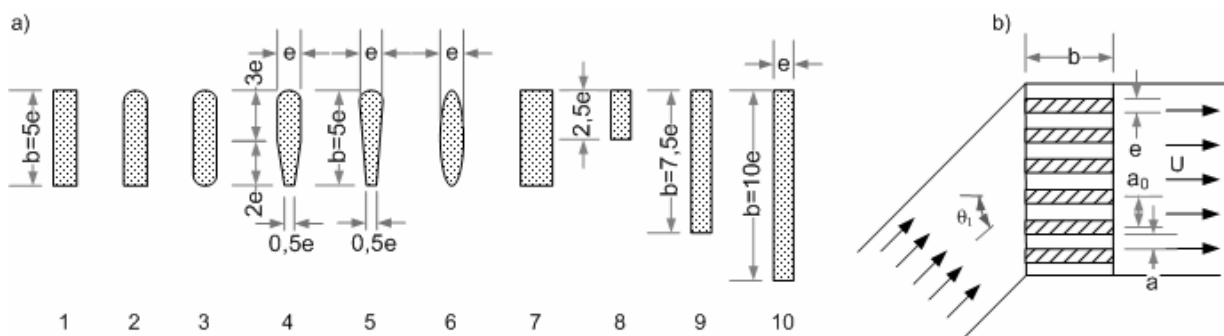


Figura 9.9 – Grelhas em tomadas de água em albufeiras: a) Secções transversais das barras; b) orientação do escoamento relativamente à grelha (Lencastre, 1983).

A equação (9.3) é usada no cálculo do coeficiente K_g para grelhas normais à corrente. Quando as grelhas estão situadas obliquamente à corrente e considerando θ_1 o ângulo de ataque, ou o ângulo de incidência do escoamento na grelha no plano horizontal, K_g passa a ser dado por (Lencastre, 1983)

$$K_g = K_1 K_2 \quad , \quad (9.4)$$

em que K_1 é função simultaneamente da forma da barra e do ângulo de ataque e K_2 é função simultaneamente da relação a/a_0 (Figura 9.9) e do ângulo de ataque. Os valores de K_1 e K_2 são apresentados, respectivamente nos Quadros 9.1 e 9.2.

Quadro 9.1. Valores de K_1 (Lencastre, 1983).

Nº da barra	θ_1									
	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	40°	50°	60°
1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
2	0,76	0,65	0,58	0,54	0,52	0,51	0,52	0,58	0,63	0,62
3	0,76	0,60	0,55	0,51	0,49	0,48	0,49	0,57	0,64	0,66
4	0,43	0,37	0,34	0,32	0,30	0,29	0,30	0,36	0,47	0,52
5	0,37	0,37	0,38	0,40	0,42	0,44	0,47	0,56	0,67	0,72
6	0,30	0,24	0,20	0,17	0,16	0,15	0,16	0,25	0,37	0,43
7	1,00	1,08	1,13	1,18	1,22	1,25	1,28	1,33	1,31	1,20
8	1,00	1,06	1,10	1,15	1,18	1,22	1,25	1,30	1,22	1,00
9	1,00	1,00	1,00	1,01	1,02	1,03	1,05	1,10	1,04	0,82
10	1,00	1,04	1,07	1,09	1,10	1,11	1,10	1,07	1,00	0,92

9.4.3. Perda de carga na admissão

A perda de carga localizada devido à admissão (passagem do reservatório para a conduta) é do tipo

$$\Delta H_a = K_a \frac{U^2}{2g} \quad , \quad (9.5)$$

em que o valor do coeficiente de perda de carga K_a depende da existência ou não de comportas, do tipo de arestas, da forma da secção, ... (Lencastre, 1983).

Quadro 9.2. Valores de K_2 (Lencastre, 1983).

a/a_0	θ_1									
	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	40°	50°	60°
0,50	2,34	2,40	2,48	2,57	2,68	2,80	2,95	3,65	4,00	4,70
0,55	1,75	1,80	1,85	1,90	2,00	2,10	2,25	2,68	3,55	4,50
0,60	1,35	1,38	1,42	1,48	1,55	1,65	1,79	2,19	3,00	4,35
0,65	1,00	1,05	1,08	1,12	1,20	1,30	1,40	1,77	2,56	4,25
0,70	0,78	0,80	0,85	0,89	0,95	1,05	1,17	1,52	2,30	4,10
0,75	0,60	0,62	0,65	0,70	0,75	0,85	0,95	1,30	2,05	3,90
0,80	0,37	0,40	0,45	0,50	0,55	0,64	0,75	1,06	1,75	3,70
0,85	0,24	0,25	0,30	0,36	0,42	0,50	0,60	0,88	1,40	3,50

9.4.4. Perdas de carga em transições

As perdas de carga em transições, estreitamentos e alargamentos, têm, respectivamente, equações dos tipos

$$\Delta H_{es} = K_{es} \frac{U_2^2}{2g} \quad , \quad (9.6)$$

e

$$\Delta H_{al} = K_{al} \frac{U_1^2}{2g} \quad , \quad (9.7)$$

podendo os respectivos coeficientes de perda de carga, K_{es} e K_{al} ser obtidos nos manuais da especialidade, como, por exemplo, no manual de Lencastre (1983); as transições graduais terão valores diferentes das transições bruscas. Conforme já assinalado, os índices 1 e 2 designam, respectivamente, as secções transversais de montante e de jusante.

9.4.5. Perdas de carga em comportas e válvulas

No circuito hidráulico, poderão existir comportas ou válvulas de emergência, que, mesmo totalmente abertas na situação de funcionamento da tomada de água, provocam perdas de carga localizadas. No caso das comportas, estas perdas de carga podem ser devidas às ranhuras ou nichos das comportas nas paredes das condutas e às mudanças de secção transversal. No caso das válvulas, podem ser também devidas às alterações de secção transversal e às reduções de secção provocadas

pelos dispositivos de assentamento e de funcionamento da válvula. Estas perdas de carga obedecerão ainda a uma expressão geral do tipo já apresentado.

USACE (1980) apresenta diversos tipos de grelhas, comportas, válvulas e admissões a usar em tomadas de água, assim como tabelas com os valores dos coeficientes das diferentes perdas de carga localizadas a considerar.

9.5. Descarga de fundo

9.5.1. Objectivos e constituição geral

A descarga de fundo é um órgão fundamental em qualquer barragem de retenção, assegurando:

- a subida controlada do plano de água durante o primeiro enchimento da albufeira;
- o controlo do plano de água em situações excepcionais, nomeadamente em situações de instabilidade das encostas;
- o abaixamento do plano de água em situações de risco (galgamento ou rotura da barragem);
- limpeza da albufeira (remoção dos sedimentos depositados);
- alimentação da linha de água a jusante, em situações de excepção.

Uma descarga de fundo tem, habitualmente, a constituição geral que se apresenta na Figura 9.10.

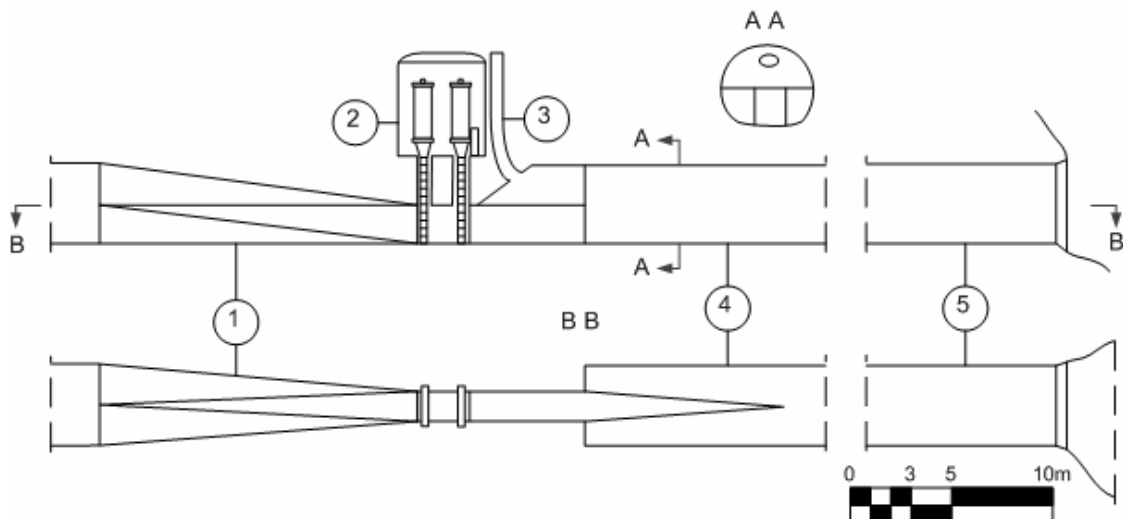


Figura 9.10 – Representação esquemática de uma descarga de fundo: 1- transição de secção circular a rectangular; 2- câmara das comportas; 3- conduta de arejamento; 4- galeria de saída; 5- saída da galeria.

Como as cargas hidráulicas sobre a descarga de fundo são, habitualmente, muito elevadas (ultrapassando, muitas vezes, a centena de metros), a velocidade dos escoamentos é também elevada, por vezes acima dos 40 ms^{-1} . Por isso, os riscos de cavitação são altos, podendo originar erosão de

cavitação e vibração das comportas, sendo necessários cuidados especiais na construção e nos acabamentos das descargas de fundo.

A descarga de fundo faz, normalmente, a transição de um escoamento em pressão para um escoamento com superfície livre. Por isso, torna-se por vezes necessário um dispositivo que garanta um arejamento suficiente do escoamento, de modo a evitar as subpressões dinâmicas. Este dispositivo é a conduta de arejamento que se apresenta esquematicamente na Figura 9.10, localizada imediatamente a jusante da comporta (que faz a transição dos dois escoamentos assinalados) e que, quando bem dimensionada, é um dispositivo eficaz e económico para evitar a erosão de cavitação e a vibração das comportas.

Por razões de segurança e conforme já assinalado, a descarga de água é normalmente equipada com duas comportas, dispostas uma atrás da outra. A situada a jusante é a comporta de serviço e a de montante é a comporta de revisão. Esta última encontra-se habitualmente na posição aberta (recolhida na câmara das comportas) (Figura 9.10).

A Figura 7.11 apresenta o evacuador de cheias em poço da Barragem de Montargil, sendo visível a câmara com as duas comportas da descarga de fundo, que partilha a galeria de saída com o evacuador de cheias, situação frequente.

9.5.2. Comportas de fundo

9.5.2.1. Tipo de comportas

Existem três tipos principais de comportas de fundo: de corredeira; vagão e de segmento. A Figura 9.11 permite escolher o tipo de comportas a usar, em função da carga na albufeira H (m) e da área da comporta, A_{co} .

A comporta de corredeira é particularmente importante para as cargas elevadas, sendo a área da comporta relativamente pequena. Esta comporta repousa sobre corredeiras verticais situadas na parede de jusante das calhas da galeria (ou nicho da comporta) onde trabalha a comporta (Figura 9.12a), que servem, simultaneamente, de dispositivo de estanquicidade. O batente da comporta é talhado em bisel, de acordo com o esquema que se apresenta na Figura 9.12a. Como é visível na figura, a espessura da comporta diminui no sentido dos nichos, ficando estes mais estreitos, minimizando-se, assim, os riscos de instalação de zonas de cavitação. A força principal necessária para o accionamento da comporta é devida ao deslizamento da comporta na respectiva corredeira, usando-se um servomotor. Os riscos de vibração são reduzidos, podendo a comporta estar submersa por jusante.

A comporta de corredeira é, habitualmente, constituída pelos seguintes elementos: tabuleiro, peças fixas e órgão de comando. O tabuleiro é o elemento móvel constituído por chapa metálica de face plana e borrachas de vedação para garantia de estanquicidade. As peças fixas servem de apoio e guiamento do tabuleiro, constituindo uma estrutura rígida. O órgão de manobra é normalmente

constituído por um servomotor e um grupo de bombagem de óleo de comando, ou por um actuador eléctrico.

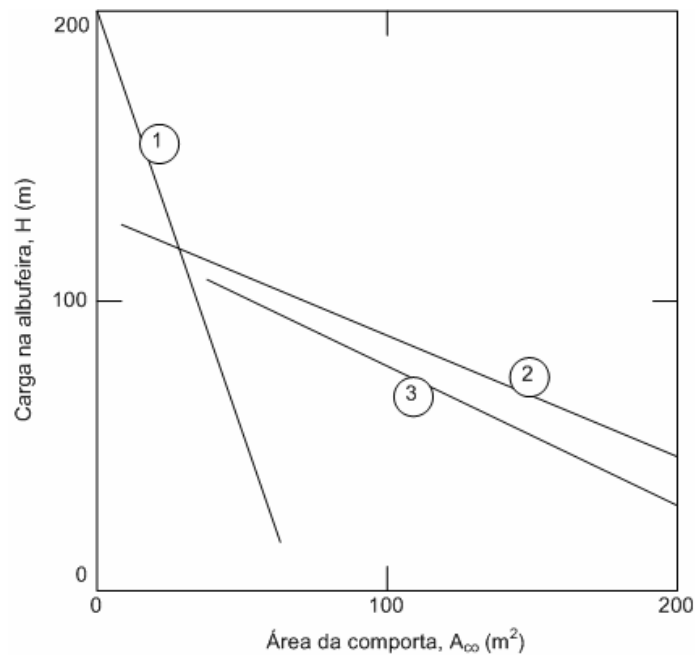


Figura 9.11 – Tipo de comporta de fundo a usar, em função da carga na albufera e da secção da comporta: 1-comporta de corredeira; 2-comporta vagão; 3-comporta de segmento (Sinniger e Hager, 1989).

A comporta vagão é, habitualmente, usada para cargas intermédias (Figura 9.11). A comporta apoia-se sobre rodízios que rodam em carris verticais instalados nos nichos (Figura 9.12b). Por consequência, a força de atrito é reduzida, mas os riscos de vibração aumentam. Em simultâneo, os nichos da comporta são mais largos que no caso das comportas de corredeira, aumentando-se também os riscos de cavitação. O batente da comporta é muitas vezes também talhado em bisel.

À semelhança da comporta de corredeira, também a comporta de vagão é, habitualmente, constituída pelos seguintes elementos: tabuleiro, peças fixas e órgão de manobra. O tabuleiro é o elemento móvel constituído por chapa metálica de face plana, órgãos de guiamento e borrachas de vedação que garantam estanquicidade. As peças fixas também servem de apoio e de guiamento do tabuleiro, constituindo uma estrutura rígida. O órgão de manobra é normalmente constituído por um servomotor e um grupo de bombagem de óleo de comando.

Na Figura 9.13, apresentam-se imagens de uma comporta de corredeira e de uma comporta do tipo vagão.

O domínio de aplicação da comporta de segmento é muito próximo do da comporta vagão. O elemento que se opõe à pressão da água é um segmento de superfície cilíndrica, em que a aresta inferior é talhada em bisel. Para se reduzir a força necessária ao seu funcionamento, o centro de rotação da

comporta pode ser deslocado relativamente ao centro de curvatura do segmento. É muito sensível às vibrações e não deverá ser submersa por jusante. Para além da pequena força necessária para o seu funcionamento, uma outra vantagem deste tipo de comportas é que não necessitam de nichos, excluindo-se, por isso, os riscos de cavitação.

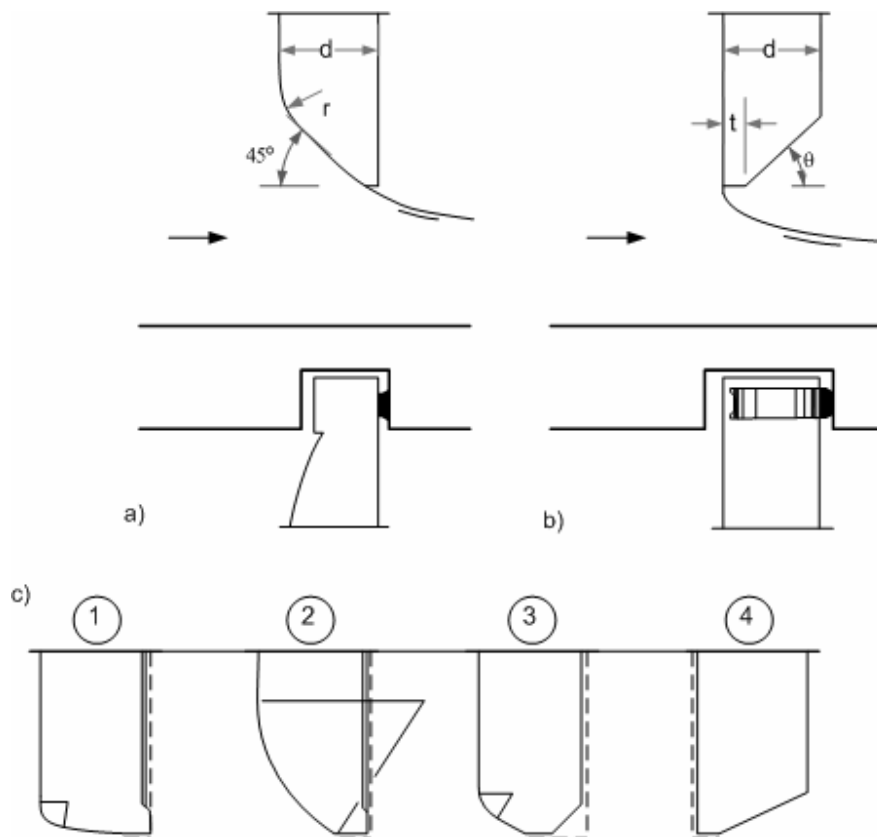


Figura 9.12 – Tipo de comporta de fundo: a) comporta de corredeira; b) comporta de vagão; c) tipos de batentes de comportas (Sinniger e Hager, 1989).

a) Comporta de corredeira



b) Comporta de corredeira



Figura 9.13 – Comportas de corredeira e do tipo vagão (http://www.sofomil.pt/Home_PT.php).

9.5.2.2. Vibrações das comportas

As vibrações nas comportas de fundo têm duas causas: a separação (descolamento) do escoamento da comporta e falta de arejamento das zonas com subpressões.

As zonas com separação do escoamento são consequência de uma inadequada configuração da geometria da comporta. O jacto de água sob a comporta (ao longo do seu batente) pode colar e descolar e se o ressalto hidráulico a jusante estiver muito próximo da comporta pode ainda amplificar o fenómeno.

As zonas com subpressões podem influenciar fortemente as vibrações nas comportas e a cavitação a jusante. Torna-se, por isso, importante garantir o arejamento adequado da veia líquida que sai sob a comporta.

Tendo em conta as altas velocidades dos escoamentos sob a comporta, a veia líquida deve ser guiada sem perturbações ao longo do fundo. A estanquicidade é garantida encostando a comporta ao fundo rectilíneo da galeria e nos nichos das comportas. A Figura 9.12c apresenta quatro tipos diferentes de arestas inferiores ou batentes da comporta de fundo (Sinniger e Hager, 1989): 1- este tipo de comporta conserva a sua espessura até ao batente, existindo perigo de separação da veia líquida da aresta da comporta e, conseqüentemente, formação de zonas com subpressões associadas; esta separação pode ser irregular, o que induz vibrações na comporta; 2 – aresta de difícil construção, sendo, contudo, muito favorável do ponto de vista hidráulico, impedindo a formação de zonas de subpressão; 3 – boa aresta do ponto de vista construtivo, pois a comporta mantém sempre uma boa espessura e a superfície de apoio está deslocada para montante, devendo minimizar-se devido à possibilidade de ocorrência de fenómenos de separação do escoamento; 4 – o corte em bisel está na parte de montante da aresta, não sendo, por isso, necessário prever dispositivos para guiar a veia líquida e a parte de jusante da aresta sobe rapidamente para evitar a possibilidade de a veia líquida se colar; as forças do escoamento que agem sobre a comporta são pequenas.

Relativamente aos elementos de estanquicidade, é de assinalar que arestas dos tipos 1 e 2, garantem a estanquicidade por encosto a jusante, o que é muito favorável, uma vez que vai tirar partido da pressão da água na comporta. A aresta do tipo 3 apresenta uma descontinuidade entre a superfície de estanquicidade vertical (também a jusante) e a superfície de estanquicidade horizontal, existindo uma perturbação devido aos nichos que conduz a uma contracção lateral considerável da veia líquida, à cavitação e formação de ondas de choque na galeria, sobretudo para pequenas aberturas da comporta. A aresta do tipo 4 encontra-se num único plano, o que é favorável, mas na face de montante, o que é desfavorável (Sinniger e Hager, 1989).

Os nichos das comportas, tal como já se assinalou no capítulo 6 aquando da apresentação dos riscos de cavitação devido a ranhuras isoladas, podem ter características geométricas que acentuem ou não esses riscos.

9.5.2.3. Caudal

O escoamento sob uma comporta pode ser livre ou submerso por jusante, sendo válidas as equações usuais (Lencastre, 1983; Quintela, 1981).

A Figura 9.14 representa a situação particular da comporta de fundo em que a galeria de jusante está em carga, apresentando ainda as linhas piezométricas e da energia respectivas. A linha de energia vai decrescendo em virtude das perdas de carga contínuas e das localizadas, estas últimas à semelhança do que se indicou no ponto 9.4. Assinala-se, de modo particular a perda de carga devido à comporta, ΔH_C .

O caudal na comporta para a situação da galeria de jusante em carga pode ser calculado através da expressão

$$Q = C_{CC} w B \sqrt{2g(H_1 - \Delta H_C - h_{CC})} \quad , \quad (9.8)$$

em que B é a largura da comporta (da galeria), C_{CC} representa o coeficiente de contracção da veia líquida a jusante da comporta, w é a abertura da comporta, H_1 é a carga a montante da comporta e h_{CC} é a cota piezométrica na secção contraída do escoamento.

Para a situação de escoamento livre, mas com a subpressão $\Delta p / \gamma$ a jusante da comporta, o caudal pode ser calculado através da equação

$$Q = C_{CC} w B \sqrt{2g \left(H_1 - \Delta H_C - \frac{\Delta p}{\gamma} - C_{CC} w \right)} \quad . \quad (9.9)$$

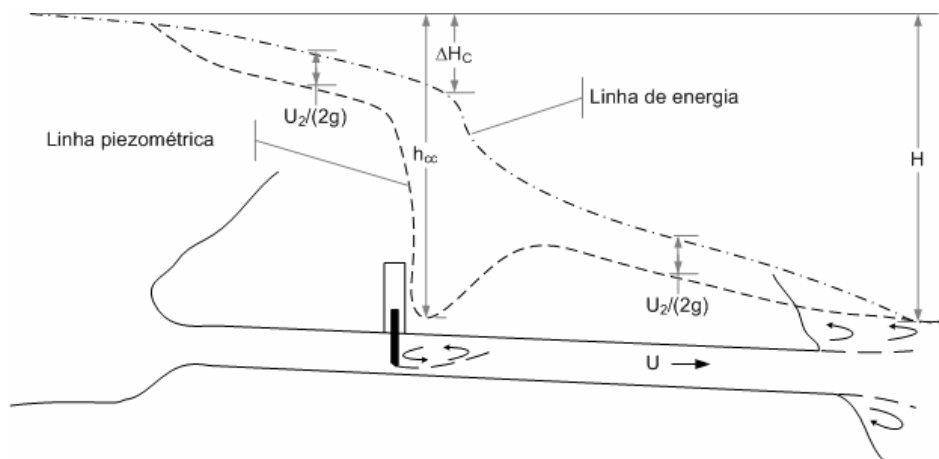


Figura 9.14 – Representação esquemática de uma comporta de fundo numa galeria em carga (adaptado de Sinniger e Hager, 1989).

9.5.3. Arejamento das descargas de fundo

Podem distinguir-se três vias de arejamento dos escoamentos a jusante da comporta de serviço numa descarga de fundo:

- arejamento superficial do escoamento torrencial;
- arejamento superficial através de ressalto hidráulico;
- arejamento em todo o perímetro molhado do escoamento rápido.

Se o escoamento a jusante da comporta de serviço apenas ocupa parcialmente a secção transversal da galeria em todo o comprimento desta, haverá entrada do caudal de ar, Q_{a0} , pela secção de jusante da galeria (Figura 9.15a) e que pode ser suficiente para arejar a galeria até à comporta, onde ocorrerão as maiores subpressões. Este tipo de arejamento só será o necessário para garantir uma pressão atmosférica a jusante da comporta se a secção transversal ocupada por ar for suficiente e se a galeria não for demasiado comprida.

O arejamento junto à comporta poderá ser aumentado através da instalação de uma conduta de arejamento, que garanta o caudal de ar adicional Q_{av} (Figura 9.15b). Na Figura 9.15, Q_a é o caudal total de ar, $Q_a = Q_{av} + Q_{a0}$ e Q_A o caudal líquido afluente.

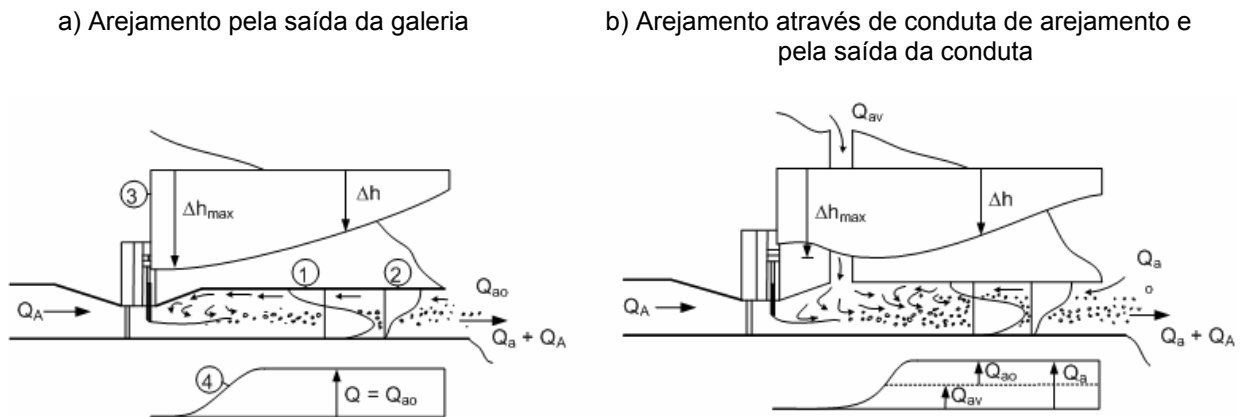


Figura 9.15 – Arejamento superficial do escoamento a jusante de uma comporta de fundo: 1 - perfil das velocidades; 2 - perfil da concentração de ar; 3 - diagrama das subpressões; 4 - repartição do caudal de ar na mistura água-ar (Sinniger e Hager, 1989).

Se a cota da superfície livre na linha de água à saída da galeria for relativamente alta e se o declive da galeria for baixo relativamente às perdas de carga, formar-se-á um ressalto hidráulico no interior da galeria a jusante da comporta. Um ressalto hidráulico livre garante um arejamento considerável do escoamento (Figura 9.16a) e, à medida que o ressalto se vai aproximando da comporta, como

acontecerá com o aumento da cota da superfície livre a jusante, até passar a afogado, deixará de contribuir para o arejamento dos escoamentos (Figura 9.16f).

Para aberturas muito pequenas da comporta, a veia líquida a jusante desta quase como que se “pulveriza”, havendo uma acentuada dispersão das gotas de água na atmosfera; nesta situação, o caudal de ar Q_{a0} aspirado pela galeria a partir de jusante é elevado (Figura 9.16a). Para uma abertura ligeiramente superior, o escoamento sob a comporta passa a ser livre (Figura 9.16b), podendo dar-se sob a forma de pulsações. A galeria pode ficar quase cheia de uma mistura de água-ar, escoamento bifásico ou “espumoso” (Figura 9.16c). Na situação da Figura 9.16d, há ressalto hidráulico livre a jusante e, subindo o nível na linha de água a jusante da galeria, este ressalto hidráulico pode passar a fazer a transição entre o escoamento livre e o escoamento em pressão a jusante (Figura 9.16e).

A emulsão de ar no seio do escoamento é sobretudo devida à turbulência. Conforme assinalado no capítulo 6, parte das bolhas de ar “prisioneiras” do escoamento retornam à atmosfera sob a acção das forças de impulsão e de difusão, dificultando o arejamento em profundidade dos escoamentos, sendo, por isso, sobretudo as camadas inferiores do escoamento junto ao fundo que são responsáveis pela erosão de cavitação. É, por isso, necessário prever outros mecanismos que garantam um bom arejamento em todo o perímetro molhado das correntes rápidas, recorrendo a dispositivos construtivos ou arejadores específicos.

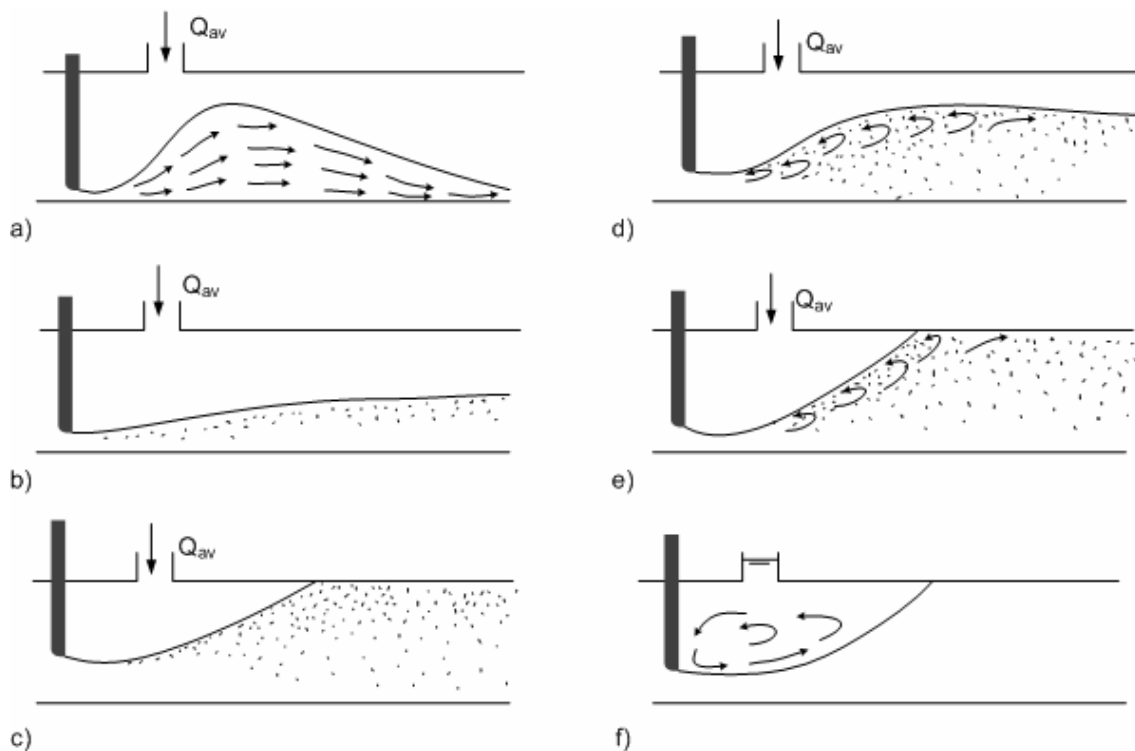


Figura 9.16 – Tipo de escoamento a jusante de uma comporta de fundo (Sinniger e Hager, 1989).

Em comparação com o arejamento superficial de uma corrente rápida num canal aberto, o arejamento do escoamento numa descarga de fundo apresenta as seguintes características (Sinniger e Hager, 1989):

- o declive da rasante da galeria é normalmente inferior;
- a camada limite junto à comporta de fundo é fortemente influenciada pela geometria desta e pelos eventuais dispositivos de arejamento;
- a veia líquida que sai sob a comporta pode ser muito perturbada pelos vórtices devidos a esta e aos nichos da mesma;
- a jusante da comporta, podem existir tipos variados de escoamento (Figura 9.16);
- o escoamento bifásico pode ser limitado pela abóbada da galeria;
- o escoamento de ar é influenciado pelo tipo de escoamento líquido e pelos dispositivos de arejamento.

BIBLIOGRAFIA

- Abecassis, F. (1961) – *Soleiras descarregadoras. Alguns problemas especiais*. LNEC, Memória N°175, Lisboa.
- *Ball, J.W. (1976) – Construction finishes and high velocity flow. Proc. ASCE, vol. 92, CO2, pp. 1283-1297.
- Barbosa, J.N. (1986) – *Mecânica dos Fluidos e Hidráulica Geral*. Porto Editora.
- *Bauer, W.J. (1954) – Turbulent Boundary Layer on Steep Slopes. TASCE V. 119, pp. 1212-1234.
- Chow, V. (1983) – *Open Channel Hydraulics*. McGraw-Hill, New York.
- CNPGB – Barragens de Portugal (http://cnpgb.inag.pt/gr_barragens/gportugal), Comissão Nacional Portuguesa de Grandes Barragens.
- Falvey, H.T. (1990) – *Cavitation in Chutes and Spillways*. Water Resources Technical Publications, Engineering Monograph nº42, U.S. Bureau of Reclamation, Denver.
- FEMA (2005a) – *The National Dam Safety Program – Research Needs Workshop: Outlet works*. U.S. Department of Homeland Security.
- FEMA (2005b) – *Technical Manual: Conduits through Embankment Dams*. U.S. Department of Homeland Security.
- Fernandes, M. (1995) – *Mecânica dos solos*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Ferreira, A. et al (2001) – *Curso de Exploração e Segurança de Barragens*. Instituto da Água, Lisboa.
- *Galperin, R. et al. (1977) – *Protecção contra a cavitação pelo arejamento da camada limite. Cavitação em estruturas hidráulicas. Moscovo (em Russo). Tradução para Português*, LNEC, Memória N°698, Lisboa.
- Hay, N. e Taylor, G. (1971) – Performance and design of labyrinth weirs. **Journal Hydraulic Division**, ASCE, 98:708-711.
- HEC (1975) – HEC 14: *Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels*. Hydraulic Engineering Circular Number 14 (3th edition), U.S. Department of Transportation.
- ICOLD (1984) – *World Register of Dams*. International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1986) – *Spillways for Dams*. Bulletin 58, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1988) – *World Register of Dams: 1st Updating*. International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1997) – *Dams less than thirty meters high. Cost savings and safety improvements*. International Commission on Large Dams, Bulletin 109, Paris.
- Jain, S. (2001) – *Open-Channel Flow*. Editores John Wiley & Sons.
- *Jain, A. K. et al. (1980) – Vortex formation at vertical pipe intakes. **Journal Hydraulic Division**, ASCE, 106:1528-1530.
- *Johnson, V. E. (1963) – Mechanics of cavitation. Proc. ASCE, vol. 89, HY3.
- Lecomu, J. (1998) – Les barrages et la gestion des eaux. In : Proc. of the Intern. Conf. Eau et Développement Durable, Paris.
- Lemos, O. (1981) – *Critérios para o dimensionamento hidráulico de barragens descarregadoras*. LNEC, Memória N°556, Lisboa.
- Lencastre, A. (1983) – *Hidráulica Geral*. Edição Luso-Brasileira, Hidroprojecto, Lisboa.
- Lencastre, A. (2001) – *Hidráulica das Estruturas (Descarregadores de Cheias)*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Magalhães, A. (1983) – *Descarregadores em Labirinto*. LNEC, Memória N°605, Lisboa.
- Magalhães, A. (1989) – *Hydraulic Design of Labyrinth Weirs*. LNEC, Memória N°736, Lisboa.

* Bibliografia não consultada directamente.

- Manzanares, A. (1980) – *Hidráulica Geral*. TÉCNICA, A.E.I.S.T., Lisboa.
- *Montuori, C. (1963) – Discussion of Stability Aspects of Open Channel Flow by F. F. Escoffier, **Journal Hydraulic Division**, ASCE, 89 (4):264-273.
- Morris, H. e Wiggert, J.M. (1983) – *Applied Hydraulics in Engineering*. Editores John Wiley & Sons.
- Novak, P. *et al.* (1996) – *Hydraulic Structures*. Editores E. & F.N. Spon, Londres.
- Pinheiro, A. (2006a) – *Descarregadores de cheias em canal de encosta. Dimensionamento e implantação*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Pinheiro, A. (2006b) – *Estruturas Hidráulicas: Tomadas de água em albufeiras*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Quintela, A. (1981) – Hidráulica. Coleção de Manuais Universitários, Fundação Calouste Gulbenkian, 6ª edição.
- Quintela, A. *et al.* (1986) – *Aproveitamentos Hidráulicos Romanos a Sul do Tejo*. Direcção-geral dos Recursos e Aproveitamentos Hidráulicos, Lisboa.
- Quintela, A. (1990) – *Estruturas Hidráulicas*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Quintela, A. e Ramos, C.A. (1980) – Protecção contra a erosão de cavitação em obras hidráulicas. LNEC, Memória N°539, Lisboa.
- Robertson, J., Cassidy, J. e Chudhry, M. (1998) – *Hydraulic Engineering*. Editores John Wiley & Sons.
- Sentürk, F. (1994) – *Hydraulics of Dams and Reservoirs*. Water Resources Publications, Denver.
- Sinniger, R. e Hager, W. (1989) – *Constructions Hydrauliques*. Traité de Génie Civil 8 (Vol 15), Presses Polytechniques Romandes, Lausanne.
- USACE (1959a) – *Hydraulic Design Criteria – Spillway energy losses*. Sheets 111-18 to 111-18/5, U.S. Army Corps of Engineers, Washington DC.
- USACE (1959b) – *Hydraulic Design Criteria – overflow spillway crest*. Sheets 111-1 to 111-2/1, U.S. Army Corps of Engineers, Washington DC.
- USACE (1959c) – *Hydraulic Design Criteria – overflow spillway crest with sloping upstream faces*. Sheets 111-7 to 111-10, U.S. Army Corps of Engineers, Washington DC.
- USACE (1959d) – *Hydraulic Design Criteria – high overflow dams. Crest pressures*. Sheets 111-16 to 111-16/2, U.S. Army Corps of Engineers, Washington DC.
- USACE (1959e) – *Hydraulic Design Criteria – Spillway crest. Discharge coefficients, High Overflow Dams*. Sheet 111-3, U.S. Army Corps of Engineers, Washington DC.
- USACE (1959f) – *Hydraulic Design Criteria – Submerged crest coefficients, Overflow dams*. Sheet 111-4 to 111-4/2, U.S. Army Corps of Engineers, Washington DC.
- USACE (1959g) – *Hydraulic Design Criteria – Overflow spillway crest with adjacent concrete sections. Abutment contraction coefficient*. Sheet 111-3/1, U.S. Army Corps of Engineers, Washington DC.
- USACE (1959h) – *Hydraulic Design Criteria – Gated overflow spillways. Pier contraction coefficients*. Sheet 111-5 and 111-6, U.S. Army Corps of Engineers, Washington DC.
- USACE (1959i) – *Hydraulic Design Criteria – Overflow spillway crest with adjacent embankment sections. Abutment contraction coefficient*. Sheet 111-3/2, U.S. Army Corps of Engineers, Washington DC.
- USACE (1959j) – *Hydraulic Design Criteria – High overflow dams. Spillway crest with offsets and risers, crest shapes*. Sheet 111-19 to 111-19/2. U.S. Army Corps of Engineers, Washington DC.
- USACE (1959k) – *Hydraulic Design Criteria – Overflow spillway crests. Upper nappe profiles*. Sheet 111-11 to 111-14/1. U.S. Army Corps of Engineers, Washington DC.
- USACE (1959l) – *Hydraulic Design Criteria – Morning Glory spillways*. Sheet 140-1 to 140-1/8. U.S. Army Corps of Engineers, Washington DC.
- USACE (1980) – *Hydraulic Design of Reservoir outlet works*. Engineer Manual, U.S. Army Corps of Engineers, Washington DC.

- USBR (1974) – *Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators*. Water Resources Technical Publications, Engineering Monograph nº25, U.S. Bureau of Reclamation, Denver.
- USBR (1976) – *Design of Gravity Dams – Design manual for concrete gravity dams*. Water Resources Technical Publications, U.S. Bureau of Reclamation, Denver.
- USBR (1977a) – *Design Criteria for Concrete Arch and Gravity Dams..* Water Resources Technical Publications, Engineering Monograph nº19, U.S. Bureau of Reclamation, Denver.
- USBR (1977b) – *Guide for Preliminary Design of Arch Dams..* Water Resources Technical Publications, Engineering Monograph nº36, U.S. Bureau of Reclamation, Denver.
- USBR (1978) – *Design of Small Canal Structures*. Water Resources Technical Publications, U.S. Bureau of Reclamation, Denver.
- USBR (1987) – *Design of Small Dams*. Water Resources Technical Publications, U.S. Bureau of Reclamation, Denver.
- Varenes, P. (1975) – *Excertos das Lições de Hidráulica Geral e Agrícola*. 5ª Edição ciclostilada, Instituto Superior de Agronomia, Lisboa.
- WCD (2000) – *Water, Development and Large Dams*. The Report of the World Comission on Dams.

ANEXOS – Legislação

**Decreto-Lei Nº11/90 de 90.01.06 -
-Regulamento de Segurança de Barragens**

**Decreto-Lei Nº409/93 de 93.12.14 -
-Regulamento de Pequenas Barragens**

**Portaria N°846/93 de 93.09.10 -
-Normas de Projecto de Barragens**

**Portaria Nº847/93 de 93.09.10 -
-Normas de Observação e Inspeção de Barragens**

**Portaria Nº246/98 de 98.04.21 -
-Normas de Construção de Barragens**